

ANEXO A
RESPALDO INSTITUCIONAL

Nº 0 - 1202 -

Tarija 12 de octubre de 2020

Señor:

Dr. René Rosario Valdez Soruco

Subgobernador San Lorenzo

Presente. -

**Ref: SOLICITUD DE PERMISO Y AUTORIZACION PARA ELABORACIÓN
DE PROYECTO DE GRADO U.A.J.M.S.**

Mediante la presente reciba usted un cordial y afectuoso saludo, deseándole éxitos en el ejercicio de sus funciones.

Mi persona, Univ. Ovando Flores Lucas Samuel con R.U. 95141, estudiante de la carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho.

En el cual me encuentro cursando la asignatura Proyecto de Ingeniería Civil I CIV-501 segundo semestre de 2020 pretendiendo elaborar mi perfil y propuesta del proyecto, posteriormente cursar Proyecto de Ingeniería Civil II CIV-502 primer semestre de 2021 elaborando el Proyecto de Ingeniería del mismo.

Mediante la presente se solicita a su distinguida autoridad pueda brindarme el apoyo con el debido permiso y autorización de realizar el Proyecto de Ingeniería de un Puente (topografía, estudio de suelos, memoria de cálculo, planos, cómputos métricos y presupuesto, especificaciones técnicas, cronograma de ejecución), colaborando con la necesidad de salvar el accidente geográfico, ubicado en la comunidad de Tomatas Grande latitud (21°19'32.14"S) longitud (64°46'42.13"O) en la Ruta Tomatas.

Culminando el desarrollo del proyecto de Ingeniería Civil, mi persona hará llegar una copia a su institución.

Sin otro particular me despido con las consideraciones respectivas.



Unv. Ovando Flores Lucas Samuel
Estudiante de Ing. Civil U.A.J.M.S.
SOLICITANTE



Ing. Dubravcic Alaiza Arturo Juan Jesus
DOCENTE de la asignatura Proyecto de
Ingeniería Civil I CIV-501



San Lorenzo, 18 de enero de 2021

Señor:

Lucas Samuel Ovando Flores

**SOLICITANTE DE PROYECTO DE PROFESIONALIZACIÓN
CARERA DE INGENIERÍA CIVIL U.A.J.M.S.**

Tarija. –

Ref.: Respuesta a nota de solicitud de fecha 12 de octubre de 2020.

Universitario Lucas Ovando, una vez recibida por circular interna la solicitud de referencia, tengo a bien comentarle que el **Proyecto de Mejoramiento y Mantenimiento Vial Departamental Provincia Méndez Primera Sección**, dependiente de la Subgobernación San Lorenzo, en el cual desempeño la función de Encargado, prestará toda la colaboración y apoyo necesario con el fin de posibilitar la elaboración del proyecto solicitado.

Sin otro particular y deseando mucho éxito en el desarrollo del trabajo planteado, me despido atentamente.

C.c. Arch.

Ing. V. Rodney Ledezma C.
ENCARGADO DE MANTENIMIENTO VIAL
SUB. GOBERNACION SAN LORENZO



ANEXO B

INFORMACIÓN
SOCIOECONÓMICA

1. Información socioeconómica relativa al proyecto

El objetivo de la presente información, es proporcionar información actual de las condiciones reales en que vive la población, la cantidad de familias que viven y trabajan sus tierras, los servicios básicos con que cuentan entre otros.

Esta información será dividida en cuatro pilares fundamentales como son: aspectos demográficos, aspectos económicos, aspectos sociales y servicios básicos existentes.

1.1. Aspectos demográficos

1.1.1. Población total del área del proyecto

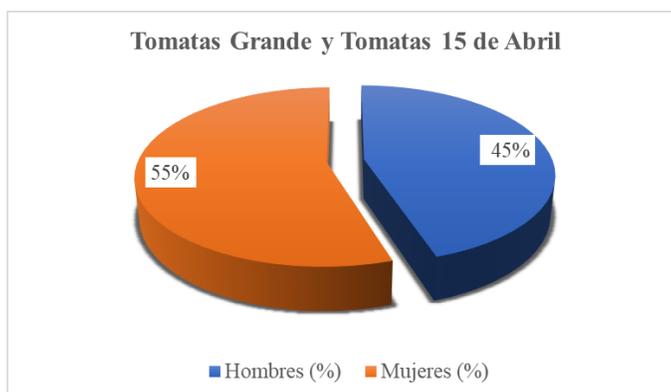
El proyecto comprende la construcción de un puente vehicular, y al ser la Ruta Tomatas el único acceso rápido que une las comunidades, es de suma importancia conocer las principales características tanto demográficas, socioculturales y productivas de las comunidades beneficiadas.

Por medio de algunas encuestas a comunarios de la zona, se logra estimar la población total de Tomatas Grande y Tomatas 15 de Abril, el cual asciende a 700 habitantes, de los cuales el 55% son mujeres y el 45% son hombres.

Cantidad de habitantes beneficiarios

Comunidad	Hombres	Mujeres	Total
Tomatas Grande y Tomatas 15 de Abril	315	385	700

Distribución porcentual de beneficiarios



1.2. Aspectos económicos

1.2.1. Actividad Agrícola

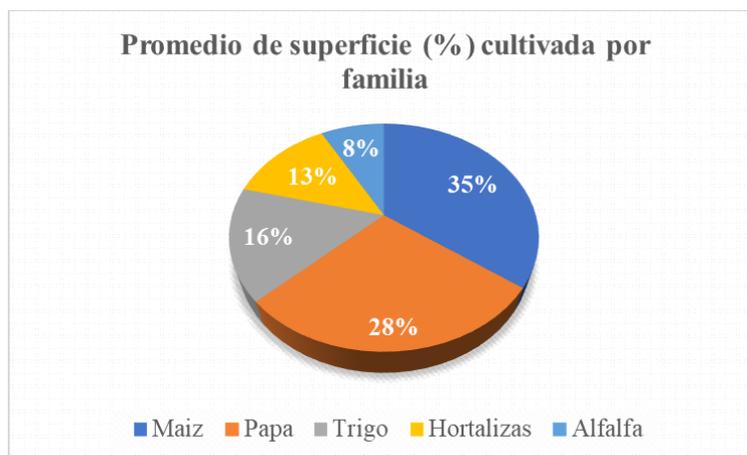
La agricultura, es la actividad productiva más importante de las comunidades del área de influencia del proyecto, desde el punto de vista de la seguridad alimentaria de las familias. La actividad económica gira en torno a la venta de productos agrícolas tales como el maíz, papa, trigo y hortalizas y los forrajes como la alfalfa.

La distribución porcentual de superficies cultivadas es la siguiente: el 35% corresponde al cultivo del maíz, el 28% corresponde al cultivo de papa, el 16% corresponde al cultivo de trigo, el 13% corresponde al cultivo de hortalizas y el 8% al cultivo de alfalfa.

Promedio en (%) de superficie cultivada

Productos Cultivados	Promedio de superficie (%) cultivada por familia
Maiz	35
Papa	28
Trigo	16
Hortalizas	13
Alfalfa	8
Total	100

Distribución porcentual de superficie cultivada



En la zona se evidenció plantas de durazno, vid, higos, granadas entre otros que resultan para consumo familiar y el excedente para la venta.

1.2.2. Actividad Pecuaria

Aunque no se lo practica en gran cantidad, la ganadería al igual que la agricultura, es una actividad económica muy importante en las comunidades de Tomatas Grande y Tomatas 15 de Abril, ya que las condiciones climáticas de la zona son aptas, además existe suelos óptimos para la producción de forrajes para alimentar al ganado como también espacios donde se lo pastorea de forma extensiva, los animales que se crían en la zona son: especialmente bovinos, porcinos, ovinos; entre las aves existe gran cantidad de gallinas.

El tipo de ganado más importante es el bovino destinado al autoconsumo y la venta como también una gran parte de las vacas son productoras de leche que algunos la venden en fresco y otros lo procesan para la venta posterior de quesos de vaca, pero la población a la fecha es muy reducida por la falta de apoyo por parte de las autoridades al sector agropecuario.

1.2.3. Otras actividades

Otra fuente de ingresos importante, es la que se percibe por el trabajo que realizan los comunarios de la zona en la ciudad de Tarija y otras comunidades aledañas a la zona, donde migra la población generalmente joven (varones y mujeres)

Los niveles de ingreso de la población están determinados por la actividad que realizan.

Un aspecto muy importante que se da ahora, mayormente por los problemas productivos y sociales, es la interacción campo-ciudad donde la mayoría de los hombres salen de la comunidad en busca de mejores condiciones de vida y son absorbidos por las costumbres de la ciudad, donde algunos comunarios ya no quieren regresar a su comunidad, causando esto una disminución en el crecimiento poblacional.

1.2.4. Costo promedio del pasaje

El costo promedio del pasaje en trufis que se dirigen a Tarija es de 5.5 bs por persona.

1.3. Aspectos sociales

1.3.1. lenguaje que habla la población

En la encuesta realizada algunos comunarios de la zona se evidenció que el total de la población habla el lenguaje Español/Castellano.

1.3.2. Grupos étnicos

Los habitantes de estas comunidades son descendientes de blancos criollos y mestizos provenientes de diversas zonas del occidente que en tiempos posteriores a la colonización comenzaron a emigrar hacia la Provincia en busca de espacios donde desarrollar actividades agropecuarias. Se evidenció que el 100% de la población encuestada pertenece a un solo tipo de etnia que es el mestizo/ criollo.

1.3.3. Costumbres y fiestas regionales

En cada región y en cada lugar se tienen sus propias costumbres y tradiciones que lo identifican culturalmente a la población y por ende a la persona.

En la zona predomina la religión católica en un 100%.

En las comunidades existen diversos tipos de costumbres, que año a año se las celebra y son motivo de participación activa de algunos pobladores de las diferentes comunidades. En la comunidad de Tomatas Grande se conoce entre otras las siguientes:

- La fiesta del Divino Niño
- La fiesta de San Pedro
- La fiesta de La Cruz

1.3.4. Roles de los miembros de la familia

El rol de los hombres y mujeres dentro las comunidades rurales son compartidas, puesto que la mujer asume un papel importante en la cooperación de llevar adelante las actividades tanto agrícolas como ganaderas ayudando mutuamente al hombre.

Las familias están compuestas por un promedio de 5 personas en total, los padres de familia se dedican exclusivamente a la agricultura y/o ganadería, dicha actividad se realiza para el sustento de la familia, en mayor de los casos ellos son los que se encargan de realizar las ventas de sus productos al mercado tarijeño, esta actividad que realiza el padre de familia le

permite proveerse de productos alimenticios de cocina. La madre trabaja en labores domésticas y el cuidado de ovejas, cerdos y gallinas y eventualmente colaboran en los trabajos agropecuarios (agricultura y ganadería bovina).

Los hijos desde su temprana edad apoyan en las labores domésticas a sus madres y posteriormente pasan a apoyar al padre en los trabajos agrícolas y ganaderos en su tiempo libre después de la escuela (Tomatas Grande).

1.3.5. Formas de organización

Corregidor. - Los corregidores son autoridades electas en la comunidad por votación, por lo tanto, se constituye en la máxima autoridad comunal que tiene autoridad para intervenir en una diversidad de problemas que son comunes en las comunidades como ser: robos, daños de animales, peleas, organiza a los comunarios en la gestión de proyectos, efectúa multas cuando el caso amerita, dirige en las reuniones, etc.

Secretario General. - Los sindicatos agrarios son autoridades que tiene cada comunidad, su función es más referida a ayudar a solucionar problemas de límites entre productores, solucionar problemas de daños, hacer cumplir las multas efectuadas, representa a la comunidad en diferentes eventos de gestión de proyectos ante autoridades municipales, informa a la población sobre los avances referidos a los saneamientos, planifica reuniones, notifica a las reuniones, dirige las reuniones, etc.

1.4. Servicios básicos existentes

1.4.1. Agua potable

La comunidad de Tomatas Grande cuenta con el servicio de agua potable en un 100% de las viviendas.

1.4.2. Energía eléctrica

El servicio de luz eléctrica beneficia de igual manera en la totalidad de las viviendas de Tomatas Grande (100%).

1.4.3. Gas domiciliario

Las viviendas adyacentes a la Ruta Tomatas son las que en su mayoría cuentan con el servicio de Gas Domiciliario, estimando un porcentaje de 60%, el 30% de las viviendas cuenta con garrafas para preparar sus alimentos y el 10% restante usa leña.

1.4.4. Educación

En la comunidad existe un único colegio llamado de “Colegio Tomatas Grande”, en el cual asisten los niños desde los 5 años de edad.

1.4.5. Salud

La comunidad no cuenta con un centro de salud, por lo que la gente para poder ser atendida debe acudir al centro de salud de Canasmoro, que está a 4.5 km de Tomatas Grande.

1.4.6. Vivienda

El nivel de pobreza que atraviesa la comunidad se puede evidenciar al observar las características de las viviendas en la siguiente Figura B.3.

Vista preliminar de diferentes viviendas de Tomatas Grande



Nota: Foto capturada el 05/03/2021

Régimen de propiedad. – El régimen de propiedad de vivienda, para las personas que llegan a casarse o juntarse con su pareja es aproximadamente un 80%, el restante 20% vive adosado a sus padres o son caseros.

Material de construcción de pisos. – El material con el que está construido el piso de las viviendas, el 70% es concreto, el 20% es de piedra y el 10% es de tierra.

Material de construcción de muros. – Los muros de las viviendas están construidas, en un 60% de adobe, el 35% es de ladrillo y el 5% de madera y barro/piedra.

Material de construcción de techos. – En cuanto a las cubiertas de las viviendas se tiene que; el 80% tiene cubierta de teja y el restante 20% es cubierta de calamina.

1.4.7. Alcantarillado

En cuanto a los servicios de alcantarillado, las comunidades no cuentan con este servicio, sin embargo, se cuenta con otros medios de eliminación de excretas, como las letrinas y el campo abierto.

Todas las familias que no tienen la oportunidad de contar con un sistema de eliminación de excretas, se ven obligadas a hacer sus necesidades en campo abierto, lo que se convierte en un foco de contaminación y por tanto a una mayor exposición de enfermedades y parásitos, poniendo en riesgo la sanidad de las mismas familias, de los animales domésticos y el medio ambiente (agua de las quebradas y aire)

1.4.8. Infraestructura vial

Los caminos de acceso a la comunidad son de pavimento flexible (Tarija-Tomatitas-San Lorenzo-Tomatas Grande), terminando dicho pavimento al llegar a Tomatas 15 de Abril, siendo el camino de tierra para las comunidades de Trancas, Huacata, Huancoiro, etc.

ANEXO C
ESTUDIOS DE INGENIERIA

LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

1. Antecedentes

Una de las principales políticas del Gobierno Autónomo Departamental de Tarija "Sub Gobernación San Lorenzo", a partir de su Plan Operativo Anual, es la de apoyar la construcción y el mejoramiento de las infraestructuras.

Mejorando el desarrollo y el bienestar de sus habitantes. En este contexto, el presente estudio de Topografía es parte integrante del proyecto, DISEÑO ESTRUCTURAL "PUENTE VEHICULAR, SOBRE LA QUEBRADA MOLLE HUAYCO" (Tomatas Grande – Prov. Méndez – Departamento de Tarija).

La estructura de puente con los caminos de acceso en estudio, se emplaza dentro de la zona de la comunidad Tomatas Grande. En los márgenes de la quebrada, adyacente a la ruta se cuenta con terrenos para cultivos de los cuales se ha tenido el cuidado de la menor afectación de las propiedades.

2. Ubicación del Área del Proyecto

Datos de ubicación del proyecto

Departamento:	Tarija
Provincia:	Eustaquio Méndez
Municipio:	San Lorenzo
Cantón:	Tomatas Grande

Ubicación del Puente Tomatas Grande



Fuente: Google Earth

Se muestra en el siguiente cuadro las coordenadas UTM WGS84 de los puntos BM del proyecto en estudio

Puntos BM del proyecto

Ubicación	Este	Norte	Elevación
BM-1	315566	7640763	2152.793
BM-2	315566.8	7640756	2153.131
BM-3	315575.4	7640748	2153.846

Ubicación de los puntos BM del Puente Tomatas Grande



Fuente: Google Earth

3. Metodología de Trabajo

Se mencionan los aspectos más relevantes que se desarrollaron para la elaboración del levantamiento topográfico

- Reconocimiento del lugar para una evaluación general de las características del área de estudio
- Obtención de los puntos BM, utilizando el equipo topográfico GPS RTK GALAXY De Doble Frecuencia
- Recolección de la densidad de datos (coordenadas UTM), correspondientes, utilizando el equipo de Estación Total LEICA

4. Trabajo en Gabinete

El trabajo se ha encaminado a la obtención de un modelo de la morfología del terreno que permita apreciar el relieve natural y sus respectivos detalles, donde todos los elementos relevantes que se hallan en el área de estudio han sido medidos.

La información almacenada fue transferida al software AutoCAD Civil 3D, que permite la elaboración de los planos en planta y en perfil.

Se muestra a continuación todos los puntos obtenidos de la zona de proyecto:

N° Punto	Este	Norte	Elevación
1 (BM-1)	315566.0	7640763.0	2152.8
2 (BM-2)	315566.8	7640756.3	2153.1
3 (BM-3)	315575.4	7640748.4	2153.8
4	315556.7	7640758.0	2153.2
5	315557.1	7640763.5	2152.6
6	315555.9	7640764.8	2152.6
7	315554.9	7640767.0	2152.6
8	315554.2	7640769.7	2152.7
9	315553.6	7640771.9	2152.8
10	315552.6	7640775.5	2152.9
11	315550.9	7640780.2	2153.2
12	315549.0	7640783.7	2153.6
13	315548.4	7640786.2	2153.6
14	315546.4	7640777.7	2153.8
15	315546.5	7640773.8	2153.1
16	315541.4	7640771.3	2153.4
17	315543.3	7640767.9	2153.1
18	315538.0	7640768.4	2153.5
19	315533.1	7640768.8	2153.4
20	315531.0	7640767.2	2153.6
21	315524.7	7640769.3	2153.5
22	315527.4	7640763.6	2153.7
23	315534.5	7640758.6	2153.4
24	315529.8	7640746.2	2153.6
25	315523.3	7640737.2	2153.9
26	315517.3	7640726.9	2154.1
27	315503.0	7640719.1	2154.1
28	315493.5	7640708.5	2154.5
29	315486.3	7640700.5	2154.6
30	315483.0	7640703.5	2155.2
31	315479.0	7640696.8	2155.2
32	315474.3	7640689.8	2155.2
33	315467.4	7640684.1	2155.5
34	315466.1	7640687.2	2155.7
35	315470.1	7640690.7	2155.6
36	315467.8	7640681.0	2155.8
37	315471.6	7640683.8	2155.6
38	315475.3	7640686.9	2155.4
39	315480.7	7640691.3	2155.2
40	315483.2	7640694.5	2154.9
41	315486.6	7640686.9	2156.1
42	315485.0	7640689.8	2156.4
43	315496.4	7640692.0	2155.5
44	315495.2	7640694.4	2155.9
45	315505.5	7640698.3	2155.3
46	315503.7	7640700.7	2155.4
47	315511.5	7640709.0	2154.9
48	315509.3	7640709.8	2154.9
49	315512.2	7640717.1	2154.5
50	315516.8	7640718.4	2154.4
51	315521.9	7640723.6	2154.3

N° Punto	Este	Norte	Elevación
52	315529.8	7640730.4	2154.0
53	315537.3	7640736.3	2153.6
54	315544.1	7640740.9	2153.5
55	315549.0	7640744.5	2153.3
56	315551.6	7640752.6	2152.7
57	315564.9	7640768.5	2151.3
58	315564.0	7640772.8	2151.3
59	315563.2	7640777.8	2151.4
60	315568.9	7640779.7	2151.0
61	315574.1	7640781.8	2150.8
62	315577.2	7640783.8	2150.7
63	315581.0	7640785.3	2150.5
64	315585.3	7640784.9	2150.3
65	315589.7	7640785.1	2150.2
66	315595.5	7640784.8	2150.2
67	315600.9	7640784.7	2150.1
68	315606.0	7640783.0	2150.1
69	315614.1	7640781.0	2149.9
70	315619.7	7640780.8	2149.9
71	315620.2	7640780.0	2149.9
72	315623.2	7640778.6	2149.9
73	315629.0	7640778.2	2149.8
74	315633.5	7640776.9	2149.8
75	315640.8	7640778.4	2149.8
76	315647.4	7640779.3	2149.5
77	315654.3	7640779.4	2149.3
78	315659.1	7640779.2	2149.2
79	315657.4	7640769.0	2149.2
80	315657.5	7640763.0	2148.3
81	315652.4	7640764.1	2148.5
82	315649.9	7640769.8	2149.2
83	315645.3	7640772.1	2149.4
84	315643.0	7640766.0	2148.8
85	315637.5	7640767.9	2149.0
86	315636.0	7640772.5	2149.6
87	315631.6	7640770.0	2149.2
88	315626.4	7640772.2	2149.6
89	315626.5	7640776.3	2150.0
90	315620.2	7640777.6	2149.9
91	315618.2	7640774.6	2150.1
92	315610.5	7640775.1	2150.4
93	315609.6	7640763.3	2150.6
94	315609.3	7640762.9	2151.0
95	315607.9	7640760.6	2152.3
96	315612.5	7640765.2	2150.5
97	315600.1	7640773.7	2150.8
98	315595.3	7640779.4	2150.7
99	315586.0	7640779.8	2150.7
100	315580.9	7640779.5	2150.7
101	315580.6	7640778.4	2151.2
102	315577.1	7640773.7	2151.7

N° Punto	Este	Norte	Elevación
103	315581.0	7640763.0	2151.1
104	315580.1	7640762.9	2151.9
105	315618.2	7640722.0	2154.9
106	315617.3	7640718.8	2155.0
107	315616.1	7640715.5	2155.0
108	315605.4	7640718.8	2155.1
109	315605.9	7640722.4	2155.1
110	315606.6	7640725.8	2154.9
111	315600.4	7640727.9	2154.9
112	315598.7	7640724.7	2155.1
113	315597.0	7640721.6	2155.1
114	315592.2	7640723.1	2155.2
115	315593.8	7640726.3	2155.0
116	315595.3	7640729.7	2154.9
117	315591.2	7640731.9	2154.8
118	315589.0	7640728.8	2154.9
119	315587.1	7640725.9	2155.1
120	315583.1	7640728.3	2155.0
121	315585.0	7640731.2	2154.8
122	315586.8	7640734.6	2154.6
123	315582.6	7640738.2	2154.3
124	315579.8	7640735.3	2154.5
125	315577.2	7640733.1	2154.8
126	315574.2	7640735.6	2154.5
127	315576.2	7640738.2	2154.3
128	315578.8	7640741.4	2154.0
129	315575.8	7640744.5	2153.8
130	315572.6	7640741.9	2154.0
131	315569.8	7640740.1	2154.1
132	315567.3	7640743.4	2153.8
133	315569.9	7640745.6	2153.7
134	315572.9	7640748.0	2153.6
135	315570.7	7640751.5	2153.4
136	315567.1	7640749.8	2153.5
137	315564.4	7640748.1	2153.7
138	315561.8	7640752.4	2153.4
139	315564.7	7640753.7	2153.3
140	315568.4	7640755.5	2153.1
141	315566.8	7640756.2	2153.1
142	315561.7	7640755.1	2153.2
143	315559.8	7640754.6	2153.6
144	315559.3	7640757.0	2153.2
145	315558.8	7640759.5	2152.9
146	315558.3	7640762.6	2152.8
147	315566.2	7640759.5	2153.0
148	315565.5	7640763.6	2152.7
149	315564.8	7640767.2	2152.5
150	315564.4	7640769.3	2152.4
151	315563.9	7640771.5	2152.4
152	315563.6	7640773.2	2152.4
153	315563.2	7640775.6	2152.4

N° Punto	Este	Norte	Elevación
154	315558.2	7640763.7	2152.7
155	315557.8	7640765.6	2152.6
156	315557.4	7640768.1	2152.6
157	315557.2	7640769.4	2152.6
158	315556.8	7640771.8	2152.5
159	315556.3	7640774.4	2152.6
160	315555.5	7640778.4	2152.7
161	315555.0	7640781.3	2153.0
162	315554.6	7640783.7	2153.1
163	315557.6	7640784.2	2153.1
164	315561.7	7640784.9	2153.1
165	315561.8	7640783.9	2153.0
166	315562.6	7640779.9	2152.7
167	315562.9	7640777.8	2152.5
168	315563.1	7640776.6	2152.5
169	315561.4	7640786.6	2153.2
170	315560.3	7640786.7	2153.3
171	315557.6	7640786.2	2153.3
172	315554.7	7640785.8	2153.3
173	315553.8	7640790.6	2153.7
174	315556.6	7640791.5	2153.8
175	315559.6	7640792.3	2153.9
176	315558.8	7640796.5	2154.3
177	315555.9	7640796.2	2154.3
178	315552.6	7640795.9	2154.2
179	315551.9	7640800.5	2154.7
180	315554.9	7640801.4	2154.8
181	315558.3	7640802.3	2154.8
182	315557.5	7640807.3	2155.4
183	315554.0	7640807.0	2155.4
184	315550.6	7640806.5	2155.3
185	315549.6	7640812.2	2155.7
186	315553.0	7640813.1	2155.8
187	315556.5	7640813.9	2155.9
188	315555.1	7640820.0	2156.4
189	315551.5	7640819.1	2156.3
190	315547.9	7640818.2	2156.2
191	315545.6	7640824.2	2156.6
192	315549.0	7640826.4	2156.8
193	315552.8	7640828.0	2156.9
194	315549.3	7640834.3	2157.3
195	315545.9	7640832.7	2157.2
196	315542.4	7640830.9	2157.0
197	315539.4	7640836.0	2157.3
198	315542.5	7640838.6	2157.6
199	315545.8	7640841.0	2157.7
200	315541.6	7640846.9	2158.1
201	315538.3	7640844.7	2158.0
202	315535.0	7640842.6	2157.9
203	315529.6	7640849.2	2158.4
204	315531.8	7640852.1	2158.5

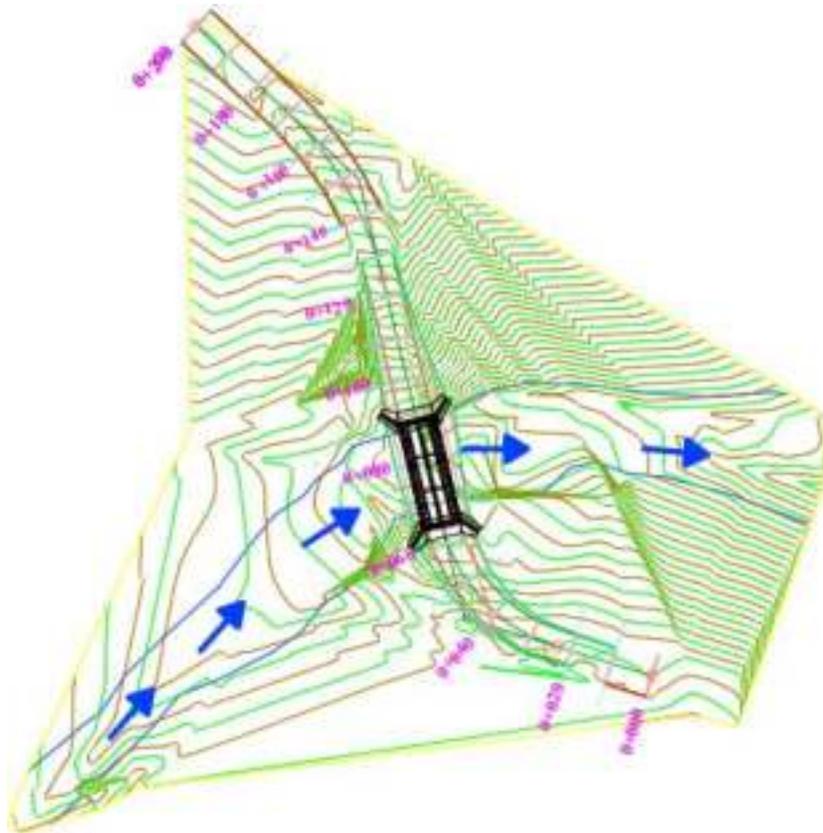
N° Punto	Este	Norte	Elevación
205	315533.8	7640855.1	2158.6
206	315528.2	7640859.8	2158.8
207	315526.0	7640857.4	2158.8
208	315523.1	7640855.0	2158.7
209	315517.2	7640860.1	2159.0
210	315519.1	7640862.6	2158.9
211	315521.1	7640865.4	2158.9
212	315515.7	7640869.5	2158.9
213	315513.4	7640867.0	2159.0
214	315511.1	7640864.8	2159.1
215	315507.1	7640868.3	2159.2
216	315508.9	7640871.0	2159.1
217	315511.0	7640873.6	2158.9
218	315551.9	7640790.3	2154.3
219	315550.8	7640787.6	2153.8
220	315551.2	7640788.5	2154.3
221	315549.5	7640788.2	2154.3
222	315550.0	7640789.0	2155.1
223	315550.7	7640790.3	2155.0
224	315549.8	7640792.1	2155.3
225	315550.2	7640793.5	2155.0
226	315548.6	7640794.1	2155.8
227	315547.5	7640792.6	2156.1
228	315548.0	7640790.8	2156.0
229	315545.8	7640789.8	2155.9
230	315543.9	7640788.5	2155.4
231	315543.4	7640789.3	2156.2
232	315544.2	7640792.3	2156.5
233	315546.6	7640796.1	2157.0
234	315559.9	7640797.0	2154.6
235	315550.0	7640786.1	2153.6
236	315549.6	7640781.1	2153.5
237	315544.1	7640781.1	2153.8
238	315543.0	7640784.5	2153.8
239	315532.6	7640782.3	2154.0
240	315532.0	7640778.9	2154.1
241	315522.5	7640776.7	2154.3
242	315520.8	7640779.8	2154.2
243	315508.6	7640776.6	2154.4
244	315509.2	7640773.3	2154.4
245	315557.4	7640757.7	2153.1
246	315555.4	7640755.7	2153.4
247	315557.8	7640754.7	2153.7
248	315560.2	7640753.5	2153.8
249	315559.0	7640750.5	2154.3
250	315562.4	7640748.9	2154.5
251	315559.1	7640746.7	2154.6
252	315556.0	7640744.6	2154.7
253	315554.9	7640744.3	2155.5
254	315553.6	7640743.0	2155.6
255	315550.6	7640743.3	2155.5

N° Punto	Este	Norte	Elevación
256	315550.1	7640741.1	2154.8
257	315553.7	7640740.3	2154.9
258	315556.4	7640740.0	2154.9
259	315562.4	7640740.0	2154.8
260	315569.8	7640738.6	2154.7
261	315576.2	7640727.3	2155.4
263	315527.2	7640847.7	2158.5
264	315531.6	7640842.6	2158.1
265	315538.4	7640834.1	2157.6
266	315541.13	7640829.4	2157.4
267	315545.1	7640820.6	2156.7
268	315534.0	7640855.4	2158.7
269	315535.2	7640855.9	2158.9
270	315540.7	7640852.3	2158.7
271	315545.9	7640848.9	2158.6
272	315547.1	7640850.11	2158.5
273	315559.7	7640841.4	2157.9
274	315560.74	7640836.3	2157.9
275	315553.7	7640830.87	2157.4
276	315554.9	7640828.9	2157.5
277	315558.2	7640824.0	2157.2
278	315558.0	7640817.1	2156.6
279	315548.2	7640810.2	2156.0
280	315549.5	7640804.1	2155.3
281	315550.3	7640798.3	2154.8
282	315559.7	7640807.9	2155.8
283	315560.2	7640801.0	2155.1
284	315560.7	7640795.4	2154.4
285	315562.5	7640786.3	2153.5
286	315577.3	7640753.2	2153.23
287	315576.0	7640759.05	2153.2
288	315580.94	7640759.7	2153.2
289	315577.3	7640753.0	2153.29
290	315586.5	7640740.5	2154.0
291	315598.8	7640732.88	2154.7
292	315608.6	7640728.4	2154.8
293	315611.1	7640727.5	2154.78
294	315624.9	7640723.2	2155.0
295	315638.1	7640719.0	2155.0
296	315637.3	7640706.3	2155.6
297	315627.0	7640709.1	2155.8
298	315618.4	7640711.45	2155.4
299	315607.7	7640714.9	2155.4
300	315600.9	7640717.67	2155.5
301	315596.0	7640719.7	2155.7
302	315591.8	7640722.1	2155.8
303	315590.3	7640723.49	2155.5
304	315589.06	7640724.4	2155.3
305	315589.2	7640722.24	2155.6
306	315586.4	7640722.8	2155.3
307	315582.6	7640721.1	2155.4

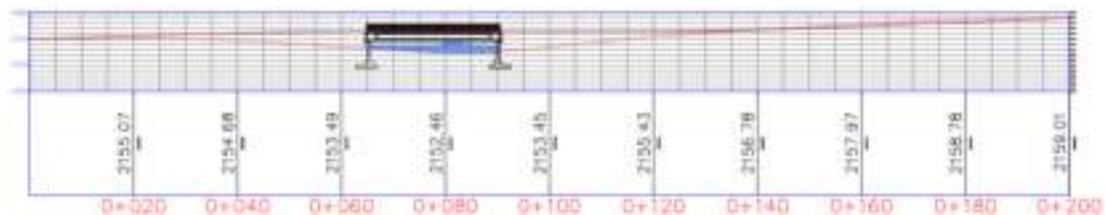
Nº Punto	Este	Norte	Elevación
308	315577.44	7640720.4	2155.5
309	315574.4	7640723.63	2155.5
310	315575.12	7640730.6	2155.5
311	315572.9	7640730.5	2155.6
312	315569.8	7640729.3	2155.4
313	315566.4	7640734.0	2155.1
314	315564.9	7640737.5	2155.0
315	315568.6	7640740.3	2154.6
316	315571.6	7640736.8	2154.9

Con la información recabada se prosiguió a generar el plano topográfico, donde se muestran las curvas de nivel, el trazo del camino de los accesos y la vista en perfil de dicho trazo

Vista en planta Emplazamiento de Proyecto

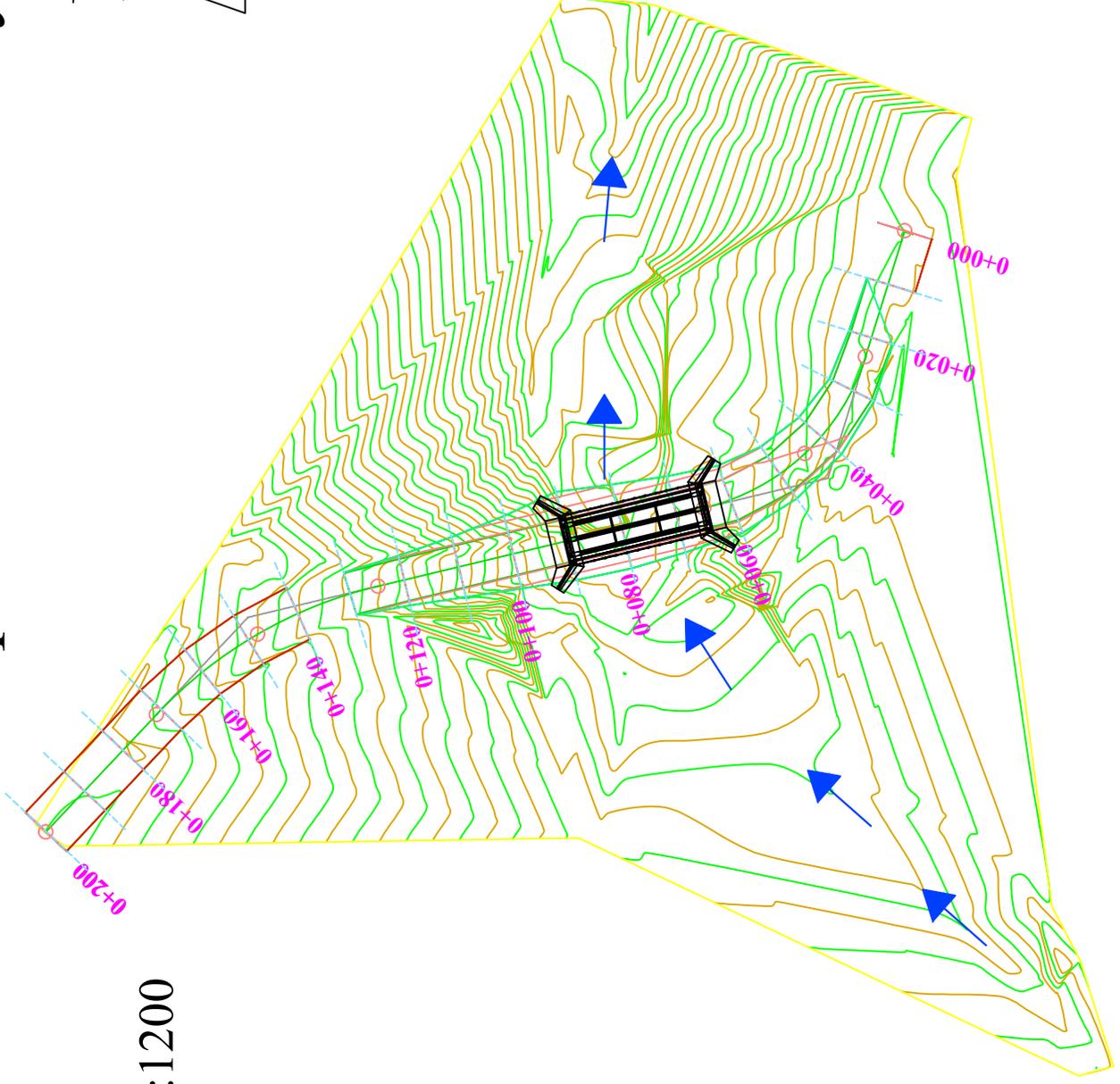
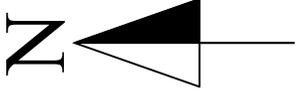


Vista de Perfil longitudinal de la Ruta Tomatas



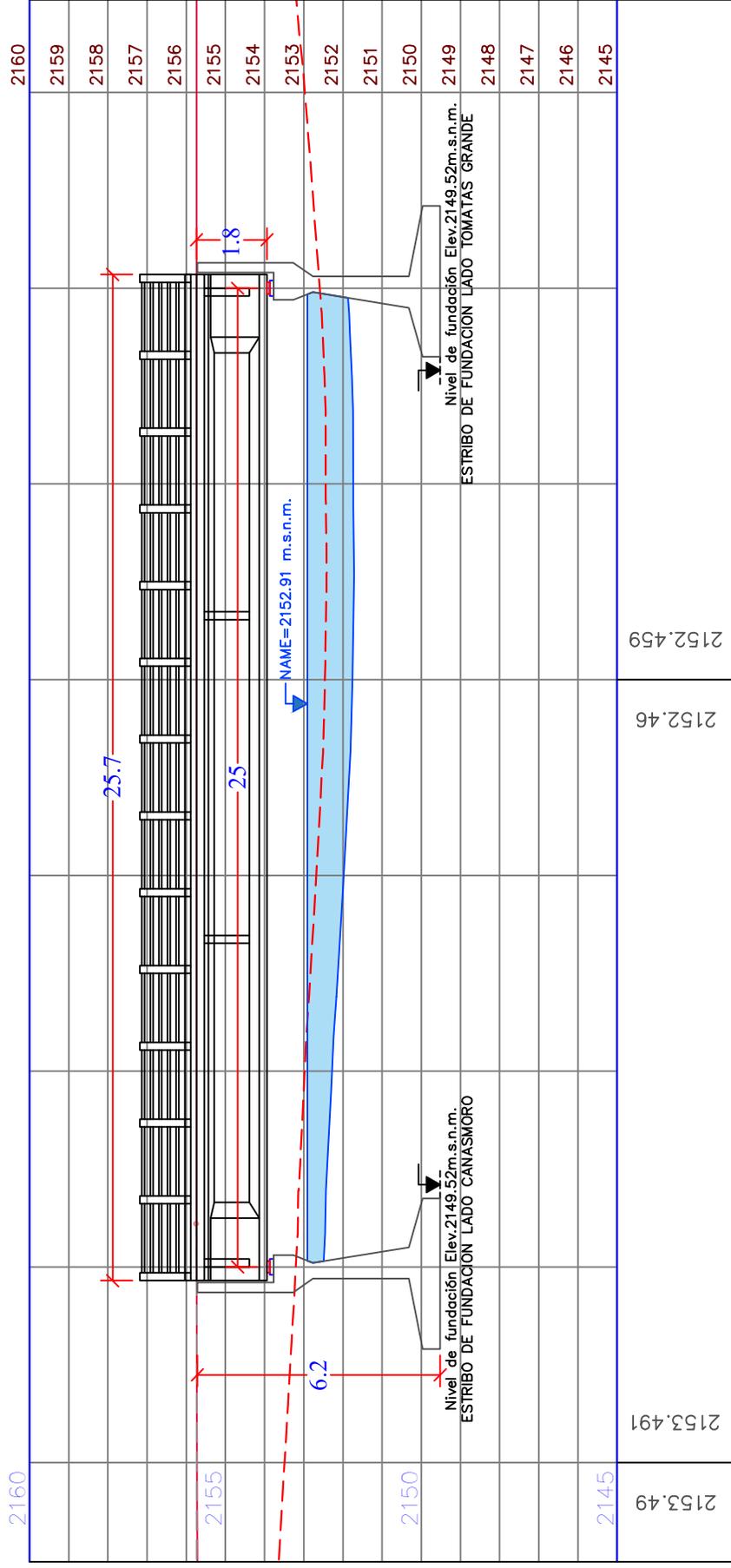
Vista en Planta Emplazamiento del Proyecto

Esc. 1:1200



Vista en Perfil Puentes Vehicular

Esc. 1:60





INFORME GEOTECNICO **INFORME Y CONCLUSIONES**



PROYECTO:
"CALCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE
VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA MOLLE HUAYCO"

ENTIDAD:
UNIV. JUAN MISAEL SARACHO
CARRERA DE ING. CIVIL

SOLICITANTE:
UNIV. LUCAS SAMUEL OVANDO FLORES

UBICACION:
BADEN QUEBRADA MOLLE HUAYCO
TOMATAS GRANDE PROV. MENDEZ DPTO. DE TARIJA

13 DE MARZO DE 2021





ENSAYOS NORMALIZADO DE CARGA S.P.T.

1.- ANTECEDENTES. – Los ensayos SPT, se realizan a solicitud del Universitario Lucas Samuel Ovando Flores, a efectuarse en los bordos de la Quebrada Molle Huayco, con el objeto de determinar las características físicas mecánicas del terreno en fundación, para encarar el diseño estructural del Proyecto “CALCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA MOLLE HUAYCO”.

2.- UBICACIÓN. – El ensayo se realizó en ambos márgenes de la Quebrada Molle Huayco Tomatas grande en la Provincia Mendez en el Departamento de Potosi.



3.- HIDROLOGIA. - Se encontró agua subterránea durante el sondeo por lo tanto el nivel freático Lado Tomatas Grande a – 2,20 metros y lado Canasmoro a – 1,80 metros



4.- ENSAYO SPT (Standard Penetration Test) ASTM D 1586

4.1.- OBJETIVO

Determinar la Compacidad y la Capacidad de Soporte del suelo.

4.2.- PRINCIPIO DEL ENSAYO

El ensayo S.P.T. (Standard Penetration Test) consiste básicamente en contar el número de golpes (N) que se necesitan para introducir dentro un estrato de suelo, un toma-muestras (cuchara partida) de 30 cm de largo, a diferentes profundidades (generalmente con variación de metro en metro). El toma-muestras es golpeado bajo energía constante, con una maza en caída libre de 140 lb (63,5 kg) y una altura de caída de 30 plg (76,2 cm).

Este ensayo se realiza en depósitos de suelo arenoso y de arcilla blanda; no es recomendable llevarlo a cabo en depósitos de grava, roca o arcilla consolidada, debido a los daños que podría sufrir el equipo de perforación al introducirlo dentro de dichos estratos.

4.3.- EQUIPO

Pesa de 140 lb con una altura de caída de 30 plg.

Barras y brazos de perforación.

Muestrador o tubo partido con las siguientes dimensiones:

Largo: 50 cm.

Diámetro exterior: 51 mm.

Diámetro interior: 35 mm.

Peso total: 70 N (16 lb).

Trípode de carga.

Llaves stilson para ajuste de roscas

Pala , picota y barreno para limpieza

Tecla de 3 Toneladas de capacidad (extractor)

Fundas de plástico y tarjetas de identificación de muestras

Flexómetro





4.4.- TÉCNICA DEL ENSAYO

De forma general el ensayo se ejecuta de la siguiente manera:

- En primer lugar se realiza un sondeo hasta la profundidad establecida, y a continuación se lleva al fondo de dicha perforación una cuchara normalizada que se hincan 15 cm en la capa a reconocer, a fin de eliminar la zona superficial parcialmente alterada.
- Se hace entonces una señal sobre el varillaje y se cuenta el número de golpes (N) necesarios para hincar de nuevo la cuchara, la profundidad de un pie (30 cm). Como se mencionó anteriormente, la masa que se utiliza para la hincan pesa 140 lb y su altura de caída es 30 plg, lo que corresponde a un trabajo de 0,5 KJ por golpe, aproximadamente.
- Entonces el parámetro medido será: $N = N1 + N2$, en donde N1 corresponde a el número de golpes necesarios para hundir el toma-muestras 15 cm y N2 es en número de golpes que se necesita para hundir los 15 cm restantes del toma-muestras.
- Finalmente se abre la cuchara partida y se toma la muestra de su interior, para realizar los ensayos correspondientes (Contenido de Humedad, Granulometría, Límites de Consistencia, Peso Específico).
- Este ensayo se debe realizar máximo hasta los 50 golpes, ya que, después de este límite, introducir el equipo de perforación dentro del estrato puede causar daños al mismo. Cuando tenemos este caso, se dice que existe RECHAZO (roca o suelo muy bueno).

4.5.- CALCULOS

- El valor de N (número de golpes necesarios para hincar un toma-muestras de 30 cm de longitud en un estrato de suelo, una profundidad que generalmente varía de metro en metro) se determina, como se mencionó anteriormente, sumando los valores de $N1 + N2$, entonces:

$$N = N1 + N2$$

Dónde:

N1: Número de golpes necesarios para hincar el toma-muestras 15 cm.

N2: Número de golpes necesarios para hincar el toma-muestras otros 15 cm.





5.- ACTIVIDADES

Se realizan los ensayos de S.P.T en cada pozo y, los datos obtenidos se adjuntan en planillas. Trabajo que se desarrolló en 3 fases:

Trabajo de campo, de laboratorio y gabinete.

5.1.- TRABAJO DE CAMPO.- Se efectúa inspección ocular y una descripción de los estratos visibles en el pozo excavado, luego procedemos al montaje del equipo para ejecutar el ensayo.

- Ensayo de penetración normal (STP) a nivel del fondo del pozo excavado.
- Toma de muestra para cada ensayo al nivel ejecutado.

5.2.- TRABAJO DE LABORATORIO. - Determinación de la humedad natural, Granulometrías, Limite Líquido, Plástico e Índices y clasificación de cada muestra de suelo.

5.3.- TRABAJO DE GABINETE. - Los resultados obtenidos en laboratorio y ensayo de campo permiten determinar el tipo de suelo encontrado y calcular la capacidad soporte del suelo.

La relación de número de golpes a diferentes profundidades y el cálculo de las probables fatigas admisibles, han sido obtenidos utilizando tablas de Procedimientos de sondeos de Jesús Puy Huarte. Dr. Ing. en minas y gráficos según B.K Hough "Basic Soil Engineering.

6.- INFORME

Se presentan en hojas adjuntas y un cuadro de resumen de los valores obtenidos a las profundidades de sondeo así mismo las conclusiones y recomendaciones pertinentes.





CUADROS RESUMEN DEL ENSAYO SPT

Características de los sondeos SPT y tipos de suelos

Sondeo S.P.T	Profundidad Ensayo (m)	Humedad Natural (%)	Tipo de suelo encontrado (AASHTO) (a profundidad de ensayo)
Pozo 1	-3,30 / -3,75	Sat.	Material limoso, con plasticidad media A-2-4 (0).
Pozo 2	-2,50 / -2,95	Sat.	Material arcilloso, con plasticidad media A-2-6 (0).

Capacidad portante del terreno en relación a N del ensayo de penetración Normal

Sondeo	Prof. (m)	N Nro. Golpes	σ_N (Kg/cm ²)	σ_{adm} (Kg/cm ²)
Pozo 1 (Margen lado Tomatas Grande)	-3,30 / -3,75	11	2,50	2,20
Pozo 2 (Margen lado Canasmoro)	-2,50 / -2,95	13	2,75	2,35

CONCLUSIONES

El lugar en estudio lo constituyen los bordos de quebrada de un baden existente donde superficialmente se encuentra un suelo orgánico compuesto de material limo arenoso con vegetación y presenta densidad suelta, seguido en profundidad por suelos granulares de textura intermedia mezclado con suelos arcillo arenosos saturados con densidad media, finalmente a profundidades de ensayo encontramos suelo granular con pedrones, piedras, gravas y arenas limosa y arcillosa con densidad compacta y consistencia firme, en consecuencia presentan buena capacidad portante.

RECOMENDACIONES

Se sugiere la tensión admisible de 2,00 kg/cm² para el diseño de estructuras de fundación y fundar a una profundidad cercana a -3,00 metros.

Tarija 13 de marzo de 2021


Abel A. Villota Subelza
INGENIERO CIVIL
R.N. 6979
ASOCIACION DE INGENIEROS DE BOLIVIA

CONSULTORA
EOLO S.R.L.



INFORME GEOTECNICO

PLANILLAS DE ENSAYO POZOS #1 Y #2

ENSAYO NORMALIZADO DE CARGA "STP"

CLASIFICACION AASHTO MUESTRA

LIMITES DE ATTERBERG MUESTRA

GRANULOMETRIA MUESTRA



**PROYECTO:
"CALCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE
VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA MOLLE HUAYCO"**

**ENTIDAD:
UNIV. JUAN MISAEL SARACHO
CARRERA DE ING. CIVIL**

**SOLICITANTE:
UNIV. LUCAS SAMUEL OVANDO FLORES**

**UBICACION:
BADEN QUEBRADA MOLLE HUAYCO
TOMATAS GRANDE PROV. MENDEZ DPTO. DE TARIJA**

13 DE MARZO DE 2021





ENSAYO NORMALIZADO DE CARGA "S.P.T"

PROYECTO: CALCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA MOLLE HUAYCO	
(TOMATAS GRANDE PROVINCIA MENDEZ - DEPARTAMENTO DE TARIJA)	
SOLICITANTE: UNIV. LUCAS SAMUEL OVANDO FLORES	ENSAYO: POZO #1
UBICACIÓN: BADEN QUEBRADA MOLLE HUAYCO	FECHA: 12 DE MARZO DE 2021

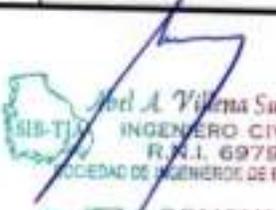
DATOS DEL EQUIPO SPT
 Altura de penetración : 30,00 cm
 Peso del martillo : 63,50 Kg
 Altura de caída : 73,2 cm

UBICACIÓN.- El ensayo N°1 se realizó en el margen lado Tomatas Grande aguas arriba del baden existente sobre el lecho de la Quebrada Molle Hayco en el tramo asfaltado Canasmoro - Tomatas Grande.

PROFUNDIDAD.- Se excavó a cielo abierto a profundidad -3.30 m. respecto al nivel natural del bordo aguas arriba de quebrada.



Prof (m)	Hum Nat %	Lim. Aterberg		Granulometrias			Clasificación		No golpes	G (kg/cm2)							
		LL	IP	No 10	No 40	No 200	Sigla	Descripción		0	1	2	3	4	5		
0,00																	
-0,50																	
-1,00																	
-1,50																	
-2,00																	
-2,50																	
-3,00																	
-3,30	Sat.	39,93	9,42	46,98	41,36	33,98	A-2-4		11								
-4,00																	
-4,50																	
-5,00																	
-5,50																	
-6,00																	

<p>Tension admisible σ_{adm} (-3,30m) = 2,15 kg/cm².</p>	 Abel A. Villena Subelza INGENIERO CIVIL R.N.I. 6979 SOCIEDAD DE INGENIEROS DE BOLIVIA	<p>Punto SPT ↓</p> <p>Rechazo R</p> <p>Nivel freatico - 2,20</p>
---	---	---



CLASIFICACION DE SUELOS

PROYECTO: CALCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA MOLLE HUAYCO	
(TOMATAS GRANDE PROVINCIA MENDEZ - DEPARTAMENTO DE TARIJA)	
SOLICITANTE: UNIV. LUCAS SAMUEL OVANDO FLORES UBICACIÓN: BADEN QUEBRADA MOLLE HUAYCO	ENSAYO: POZO #1 FECHA: 13 DE MARZO DE 2021

DATOS GENERALES:

Limite Liquido (%) =	39,93
Limite Plastico (%) =	30,51
Indice de Plasticidad (%) =	9,42
(%) que pasa por el Tamiz N°10 =	46,98
(%) que pasa por el Tamiz N°40 =	41,36
(%) que pasa por el Tamiz N°200 =	33,98

COEFICIENTES:

(%) pasa Tamiz N°200 - 35, **a** = 0,00
(%) pasa Tamiz N°200 - 15, **b** = 18,98
LL - 40, **c** = 0,00
IP - 10, **d** = 0,00

Indice de Grupo, **IG** = 0

CLASIFICACION POR EL SISTEMA AASHTO

MENOS del 35% pasa el Tamiz N°200
La muestra puede ser clasificada como A1, A2, A3
Por Indice de Plasticidad A-1, A-3, A-2-4, A-2-5
Por Limite Liquido A-1, A-3, A-2-4

Por (%) que pasa por Tamiz N°200
Por (%) que pasa por Tamiz N°10
Por (%) que pasa por Tamiz N°40

LA MUESTRA SE CLASIFICA COMO UN SUELO A-2-4 (0)

DESCRIPCION DEL MATERIAL CLASIFICADO:

GRAVA Y ARENA LIMOSA

OBSERVACIONES:

Suelo arcilloso de textura intermedia,
presenta plasticidad media.

VºBº

Abel A. Valera Subelza
INGENIERO CIVIL
R.N.I. 6979
SOCIEDAD DE INGENIEROS DE BOLIVIA

CONSULTORA
EOLO S.R.L.



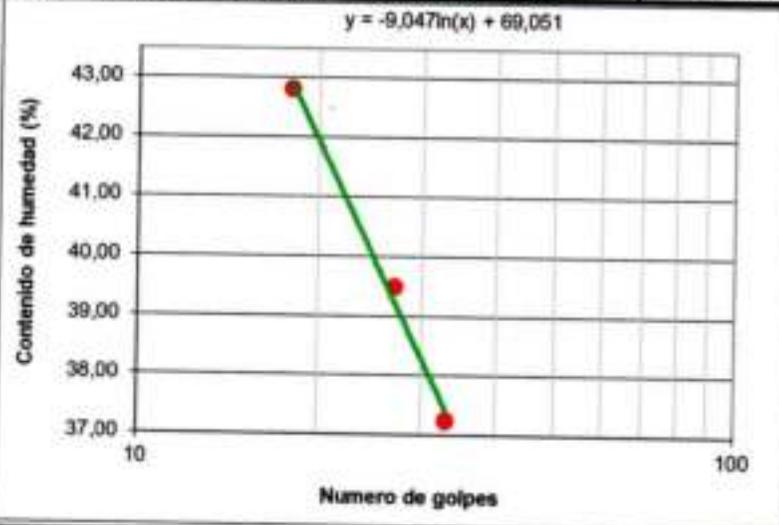
ENSAYO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROYECTO: CALCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA MOLLE HUAYCO	
PROYECTO: CALCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA MOLLE HUAYCO	
SOLICITANTE: UNIV. LUCAS SAMUEL OVANDO FLORES UBICACIÓN: BADEN QUEBRADA MOLLE HUAYCO	ENSAYO: POZO #1 FECHA: 13 DE MARZO DE 2021

DETERMINACION DEL LIMITE PLASTICO			
Cápsula N°	12	14	16
Peso cápsula (gr.)	14,44	14,57	14,52
Peso cápsula + muestra húmeda (gr.)	22,48	22,47	22,49
Peso cápsula + muestra seca (gr.)	20,61	20,62	20,62
Peso muestra seca (gr.)	6,17	6,05	6,10
Peso agua (gr.)	1,87	1,85	1,87
Contenido de humedad (%)	30,31	30,58	30,66

HUMEDAD NATURAL	
Muestra	Pozo #1
Profundidad	- 3,30 m.
Peso hum.	-
Peso seco	-
Peso agua	-
% Humedad	Sat.

DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO			
Cápsula N°	9	4	1
Numero de golpes	18	27	33
Peso cápsula (gr.)	14,57	14,63	14,49
Peso cápsula + muestra húmeda (gr.)	28,88	28,51	28,42
Peso cápsula + muestra seca (gr.)	24,59	24,58	24,64
Peso muestra seca (gr.)	10,02	9,95	10,15
Peso agua (gr.)	4,29	3,93	3,78
Contenido de humedad (%)	42,81	39,50	37,24



CUADRO DE RESULTADOS	
Limite Liquido (%)	39,93
Limite Plastico (%)	30,51
Indice Plastico (%)	9,42

OBSERVACIONES:
Suelo con plasticidad media.

V°B°

Abel A. Vilena Subiza
 INGENIERO CIVIL
 R.N.I. 6979
 SOCIEDAD DE INGENIEROS DE BOLIVIA

CONSULTORA
EOLO S.R.L.



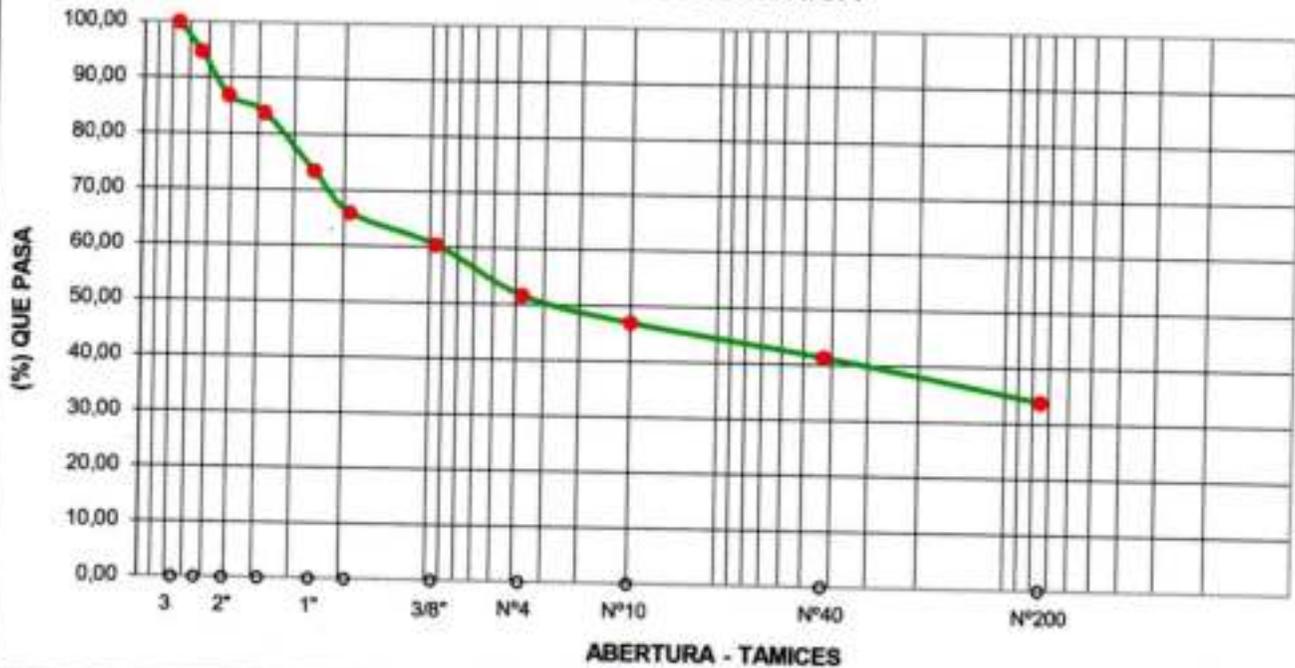
ANALISIS GRANULOMETRICO DE SUELOS

PROYECTO: CALCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA MOLLE HUAYCO	
(TOMATAS GRANDE PROVINCIA MENDEZ - DEPARTAMENTO DE TARIJA)	
SOLICITANTE: UNIV. LUCAS SAMUEL OVANDO FLORES	ENSAYO: POZO #1
UBICACIÓN: BADEN QUEBRADA MOLLE HUAYCO	FECHA: 13 DE MARZO DE 2021

Peso total de la muestra tomada: **5000,00 gr.**

Tamiz	Abertura (mm)	Retenido (gr.)	Retenido Acumulado		% que pasa del Total
			(gr.)	(%)	
3"	76,20	0,00	0,00	0,00	100,00
2 1/2"	63,50	267,00	267,00	5,34	94,66
2"	50,80	389,00	656,00	13,12	86,88
1 1/2"	38,10	152,00	808,00	16,16	83,84
1"	25,40	520,00	1328,00	26,56	73,44
3/4"	19,05	370,00	1698,00	33,96	66,04
3/8"	9,53	280,00	1978,00	39,56	60,44
Nº 4	4,75	443,00	2421,00	48,42	51,58
Nº 10	2,000	230,00	2651,00	53,02	46,98
Nº 40	0,425	281,00	2932,00	58,64	41,36
Nº 200	0,075	369,00	3301,00	66,02	33,98

CURVA GRANULOMETRICA



OBSERVACIONES:

Gravas %	48,42
Arenas %	17,60
Finos %	33,98
Total	100,00

VºBº

Ar. A. Vilella Subelza
 INGENIERO CIVIL
 R.N.I. 6979
 SOCIEDAD DE INGENIEROS DE BOLIVIA



ENSAYO NORMALIZADO DE CARGA "S.P.T"

PROYECTO: CALCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA MOLLE HUAYCO	
(TOMATAS GRANDE PROVINCIA MENDEZ - DEPARTAMENTO DE TARIJA)	
SOLICITANTE: UNIV. LUCAS SAMUEL OVANDO FLORES	ENSAYO: POZO #2
UBICACIÓN: BADEN QUEBRADA MOLLE HUAYCO	FECHA: 12 DE MARZO DE 2021

DATOS DEL EQUIPO SPT

Altura de penetración : 30,00 cm
Peso del martillo : 63,50 Kg
Altura de caída : 73,2 cm

UBICACIÓN.- El ensayo N°2 se realizó en el margen lado Canasmoro Aguas abajo del baden existente sobre el lecho de la Quebrada Molle Hayco en el tramo asfaltado Canasmoro - Tomatas Grande.

PROFUNDIDAD.- Se excavó a cielo abierto a profundidad -2.50m, respecto al nivel del margen natural.



Prof (m)	Hum Nat %	Lim. Aterberg		Granulometrias			Clasificación	Descripción	No golpes	σ (kg/cm ²)							
		LL	IP	No 10	No 40	No 200				Sigla	0	1	2	3	4	5	
0,00								Suelo orgánico limo arenoso con vegetación media en superficie, en estado seco, de textura fina, color gris claro con densidad suelta. Entre 0,00 a - 0,25 metros de profundidad.									
-0,50																	
-1,00																	
-1,50																	
-2,00																	
-2,50	Sat.	39,92	11,78	17,29	12,40	8,33	A-2-6	Suelo granular limo arcilloso, en estado humedo, de textura intermedia, color gris claro de consistencia media. Entre - 0,25 a 1,25 metros de profundidad	13								
-3,00																	
-3,50								Entre - 1,25 a - 2,50 metros, Suelo granular con piedra bolon, grava y arena arcillosa, saturados, de color marron oscuro, presentan consistencia firme y el nivel freatico se encuentra a - 1,80 metros de profundidad.									
-4,00																	
-4,50																	
-5,00																	
-5,50																	
-6,00																	

Tension admisible σ_{adm} (-2,50m) = 2,35 kg/cm².

Abel A. Villana Subelza
INGENIERO CIVIL
F.N.I. 8979
SOCIEDAD DE INGENIEROS DE BOLIVIA

Punto SPT ↓

Rechazo R

Nivel freatico -1,80





CLASIFICACION DE SUELOS

PROYECTO: CALCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA MOLLE HUAYCO	
(TOMATAS GRANDE PROVINCIA MENDEZ - DEPARTAMENTO DE TARIJA)	
SOLICITANTE: UNIV. LUCAS SAMUEL OVANDO FLORES UBICACIÓN: BADEN QUEBRADA MOLLE HUAYCO	ENSAYO: POZO #2 FECHA: 13 DE MARZO DE 2021

DATOS GENERALES:

Limite Liquido (%) =	39,92
Limite Plastico (%) =	28,14
Indice de Plasticidad (%) =	11,78
(%) que pasa por el Tamiz N°10 =	17,29
(%) que pasa por el Tamiz N°40 =	12,40
(%) que pasa por el Tamiz N°200 =	8,33

COEFICIENTES:

(%) pasa Tamiz N°200 - 35, **a** = 0,00
(%) pasa Tamiz N°200 - 15, **b** = 0,00
LL - 40, **c** = 0,00
IP - 10, **d** = 1,78

Indice de Grupo, **IG** = 0

CLASIFICACION POR EL SISTEMA AASHTO

MENOS del 35% pasa el Tamiz N°200
La muestra puede ser clasificada como A1, A2, A3
Por Indice de Plasticidad A-2-6, A-2-7
Por Limite Liquido A-2-6

Por (%) que pasa por Tamiz N°200
Por (%) que pasa por Tamiz N°10
Por (%) que pasa por Tamiz N°40

LA MUESTRA SE CLASIFICA COMO UN SUELO A-2-6 (0)

DESCRIPCION DEL MATERIAL CLASIFICADO:

GRAVA Y ARENA ARCILLOSA

OBSERVACIONES:

Suelo arilloso de textura intermedia,
presenta plasticidad media.

V°B°

Abel A. Villena Subelza
INGENIERO CIVIL
R.N.I. 6979
SOCIEDAD DE INGENIEROS DE BOLIVIA
**CONSULTORA
EOLO S.R.L.**



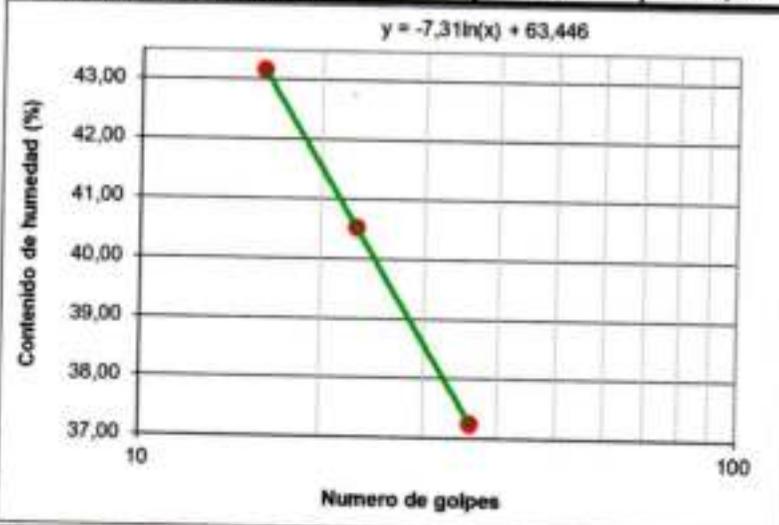
ENSAYO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROYECTO: CALCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA MOLLE HUAYCO	
(TOMATAS GRANDE PROVINCIA MENDEZ - DEPARTAMENTO DE TARIJA)	
SOLICITANTE: UNIV. LUCAS SAMUEL OVANDO FLORES UBICACIÓN: BADEN QUEBRADA MOLLE HUAYCO	ENSAYO: POZO #2 FECHA: 13 DE MARZO DE 2021

DETERMINACION DEL LIMITE PLASTICO			
Cápsula N°	15	11	18
Peso cápsula (gr.)	14,64	14,50	14,31
Peso cápsula + muestra húmeda (gr.)	22,52	22,47	22,64
Peso cápsula + muestra seca (gr.)	20,79	20,72	20,81
Peso muestra seca (gr.)	6,15	6,22	6,50
Peso agua (gr.)	1,73	1,75	1,83
Contenido de humedad (%)	28,13	28,14	28,15

HUMEDAD NATURAL	
Muestra	Pozo #2
Profundidad	-2,50 m.
Peso hum.	-
Peso seco	-
Peso agua	-
% Humedad	Sat.

DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO			
Cápsula N°	3	5	8
Numero de golpes	16	23	36
Peso cápsula (gr.)	14,61	14,59	14,56
Peso cápsula + muestra húmeda (gr.)	28,97	28,77	28,60
Peso cápsula + muestra seca (gr.)	24,64	24,68	24,79
Peso muestra seca (gr.)	10,03	10,09	10,23
Peso agua (gr.)	4,33	4,09	3,81
Contenido de humedad (%)	43,17	40,54	37,24



CUADRO DE RESULTADOS	
Limite Liquido (%)	39,92
Limite Plastico (%)	28,14
Indice Plastico (%)	11,78

OBSERVACIONES:
Suelo con plasticidad media.

VºBº

Abel A. Videna Subelzu
 INGENIERO CIVIL
 R.N.I. 6979
 SOCIEDAD DE INGENIEROS DE BOLIVIA

CONSULTORA
EOLO S.R.L.



ANALISIS GRANULOMETRICO DE SUELOS

PROYECTO: CALCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA MOLLE HUAYCO

(TOMATAS GRANDE PROVINCIA MENDEZ - DEPARTAMENTO DE TARIJA)

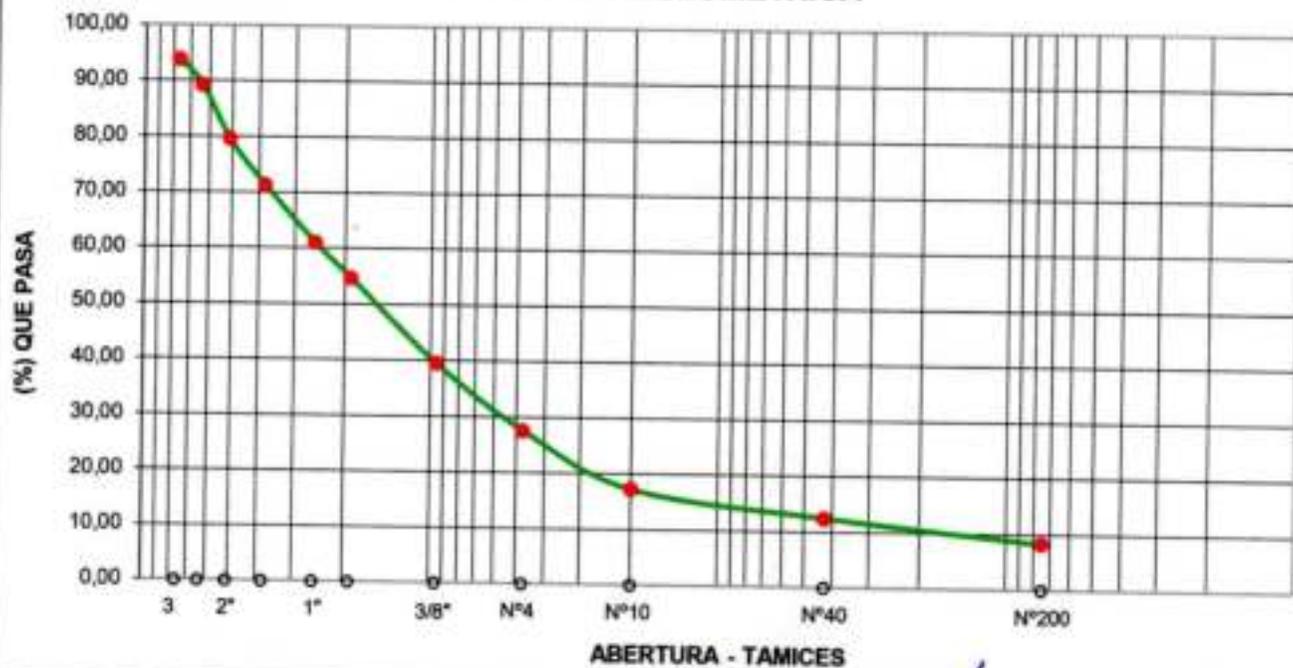
SOLICITANTE: UNIV. LUCAS SAMUEL OVANDO FLORES
UBICACIÓN: BADEN QUEBRADA MOLLE HUAYCO

ENSAYO: POZO #2
FECHA: 13 DE MARZO DE 2021

Peso total de la muestra tomada: **7000,00 gr.**

Tamiz	Abertura (mm)	Retenido (gr.)	Retenido Acumulado		% que pasa del Total
			(gr.)	(%)	
3"	76,20	432,00	432,00	6,17	93,83
2 1/2"	63,50	323,00	755,00	10,79	89,21
2"	50,80	671,00	1426,00	20,37	79,63
1 1/2"	38,10	582,00	2008,00	28,69	71,31
1"	25,40	723,00	2731,00	39,01	60,99
3/4"	19,05	445,00	3176,00	45,37	54,63
3/8"	9,53	1059,00	4235,00	60,50	39,50
Nº 4	4,75	834,00	5069,00	72,41	27,59
Nº 10	2,000	721,00	5790,00	82,71	17,29
Nº 40	0,425	342,00	6132,00	87,60	12,40
Nº 200	0,075	285,00	6417,00	91,67	8,33

CURVA GRANULOMETRICA



OBSERVACIONES:

Gravas %	72,41
Arenas %	19,26
Finos %	8,33
Total	100,00

VºBº

Abel A. Vilela Subelza
 INGENIERO CIVIL
 R.N.I. 6979
 SOCIEDAD DE INGENIEROS DE BOLIVIA

CONSULTORA
EOLO S.R.L.

1. Características de la Cuenca

1.1. Área (A) y Perímetro (P) de la cuenca

Figura C4.1: Delimitación de Área y Perímetro en ArcGIS

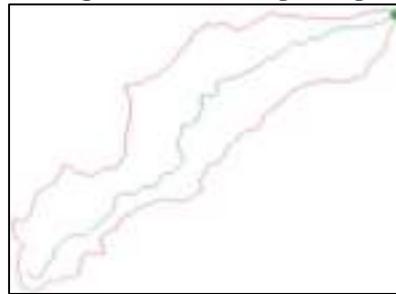


Fuente: Elaboración propia

$$\begin{aligned} \text{Área} &= 9.33 \text{ km}^2 \\ \text{Perímetro} &= 18.63 \text{ km} \end{aligned}$$

1.2. Longitud del cauce principal (L)

Figura C4.2: Longitud del cauce principal en ArcGIS



Fuente: Elaboración propia

$$\text{Longitud del cauce principal} = 8.78 \text{ km}$$

1.3. Pendiente del cauce principal (S)

$$S (\%) = \frac{C_{\max} - C_{\min}}{L_c} * 100$$
$$\begin{aligned} C_{\max} &= 2809 \text{ msnm} \\ C_{\min} &= 2155 \text{ msnm} \end{aligned} \quad S = 7.45 \%$$

Tabla C4.1: Rangos aproximados S(%)

Rangos de S (%)	Clases
1 a 5	Suave
6 a 11	Moderada
12 a 17	Fuerte

Fuente: IBAL. (2009)

La pendiente del cauce principal, se considera Moderada.

2. Parámetros geomorfológicos de la cuenca

2.1. Parámetros de forma

2.1.1. Índice de Compacidad o Coeficiente de Gravelius (Ic)

Es el cociente que existe entre el perímetro de la cuenca respecto al perímetro de un círculo del área de la misma cuenca.

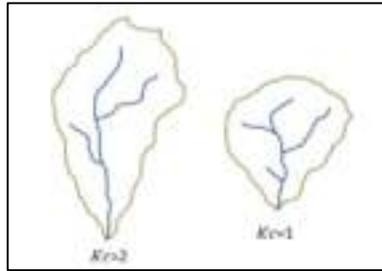
Si $Ic = 1$ la cuenca es de forma circular. Este coeficiente nos dará luces sobre la escorrentía y la forma del hidrograma resultante de una determinada lluvia caída sobre la cuenca.

Si: $Ic \approx 1$ cuenca regular

$Ic \neq 1$ cuenca irregular; (Ic grande, menos susceptible a inundaciones).

En cuencas muy alargadas, el valor de Ic sobrepasa a 2, como se ilustra en la siguiente figura.

Figura C4.3: Comparación de la forma de cuencas según Ic



Fuente: https://www.prontubeam.com/articulos/articulos.php?Id_articulo=26

$$Ic = \frac{P}{Po} = \frac{P}{2 * \sqrt{\pi * A}} = 0.282 * \left(\frac{P}{\sqrt{A}} \right)$$

$Ic = 1.72$

Cuenca alargada y es menos susceptible a inundaciones

2.1.2. Factor de Forma (Ff)

Fue definido por Horton, como el cociente entre el ancho promedio de la cuenca y su longitud del cauce principal:

$$F_f = \frac{B}{Lc} \longrightarrow B = \frac{A}{Lc} \longrightarrow F_f = \frac{B}{Lc^2}$$

Longitud de la cuenca, que se define como la distancia entre la salida y el punto más alejado, cercano a la cabecera del cauce principal, medida en línea recta. (Lc)

$$Lc = 7.18 \text{ km}$$

$$F_f = 0.18$$

En la siguiente Tabla se muestra la forma que puede adoptar una cuenca según rangos aproximados del Factor de Forma.

Tabla C4.2: Rangos aproximados del F_f

Rangos de F_f	Clases de forma
< 0.22	Muy alargada
0.22 - 0.3	Alargada
0.30 - 0.37	Ligeramente alargada
0.37 - 0.45	Ni alargada ni ensanchada
0.45 - 0.60	Ligeramente ensanchada
0.60 - 0.80	Ensanchada
0.80 - 1.20	Muy ensanchada
> 1.20	Rodeando el desague

Fuente: Pérez. (1979)

Se concluye, que la cuenca es considerada muy alargada.

2.1.3. Rectángulo equivalente o rectángulo de Gravelius

El rectángulo equivalente es una transformación geométrica, que permite representar a la cuenca, de su forma heterogénea, con la forma de un rectángulo, que tiene la misma área y perímetro (mismo índice de compacidad), igual distribución de alturas (igual curva hipsométrica), e igual distribución de terreno, en cuanto a sus condiciones de cobertura. En este rectángulo, las curvas de nivel se convierten en rectas paralelas al lado menor, siendo estos lados, la primera y última curva de nivel.

$$\text{Lado Mayor} \quad L = \frac{Ic * \sqrt{A}}{1.128} * \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{Ic}\right)^2} \right]$$

$$\text{Lado Menor} \quad l = \frac{Ic * \sqrt{A}}{1.128} * \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{Ic}\right)^2} \right]$$

Donde:

L = Longitud del lado mayor del rectángulo

l = longitud del lado menor del rectángulo

Ic = Índice de Compacidad o de Gravelious

A = Área de la cuenca

P = Perímetro de la cuenca

$$L = 8.17 \text{ km}$$

$$l = 1.14 \text{ km}$$

3. Parámetros de relieve

3.1. Pendiente de la cuenca (Sc)

La pendiente media de la cuenca tiene una importante pero compleja relación con la infiltración, el escurrimiento superficial, la humedad del suelo y la contribución del agua subterránea al flujo en los cauces. Es uno de los factores físicos que controlan el tiempo del flujo sobre el terreno y tiene influencia directa en la magnitud de las avenidas o crecidas.

$$Sc = 35.96 \%$$

Tabla C4.3: Clasificación de pendiente de la cuenca

Pendiente (%)	Tipo de terreno
2	Plano
5	Suave
10	Accidentado Medio
15	Accidentado
25	Fuertemente Accidentado
50	Escarpado
>50	Muy Escarpado

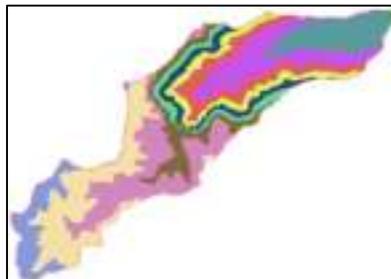
Fuente: Cahuana, A. y Yugar, W. (2009). Material De Apoyo Didáctico De Hidrología Civ-233

De acuerdo a la tabla mostrada la pendiente de la cuenca es Fuertemente Accidentada y Escarpada

3.2. Curva Hipsométrica

Es la representación gráfica del relieve de una cuenca; es decir la curva hipsométrica indica el porcentaje de área de la cuenca o superficie de la cuenca en Km² que existe por encima de una cota determinada, representado en coordenadas rectangulares.

Figura C4.4: Curvas de nivel cada 64 m. de la cuenca



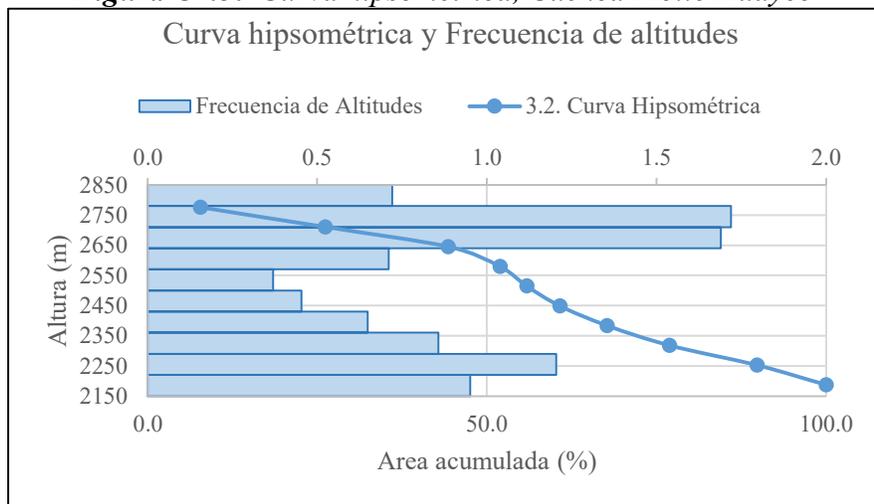
Fuente: Elaboración propia

Cuadro C4.1: Planilla de cálculo de curva hipsométrica

Numero	Cotas			Area (km ²)		
	Min	Máx	Promedio	Area entre	Area acumula	% Area acumula
1	2155	2220	2187.5	0.951	9.3270	100.0
2	2221	2285	2253	1.205	8.3756	89.8
3	2286	2351	2318.5	0.857	7.1711	76.9
4	2352	2416	2384	0.649	6.3141	67.7
5	2417	2482	2449.5	0.454	5.6648	60.7
6	2483	2547	2515	0.370	5.2111	55.9
7	2548	2612	2580	0.710	4.8414	51.9
8	2613	2678	2645.5	1.690	4.1311	44.3
9	2679	2743	2711	1.720	2.4408	26.2
10	2744	2809	2776.5	0.721	0.7209	7.7
				9.327		

Fuente: Elaboración propia

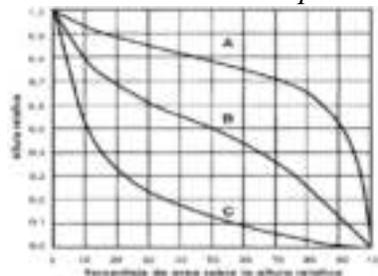
Figura C4.5: Curva hipsométrica, Cuenca Molle Huayco



Fuente: Elaboración propia

Altura promedio de la cuenca = 2538.5 msnm

Figura C4.6: Características de la curva hipsométrica en ciclo erosivo



Fuente: Cahuana, A. y Yugar, W. (2009). Material De Apoyo Didáctico De Hidrología Civ-233

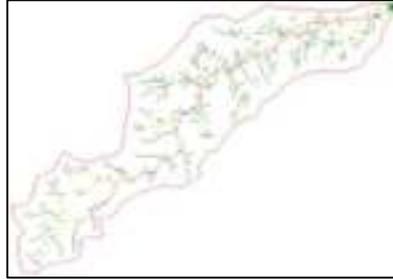
Curva A: Cuenca en fase juventud
 Curva B: Cuenca en fase madurez
 Curva C: Cuenca en fase de vejez

Se puede clasificar la cuenca como en fase de madurez

4. Parámetros relativos al drenaje

4.1. Orden de los cauces

Figura C4.7: Orden de los cauces según Strahler



Fuente: Elaboración propia

Según el método de Strahler el orden de cauces es de 4

4.2. Longitud de los cauces de orden uno (ΣL)

$$\Sigma L = 43.84 \text{ km}$$

4.3. Densidad de drenaje (D_d)

La densidad de drenaje es un indicador de la respuesta de la cuenca ante un aguacero, y, por tanto, condiciona la forma del hidrograma resultante en el desagüe de la cuenca. A mayor densidad de drenaje, más dominante es el flujo en el cauce frente al flujo en ladera, lo que se traduce en un menor tiempo de respuesta de la cuenca y, por tanto, un menor tiempo al pico del hidrograma. Strahler (1952) encontró en Estados Unidos valores de D_d desde 0,2 Km/Km² para cuencas con drenaje pobre y hasta 250 Km/Km² para cuencas muy bien drenadas.

$$D_d = \frac{\Sigma L}{A}$$

$$D_d = 4.70 \text{ km/km}^2$$

Tabla C4.4: Rangos aproximados del D_d

Rangos de D_d	Clases
0.1 - 1.8	Baja
1.9 - 3.6	Moderada
3.7 - 5.6	Alta

Fuente: IBAL. (2009)

Se puede concluir que la cuenca tiene una alta densidad de drenaje.

5. Análisis de los datos de precipitación

La información pluviométrica, antes de ser estudiada en su comportamiento debe ser revisada y analizada en tres aspectos importante: si los datos de la estación es completa, si es consistente y si es de extensión suficiente.

5.1. Estaciones analizadas

A causa de que no existen estaciones meteorológicas dentro de la cuenca en estudio, se analiza dos estaciones cercanas, entendiendo que el comportamiento hidrológico dentro del área es similar.

A continuación se presentan los datos de las estaciones:

Precipitación máxima en 24 horas

Estación: Trancas
 Departamento: Tarija
 Provincia: Méndez

Latitud Sud: 21°18' 29"
 Longitud Oeste: 64°48' 57"
 Altura msnm: 2200

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1984		38	54	5	0	0	0	28	7.6	17	30	56	-
1987	105	19	40	24	2	6	0	0	2	23	20	34	105
1988	43	29.7		4.6	6.3	1	0.9	0.4	4.9	6.5	18.7	22.1	-
1989	15.7	15.5	45.5	10.9	1	3.3	0.6	0	28.6	16.4	18.2	29.8	45.5
1990	50.7	49	23.8	25.2	6.2	0.1	0.4	2.9	3	7.5	60.1	17.2	60.1
1992	50	42.5	22.2	7.4	0.4	0	1.2	1.2	5.8	4.2	18.2	40.1	50
1993	28.4	45	53	12.8	4	0.5	3.1	1.2	3	37.6	16.1	91.2	91.2
1994	49	21.2	33.6	0	0	8.3	0	0	17.3	14	42.2	37.4	49
1995	70.4	25.4	38.4	2	4.1	0	0	1.3	14.2	9	25.4	30.3	70.4
1996	27.3	22.2	35.9	33.2	5.2	0	0	9.2	7.4	37.6	49.3	45.4	49.3
1997	19.2	100.5	25.2	30.2	15.3	0	0	0	10.6	16	39	19.2	100.5
1998	41.4	29.2	21	8.2	2	2.1	0.3	0	1.2	9.2	22.3	10.2	41.4
1999	34.6	58.2	66.2	14	0	0	0	0	28	21	17	34.5	66.2
2000	72	58	23	13	0	0	0	0.7	0	8.8	15.2	43	72
2001	99	44	41	24	0	0	0	4	21.5	8.5	32	71.5	99
2002	35.4	39.3	55.8	18.6	12	0	0	0	4	29.8	26.5	12.5	55.8
2003	26	17.4	80.8	2.1	5	0.6	0	0	0	10.8	34	40	80.8
2004	26.5	50.1	26.4	14.3	7	4	2	2.5	15.8	10.8	15	34.8	50.1
2005	40.6	53.7	40.8	23.5	0	0	0.8	2.6	4	2.8	50.1	49.8	53.7
2006	24	43.5	54	9.5	4.4	0	0	0	0	24.5	28.5	26.5	54
2007	60.1	38.5	52.5	14.5	2	0	0	0	0	62	30.5	40.1	62
2008	42	35.5	60.1	6.3	0	0	0	2	0	34.8	25.4	33.7	60.1
2009	69.3	14.5	31.5	12.4	2.5	1.1	0.3	2.5	11.9	4.2	23.3	52.6	69.3
2010	21.1	102.1	60.3	17	1.5	5.5	0	0	4.7	5.4	16.1	45.4	102.1
2011	87.5	45.6	55.3	11.2	4.2	0.6	0	0	1.5	12.3	6.5	30.2	87.5
2012	35.5	32.3	30.2	15.7	0.3	0.1	4.2	1.4	4	14	61.5	35.8	61.5
2013	32.3	23.5	2.5	1.4	0.2	3.1	0	2.1	0.3	14.4	31.8	55.1	55.1
2014	19.3	17.3	23.2	7.9	4	4	1.6	2.5	5.5	15.2	39.8	32.1	39.8
2015	79.5	68.2	31.2	11.3	0	1.3	0.8	0	0	21.7	21.3	21	79.5
2016	30.4	35.2	8.5	1.9	0.1	0	0	7	3.4	0.7	47	20.3	47
2017	29	62	40	40	0	0	0	0	20	7	20	63	63
2018	85	40	45	15	3	0	0	0	40	41	34	70	85
2019	41	95	26	60	4	0	6	3	0	13	30	50	95

Fuente: SENAMHI

Precipitación máxima en 24 horas

Estación: Sella Quebradas
 Departamento: Tarija
 Provincia: Mendez

Latitud Sud: 21°23' 00"
 Longitud Oeste: 64°42' 00"
 Altura msnm: 2080

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1980	17.8	33.3	20.3	10.4	8.4	0	0	1.5	0	10	6	20	33.3
1981	50	58.4	13.3	2.8	0	0	0	15.1	2	3.6	15.3	28.1	58.4
1982	23.9	16.6	35.3	21.1	8.9	0	0	0	19.6	3.8	19.3	30.3	35.3
1983	30.3	3.3	5.4	8.9	1.6	0	4.3	0	4.3	21	32.2	26.6	32.2
1984	22.4	23.6	20	2	0	0	0	28.4	1.2	4	18.3		-
1987	60.3	24	23.8	17.1	3.3	1.2	0	1	1	11.3	50.1	19.5	60.3
1988	20.3	27.1	40.7	12	1.9	1	0.3	0.8	3.3	11.1	16.5	65.8	65.8
1989	17.9	36	30	8.2	0	2.6	0.8	0	38.1	16.2	6	29.1	38.1
1990	35	45	11.6	10.5	2.7	0.3	0	1.4	1.6	10.1	88.5	35	88.5
1991	35	43.3	80	40	1.4	0	1.1	1.6	7.5	15	4.4	32.4	80
1992	40	23.3	16.9	0.9	0	0	3	0	3.4	4.6	36	31	40
1993	33.4	13.7	40	6	2	2.1	1.5	4	3.3	25	25.2	63	63
1994	25.1	57	16.5	1	0	0	0	0	9	18	18.4	80.5	80.5
1995	52.1	27.7	36.5	6.9	2.5	0	0	1.6	17	8.5	14.5	43.2	52.1
1996	49.5	52	27.1	9.1	17.2	0	0	9.5	10.1	4.1	25.5	23.5	52
1998	37.1	20.3	20		0	0	1.8	1	3.5	5.4	40	20.2	-
1999	14.3	40.6	62.5	13.5	2.3	2.3	2.1	1	12.4	14.5	5	24.6	62.5
2000	72.4	41.9	40.6	8.5	0	0	0	2.4	0	2.2	5.4	23.7	72.4
2001	42.3	26.2	18.1	6.3	4.6	0	0	2.2	13.5	5	11.8	49.5	49.5
2002	34.6	55.6	26	11.5	2.5	2.2	0	0	4.5	32	24.5	13.9	55.6
2003	16.1	14.1	31.6	6.5	2.6	0	0	0	10.1	7.8	17.5	63.4	63.4
2004	30	25	29.1	1.3	5.5	2.4	2.7	1.7	20	6.5	19.1	26.2	30
2005	29.3	76.5	11.5	3.3	0	0	1.7	0	3	8	26	43.1	76.5
2006	20.5	39	36	18.3	5	0	0	0.5	6	15.5	22.5	24	39
2007	78	13	40	9	3.5	0	0	4	5.1	30	40.5	18	78
2008	26.5	12.7	13.2	9.5	0	0	0	3	4	13.1	12	80.4	80.4
2009	15.5	13.5	18.5	12.3	2	0	0	2	1	6	70.6	30	70.6
2010	26.1	45	52	17.5	8	0	0	0	10	3	18	26	52
2011	32.5	60	20	14.5	6	0	0	0	0	10.5	15.5	22	60
2012	84	44.5	20	39.5	1	0	1	0	0	11	17	80	84
2013	50	46	22	5.5	2	7	0	15.5	3	10	17	45.5	50
2014	40.5	40	11.5	8.5	4	4	0	4.5	3.5	7.5	34	25.5	40.5
2015	55.7	84.7	52.5	40.5	0	0	3.5	0	3.5	40.5	20.5	25.5	84.7
2016	80	41.5	9.5	7	0	1	0	7.7	10.2	45.2	33.3	12.2	80

Fuente: SENAMHI

5.2. Estimación de datos faltantes

La estimación de los datos faltantes, se la realiza mediante el método de la recta de regresión lineal. Tomando como base ambas estaciones, según al dato del año que se está corrigiendo.

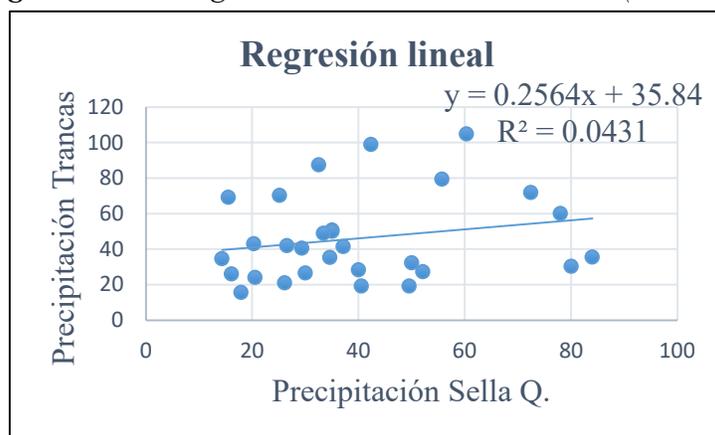
A continuación, se muestran los resultados del método mencionado, que se aplicó a la estación Trancas y Sella Quebrada.

Cuadro C4.2: *Relleno dato faltante de Enero 1984 Trancas*

AÑO	Enero		
	Sella Q.	Trancas	Relleno
1984	22.4		41.58
1987	60.3	105	105
1988	20.3	43	43
1989	17.9	15.7	15.7
1990	35	50.7	50.7
1992	35	50	50
1993	40	28.4	28.4
1994	33.4	49	49
1995	25.1	70.4	70.4
1996	52.1	27.3	27.3
1997	49.5	19.2	19.2
1998	37.1	41.4	41.4
1999	14.3	34.6	34.6
2000	72.4	72	72
2001	42.3	99	99
2002	34.6	35.4	35.4
2003	16.1	26	26
2004	30	26.5	26.5
2005	29.3	40.6	40.6
2006	20.5	24	24
2007	78	60.1	60.1
2008	26.5	42	42
2009	15.5	69.3	69.3
2010	26.1	21.1	21.1
2011	32.5	87.5	87.5
2012	84	35.5	35.5
2013	50	32.3	32.3
2014	40.5	19.3	19.3
2015	55.7	79.5	79.5
2016	80	30.4	30.4

Fuente: Elaboración propia

Figura C4.8: *Rregresión lineal del mes de Enero (Trancas)*



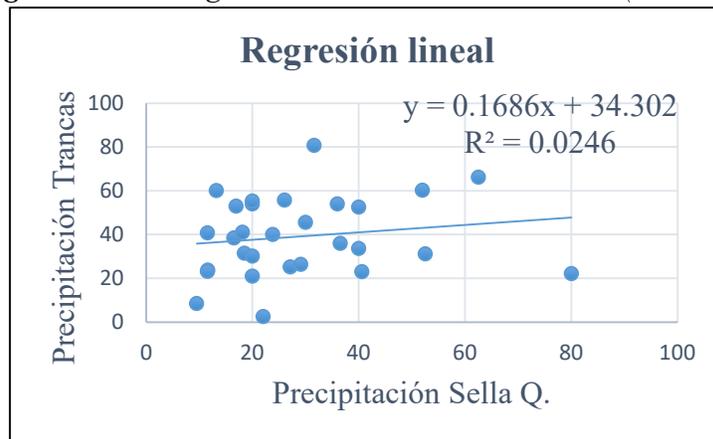
Fuente: Elaboración propia

Cuadro C4.3: Relleno dato faltante de Marzo 1988 Trancas

AÑO	Marzo		
	Sella Q.	Trancas	Relleno
1984	20	54	54
1987	23.8	40	40
1988	40.7		41
1989	30	45.5	45.5
1990	11.6	23.8	23.8
1992	80	22.2	22.2
1993	16.9	53	53
1994	40	33.6	33.6
1995	16.5	38.4	38.4
1996	36.5	35.9	35.9
1997	27.1	25.2	25.2
1998	20	21	21
1999	62.5	66.2	66.2
2000	40.6	23	23
2001	18.1	41	41
2002	26	55.8	55.8
2003	31.6	80.8	80.8
2004	29.1	26.4	26.4
2005	11.5	40.8	40.8
2006	36	54	54
2007	40	52.5	52.5
2008	13.2	60.1	60.1
2009	18.5	31.5	31.5
2010	52	60.3	60.3
2011	20	55.3	55.3
2012	20	30.2	30.2
2013	22	2.5	2.5
2014	11.5	23.2	23.2
2015	52.5	31.2	31.2
2016	9.5	8.5	8.5

Fuente: Elaboración propia

Figura C4.9: Rregresión lineal del mes de Marzo (Trancas)



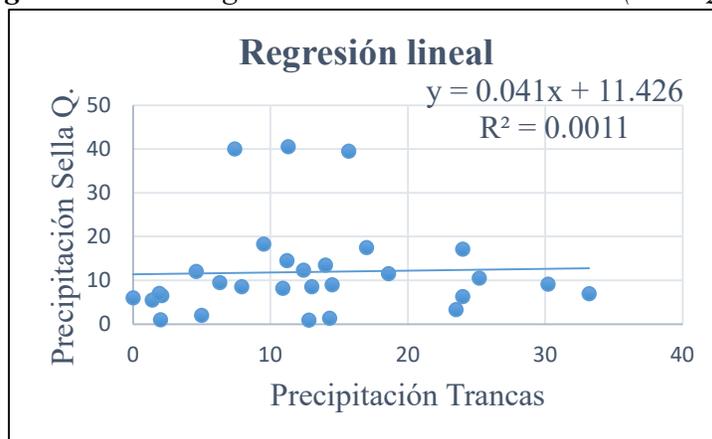
Fuente: Elaboración propia

Cuadro C4.4: Relleno dato faltante de Abril 1998 Sella Q.

AÑO	Abril		
	Trancas	Sella Q.	Relleno
1984	5	2	2
1987	24	17.1	17.1
1988	4.6	12	12
1989	10.9	8.2	8.2
1990	25.2	10.5	10.5
1992	7.4	40	40
1993	12.8	0.9	0.9
1994	0	6	6
1995	2	1	1
1996	33.2	6.9	6.9
1997	30.2	9.1	9.1
1998	8.2		11.76
1999	14	13.5	13.5
2000	13	8.5	8.5
2001	24	6.3	6.3
2002	18.6	11.5	11.5
2003	2.1	6.5	6.5
2004	14.3	1.3	1.3
2005	23.5	3.3	3.3
2006	9.5	18.3	18.3
2007	14.5	9	9
2008	6.3	9.5	9.5
2009	12.4	12.3	12.3
2010	17	17.5	17.5
2011	11.2	14.5	14.5
2012	15.7	39.5	39.5
2013	1.4	5.5	5.5
2014	7.9	8.5	8.5
2015	11.3	40.5	40.5
2016	1.9	7	7

Fuente: Elaboración propia

Figura C4.10: Rregresión lineal del mes de Abril (Sella Q.)



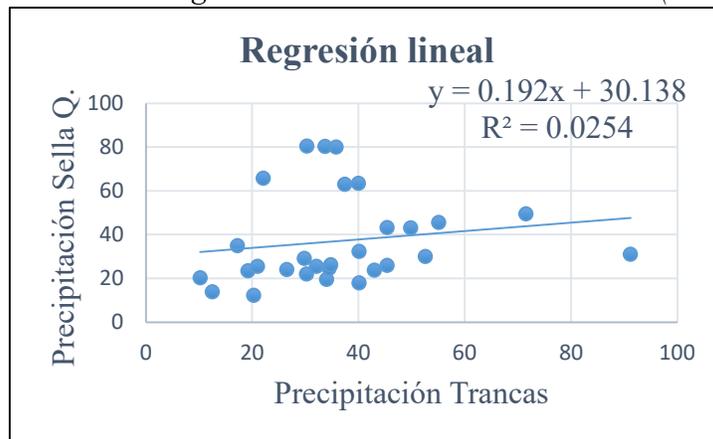
Fuente: Elaboración propia

Cuadro C4.5: Relleno dato faltante de Diciembre 1984 Sella Q.

AÑO	Diciembre		
	Trancas	Sella Q.	Relleno
1984	56	19.5	41
1987	34	19.5	19.5
1988	22.1	66	66
1989	29.8	29.1	29.1
1990	17.2	35	35
1992	40.1	32.4	32.4
1993	91.2	31	31
1994	37.4	63	63
1995	30.3	80.5	80.5
1996	45.4	43.2	43.2
1997	19.2	23.5	23.5
1998	10.2	20.2	20.2
1999	34.5	24.6	24.6
2000	43	23.7	23.7
2001	71.5	49.5	49.5
2002	12.5	13.9	13.9
2003	40	63.4	63.4
2004	34.8	26.2	26.2
2005	49.8	43.1	43.1
2006	26.5	24	24
2007	40.1	18	18
2008	33.7	80.4	80.4
2009	52.6	30	30
2010	45.4	26	26
2011	30.2	22	22
2012	35.8	80	80
2013	55.1	45.5	45.5
2014	32.1	25.5	25.5
2015	21	25.5	25.5
2016	20.3	12.2	12.2

Fuente: Elaboración propia

Figura C4.11: Regresión lineal del mes de Diciembre (Sella Q.)



Fuente: Elaboración propia

Luego de rellenado los datos faltantes, se muestra los siguientes cuadros de las precipitaciones máximas en 24 horas:

Cuadro C4.6: Precipitaciones máximas en 24 horas (Trancas) completo

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1984	41.58	38	54	5	0	0	0	28	7.6	17	30	56	56
1987	105	19	40	24	2	6	0	0	2	23	20	34	105
1988	43	29.7	41.16	4.6	6.3	1	0.9	0.4	4.9	6.5	18.7	22.1	43
1989	15.7	15.5	45.5	10.9	1	3.3	0.6	0	28.6	16.4	18.2	29.8	45.5
1990	50.7	49	23.8	25.2	6.2	0.1	0.4	2.9	3	7.5	60.1	17.2	60.1
1992	50	42.5	22.2	7.4	0.4	0	1.2	1.2	5.8	4.2	18.2	40.1	50
1993	28.4	45	53	12.8	4	0.5	3.1	1.2	3	37.6	16.1	91.2	91.2
1994	49	21.2	33.6	0	0	8.3	0	0	17.3	14	42.2	37.4	49
1995	70.4	25.4	38.4	2	4.1	0	0	1.3	14.2	9	25.4	30.3	70.4
1996	27.3	22.2	35.9	33.2	5.2	0	0	9.2	7.4	37.6	49.3	45.4	49.3
1997	19.2	100.5	25.2	30.2	15.3	0	0	0	10.6	16	39	19.2	100.5
1998	41.4	29.2	21	8.2	2	2.1	0.3	0	1.2	9.2	22.3	10.2	41.4
1999	34.6	58.2	66.2	14	0	0	0	0	28	21	17	34.5	66.2
2000	72	58	23	13	0	0	0	0.7	0	8.8	15.2	43	72
2001	99	44	41	24	0	0	0	4	21.5	8.5	32	71.5	99
2002	35.4	39.3	55.8	18.6	12	0	0	0	4	29.8	26.5	12.5	55.8
2003	26	17.4	80.8	2.1	5	0.6	0	0	0	10.8	34	40	80.8
2004	26.5	50.1	26.4	14.3	7	4	2	2.5	15.8	10.8	15	34.8	50.1
2005	40.6	53.7	40.8	23.5	0	0	0.8	2.6	4	2.8	50.1	49.8	53.7
2006	24	43.5	54	9.5	4.4	0	0	0	0	24.5	28.5	26.5	54
2007	60.1	38.5	52.5	14.5	2	0	0	0	0	62	30.5	40.1	62
2008	42	35.5	60.1	6.3	0	0	0	2	0	34.8	25.4	33.7	60.1
2009	69.3	14.5	31.5	12.4	2.5	1.1	0.3	2.5	11.9	4.2	23.3	52.6	69.3
2010	21.1	102.1	60.3	17	1.5	5.5	0	0	4.7	5.4	16.1	45.4	102.1
2011	87.5	45.6	55.3	11.2	4.2	0.6	0	0	1.5	12.3	6.5	30.2	87.5
2012	35.5	32.3	30.2	15.7	0.3	0.1	4.2	1.4	4	14	61.5	35.8	61.5
2013	32.3	23.5	2.5	1.4	0.2	3.1	0	2.1	0.3	14.4	31.8	55.1	55.1
2014	19.3	17.3	23.2	7.9	4	4	1.6	2.5	5.5	15.2	39.8	32.1	39.8
2015	79.5	68.2	31.2	11.3	0	1.3	0.8	0	0	21.7	21.3	21	79.5
2016	30.4	35.2	8.5	1.9	0.1	0	0	7	3.4	0.7	47	20.3	47
2017	29	62	40	40	0	0	0	0	20	7	20	63	63
2018	85	40	45	15	3	0	0	0	40	41	34	70	85
2019	41	95	26	60	4	0	6	3	0	13	30	50	95

Fuente: Elaboración propia

Cuadro C4.7: Precipitaciones máximas en 24 horas (Sella Q.) completo

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1980	17.8	33.3	20.3	10.4	8.4	0	0	1.5	0	10	6	20	33.3
1981	50	58.4	13.3	2.8	0	0	0	15.1	2	3.6	15.3	28.1	58.4
1982	23.9	16.6	35.3	21.1	8.9	0	0	0	19.6	3.8	19.3	30.3	35.3
1983	30.3	3.3	5.4	8.9	1.6	0	4.3	0	4.3	21	32.2	26.6	32.2
1984	22.4	23.6	20	2	0	0	0	28.4	1.2	4	18.3	40.89	40.89
1987	60.3	24	23.8	17.1	3.3	1.2	0	1	1	11.3	50.1	19.5	60.3
1988	20.3	27.1	40.7	12	1.9	1	0.3	0.8	3.3	11.1	16.5	65.8	65.8
1989	17.9	36	30	8.2	0	2.6	0.8	0	38.1	16.2	6	29.1	38.1
1990	35	45	11.6	10.5	2.7	0.3	0	1.4	1.6	10.1	88.5	35	88.5
1991	35	43.3	80	40	1.4	0	1.1	1.6	7.5	15	4.4	32.4	80
1992	40	23.3	16.9	0.9	0	0	3	0	3.4	4.6	36	31	40
1993	33.4	13.7	40	6	2	2.1	1.5	4	3.3	25	25.2	63	63
1994	25.1	57	16.5	1	0	0	0	0	9	18	18.4	80.5	80.5
1995	52.1	27.7	36.5	6.9	2.5	0	0	1.6	17	8.5	14.5	43.2	52.1
1996	49.5	52	27.1	9.1	17.2	0	0	9.5	10.1	4.1	25.5	23.5	52
1998	37.1	20.3	20	11.76	0	0	1.8	1	3.5	5.4	40	20.2	40
1999	14.3	40.6	62.5	13.5	2.3	2.3	2.1	1	12.4	14.5	5	24.6	62.5
2000	72.4	41.9	40.6	8.5	0	0	0	2.4	0	2.2	5.4	23.7	72.4
2001	42.3	26.2	18.1	6.3	4.6	0	0	2.2	13.5	5	11.8	49.5	49.5
2002	34.6	55.6	26	11.5	2.5	2.2	0	0	4.5	32	24.5	13.9	55.6
2003	16.1	14.1	31.6	6.5	2.6	0	0	0	10.1	7.8	17.5	63.4	63.4
2004	30	25	29.1	1.3	5.5	2.4	2.7	1.7	20	6.5	19.1	26.2	30
2005	29.3	76.5	11.5	3.3	0	0	1.7	0	3	8	26	43.1	76.5
2006	20.5	39	36	18.3	5	0	0	0.5	6	15.5	22.5	24	39
2007	78	13	40	9	3.5	0	0	4	5.1	30	40.5	18	78
2008	26.5	12.7	13.2	9.5	0	0	0	3	4	13.1	12	80.4	80.4
2009	15.5	13.5	18.5	12.3	2	0	0	2	1	6	70.6	30	70.6
2010	26.1	45	52	17.5	8	0	0	0	10	3	18	26	52
2011	32.5	60	20	14.5	6	0	0	0	0	10.5	15.5	22	60
2012	84	44.5	20	39.5	1	0	1	0	0	11	17	80	84
2013	50	46	22	5.5	2	7	0	15.5	3	10	17	45.5	50
2014	40.5	40	11.5	8.5	4	4	0	4.5	3.5	7.5	34	25.5	40.5
2015	55.7	84.7	52.5	40.5	0	0	3.5	0	3.5	40.5	20.5	25.5	84.7
2016	80	41.5	9.5	7	0	1	0	7.7	10.2	45.2	33.3	12.2	80

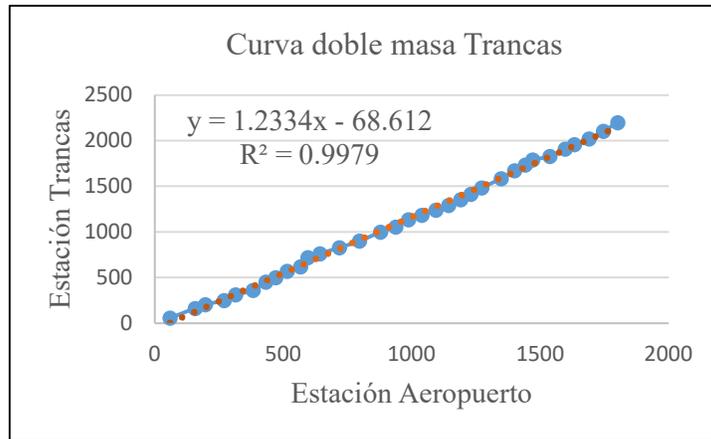
Fuente: Elaboración propia

A continuación se realiza el análisis de Consistencia y Homogeneidad de las estaciones en estudio. Del cual se muestra un resumen de resultados.

5.3. Análisis de Consistencia

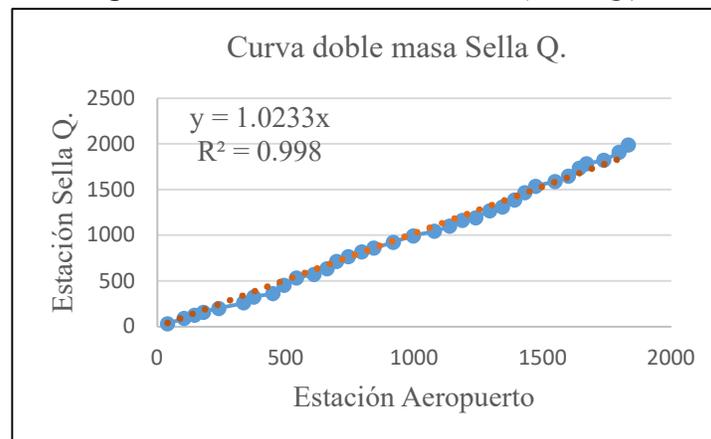
El análisis de consistencia de doble masa, relaciona la precipitación anual acumulada de una estación X (estación que se analiza) con el correspondiente valor medio de la precipitación anual acumulada de un grupo de estaciones vecinas. Si la estación que se analiza ha sido bien observada, los puntos deberán alinearse en una recta, pero si existe algún quiebre, o cambio de pendiente en la recta, ello indicará que la estadística de la estación analizada debe ser corregida.

Figura C4.12: Curva doble masa (Trancas)



Fuente: Elaboración propia

Figura C4.13: Curva doble masa (Sella Q.)



Fuente: Elaboración propia

A continuación, se muestra una tabla resumen de las estaciones estudiadas:

Cuadro C4.8: Resultados del análisis de Consistencia

Estación	R ²	Resultado
Trancas	0.9979	Consistente
Sella Quebrada	0.998	Consistente

Fuente: Elaboración propia

5.4. Análisis de Homogeneidad

Este test detecta cualquier forma de tendencia, ya sean lineales o en forma de saltos, siempre que den una tendencia global, este test no es adecuado para series que presentan un componente estacional. La prueba consiste en calcular un índice de desviación S de la serie, y a partir de este valor se calcula el valor de "V" luego se elige un nivel de significancia α o valor de confiabilidad en función al cual se definirá la condición de homogeneidad. Este índice se relaciona con un valor de Vcrit a través de la función de distribución normal, se compara V y Vcrit; si V es menor que Vcrit se acepta la hipótesis nula, es decir que la serie es homogénea con un nivel de significancia de $\alpha\%$ de lo contrario se asume la hipótesis alternativa.

Hipótesis nula: Todos los valores de la serie son datos aleatorios de una sola población (Es una serie Homogénea).

Hipótesis alternativa: Es una serie no homogénea con tendencia monótona.

La prueba consiste en calcular un índice de desviación S de la serie, y a partir de este valor calcular el valor de V mediante la relación:

$$V = \frac{S - 1}{\sqrt{\frac{n(n-1)(2n+5)}{18}}} \quad S = T - I \quad T = \sum_{i=1}^{n-1} s_i \quad I = \sum_{i=1}^{n-1} t_i$$

Donde:

n = número de registros

S = índice de desviación calculado

Si = número de valores de $X_j > X_i$ para $i < j < n$

Ti = número de valores de $X_j < X_i$ para $i < j < n$

Tabla C4.5: V_{crit} para diferentes niveles de significación α

α (%)	0.5	1.0	2.5	5.0	10.0
V_{crit}	2.58	2.33	1.96	1.64	0.128

Fuente: Cahuana, A. y Yugar, W. (2009). Material De Apoyo Didáctico De Hidrología Civ-233

Valores de significancia adoptado para la realización del test es $\alpha = 5\%$, que corresponde a $V_{crit} = (+1.64 ; -1.64)$, A continuación, se muestra una tabla resumen de las estaciones estudiadas:

Cuadro C4.9: Resumen de Test de Mann-Kendall

Índices	Estación	
	Trancas	Sella Q.
n	33	34
T	298	347
I	229	347
S	69	136
V	1.054	2.001
α (%)	5	5
Vcrit	-1.64	1.64
	Homogéneo	No homogéneo

Fuente: Elaboración propia

A pesar de que la estación de Sella quebrada, no cumpla con la condición del Test, se utilizarán sus datos para la estimación de caudales máximos, debido a que no se cuenta con más estaciones cercanas a la cuenca.

5.5. Distribución Gumbel

La distribución de Gumbel es utilizada para modelar la distribución del máximo o el mínimo, por lo que se usa para calcular valores extremos.

La teoría de valores extremos, es una rama de la estadística que trata de las desviaciones respecto al valor esperado de una distribución de probabilidad.

El objetivo del análisis de valores extremos, es evaluar, dada una muestra de una variable aleatoria, la probabilidad de eventos o valores más extremos que los observados previamente.

La ecuación de Gumbel es la siguiente:

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{x-\mu}{\alpha}}}$$

Donde:

F(x) = función de distribución acumulada de la ley Gumbel

x = variable independiente

α = parámetro de escala

μ = parámetro de posición, también llamado moda

e = base del logaritmo neperiano

El parámetro de escala y de posición se definen con la siguiente ecuación:

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} * S \approx 0.78 * S \qquad \mu = X - 0.5772 * \alpha$$

Donde:

X = media aritmética

S = desviación estándar

5.6. Prueba de bondad de ajuste (Smirnov-Kolmogorov)

Consiste en comparar las diferencias existentes entre la probabilidad empírica de los datos de la muestra y la probabilidad teórica, tomando el valor máximo del valor absoluto, de la diferencia entre el valor observado y el valor de la recta teórica del modelo, es decir:

$$\Delta = \text{máx}|F(x) - P(x)|$$

Donde:

Δ = estadístico de Smirnov-Kolmogorov

F(x) = probabilidad de la distribución teórica

P(x) = probabilidad experimental o empírica de los datos, y para hallarlo la formula recomienda es la de Weibull, que se indica a continuación:

$$P(x) = \frac{m}{N + 1}$$

Donde:

m = número de orden

N = número de datos

Eligiendo un valor de Δ_0 , para un nivel de significancia (α), se verifica la prueba con las siguientes condiciones:

$\Delta < \Delta_0$ El ajuste es bueno

$\Delta \geq \Delta_0$ El ajuste no es bueno, se debe comprobar con otra distribución

Donde:

Δ_0 = valor crítico, sacado de la siguiente tabla, en función a (α)

Tabla C4.6: Valores críticos Δ_0 , para varios valore de N y α

Tamaño Muestral N	Nivel de Significancia α				
	0,20	0,15	0,10	0,05	0,01
1	0,900	0,925	0,950	0,975	0,995
2	0,684	0,726	0,776	0,842	0,929
3	0,565	0,597	0,642	0,708	0,828
4	0,494	0,525	0,564	0,624	0,733
5	0,446	0,474	0,510	0,565	0,680
6	0,410	0,436	0,470	0,521	0,618
7	0,381	0,405	0,438	0,486	0,577
8	0,358	0,381	0,411	0,457	0,543
9	0,339	0,360	0,388	0,432	0,514
10	0,322	0,342	0,368	0,410	0,490
11	0,307	0,326	0,352	0,391	0,468
12	0,295	0,313	0,338	0,375	0,450
13	0,284	0,302	0,325	0,361	0,433
14	0,274	0,292	0,314	0,349	0,418
15	0,266	0,283	0,304	0,338	0,404
16	0,258	0,274	0,295	0,328	0,392
17	0,250	0,266	0,286	0,318	0,381
18	0,244	0,259	0,278	0,309	0,371
19	0,237	0,252	0,272	0,301	0,363
20	0,231	0,246	0,264	0,294	0,356
25	0,210	0,220	0,240	0,270	0,320
30	0,190	0,200	0,220	0,240	0,290
35	0,180	0,190	0,210	0,230	0,270
>35	$\frac{1,07}{\sqrt{N}}$	$\frac{1,14}{\sqrt{N}}$	$\frac{1,22}{\sqrt{N}}$	$\frac{1,36}{\sqrt{N}}$	$\frac{1,63}{\sqrt{N}}$

Fuente: Máximo V. (2002). *Hidrología Estadística*

Se muestra el procedimiento realizado, comprobando estadísticamente, si la frecuencia empírica de la serie analizada ($P_{(x)}$), se ajusta a una determinada función de probabilidad teórica seleccionada a priori ($F_{(x)}$).

Este procedimiento se realiza, ordenando los datos de precipitación máxima en 24 horas, de menor a mayor.

Estación: Trancas

Cuadro C4.10: Desarrollo de prueba de bondad y ajuste (Trancas)

m	$P_{\text{máx}} = x$	$P(x)$	z	$F(x)$	Δ
1	39.8	0.03	-1.18	0.04	0.01
2	41.4	0.06	-1.08	0.05	0.01
3	43	0.09	-0.97	0.07	0.02

4	45.5	0.12	-0.81	0.11	0.01
5	47	0.15	-0.71	0.13	0.02
6	49	0.18	-0.58	0.17	0.01
7	49.3	0.21	-0.56	0.17	0.03
8	50	0.24	-0.51	0.19	0.05
9	50.1	0.26	-0.51	0.19	0.07
10	53.7	0.29	-0.27	0.27	0.02
11	54	0.32	-0.25	0.28	0.05
12	55.1	0.35	-0.18	0.30	0.05
13	55.8	0.38	-0.13	0.32	0.06
14	56	0.41	-0.12	0.32	0.09
15	60.1	0.44	0.15	0.42	0.02
16	60.1	0.47	0.15	0.42	0.05
17	61.5	0.50	0.24	0.46	0.04
18	62	0.53	0.27	0.47	0.06
19	63	0.56	0.34	0.49	0.07
20	66.2	0.59	0.55	0.56	0.03
21	69.3	0.62	0.75	0.62	0.01
22	70.4	0.65	0.82	0.64	0.00
23	72	0.68	0.93	0.67	0.00
24	79.5	0.71	1.42	0.78	0.08
25	80.8	0.74	1.50	0.80	0.07
26	85	0.76	1.78	0.84	0.08
27	87.5	0.79	1.94	0.87	0.07
28	91.2	0.82	2.18	0.89	0.07
29	95	0.85	2.43	0.92	0.06
30	99	0.88	2.70	0.93	0.05
31	100.5	0.91	2.79	0.94	0.03
32	102.1	0.94	2.90	0.95	0.01
33	105	0.97	3.09	0.96	0.02

Fuente: Elaboración propia

N° de datos (N) = 33

Media aritmética (X) = 66.66

Desviación estándar (S) = 19.58

Parámetro de escala (α) = 15.27

Parámetro de posición (μ) = 57.85

Para un nivel de significancia del 5%, se tiene: $\Delta_0 = 0.23$

Siendo: $\Delta = 0.09$

Se verifica que:

$$\Delta < \Delta_0$$

0.09 < 0.23 **OK, se ajusta**

Estación: Sella Quebrada

Cuadro C4.11: Desarrollo de prueba de bondad y ajuste (Sella Q.)

m	P_{máx} = x	P(x)	z	F(x)	Δ
1	30	0.03	-1.49	0.01	0.02
2	32.2	0.06	-1.33	0.02	0.03
3	33.3	0.09	-1.25	0.03	0.05
4	35.3	0.11	-1.10	0.05	0.07
5	38.1	0.14	-0.90	0.09	0.06
6	39	0.17	-0.83	0.10	0.07
7	40	0.20	-0.76	0.12	0.08
8	40	0.23	-0.76	0.12	0.11
9	40.5	0.26	-0.73	0.13	0.13
10	40.89	0.29	-0.70	0.13	0.15
11	49.5	0.31	-0.08	0.34	0.03
12	50	0.34	-0.04	0.35	0.01
13	52	0.37	0.11	0.41	0.04
14	52	0.40	0.11	0.41	0.01
15	52.1	0.43	0.11	0.41	0.02
16	55.6	0.46	0.37	0.50	0.04
17	58.4	0.49	0.57	0.57	0.08
18	60	0.51	0.68	0.60	0.09
19	60.3	0.54	0.71	0.61	0.07
20	62.5	0.57	0.87	0.66	0.09
21	63	0.60	0.90	0.67	0.07
22	63.4	0.63	0.93	0.67	0.05
23	65.8	0.66	1.10	0.72	0.06
24	70.6	0.69	1.45	0.79	0.11
25	72.4	0.71	1.58	0.81	0.10
26	76.5	0.74	1.88	0.86	0.12
27	78	0.77	1.99	0.87	0.10
28	80	0.80	2.13	0.89	0.09
29	80	0.83	2.13	0.89	0.06
30	80.4	0.86	2.16	0.89	0.03
31	80.5	0.89	2.17	0.89	0.01
32	84	0.91	2.42	0.92	0.00
33	84.7	0.94	2.47	0.92	0.02
34	88.5	0.97	2.75	0.94	0.03

Fuente: Elaboración propia

N° de datos (N) = 34
 Media aritmética (X) = 58.51
 Desviación estándar (S) = 17.72
 Parámetro de escala (α) = 13.82

Parámetro de posición (μ) = 50.54

Para un nivel de significancia del 5%, se tiene: $\Delta_0 = 0.23$

Siendo: $\Delta = 0.15$

Se verifica que:

$$\Delta < \Delta_0$$
$$0.15 < 0.23 \quad \text{OK, se ajusta}$$

6. Estimación de caudales máximos

6.1. Determinación de parámetros estadísticos

Cuadro C4.12: Determinación de parámetros estadísticos

Año	Prec. máx. en 24 horas	
	Trancas	Sella Quebrada
1980-1981		33.3
1981-1982		58.4
1982-1983		35.3
1983-1984		32.2
1984-1985	56.0	40.9
1985-1986		
1986-1987		
1987-1988	105.0	60.3
1988-1989	43.0	65.8
1989-1990	45.5	38.1
1990-1991	60.1	88.5
1991-1992		80.0
1992-1993	50.0	40.0
1993-1994	91.2	63.0
1994-1995	49.0	80.5
1995-1996	70.4	52.1
1996-1997	49.3	52.0
1997-1998	100.5	
1998-1999	41.4	40.0
1999-2000	66.2	62.5
2000-2001	72.0	72.4
2001-2002	99.0	49.5
2002-2003	55.8	55.6
2003-2004	80.8	63.4
2004-2005	50.1	30.0
2005-2006	53.7	76.5
2006-2007	54.0	39.0
2007-2008	62.0	78.0
2008-2009	60.1	80.4
2009-2010	69.3	70.6
2010-2011	102.1	52.0
2011-2012	87.5	60.0
2012-2013	61.5	84.0
2013-2014	55.1	50.0
2014-2015	39.8	40.5
2015-2016	79.5	84.7
2016-2017	47.0	80.0

2017-2018	63.0	
2018-2019	85.0	
2019-2020	95.0	
N° datos	33	34
Media (X)	66.66	58.51
Desv. stand. (S)	19.58	17.72
Moda (E)	57.74	50.43
Característica (K)	0.61	0.63

Fuente: Elaboración propia

Fórmula de la moda

$$E = media - 0.45 * S$$

Fórmula de la característica

$$K = \frac{S}{0.557 * E}$$

Moda ponderada

$$Ed = \frac{E_1 * n_1 + E_2 * n_2}{n_1 + n_2}$$

Donde :

Ed = moda ponderada

n = n° de datos de cada estación

E = moda de la estación

$$Ed = 54.03$$

Característica ponderada

$$Kd = \frac{K_1 * n_1 + K_2 * n_2}{n_1 + n_2}$$

Donde :

Kd = característica ponderada

K = característica de la estación

$$Kd = 0.62$$

6.2. Precipitación máxima diaria

$$hdT = Edp * (1 + Kdp * \log T)$$

Donde :

hdT = altura de precipitación máxima en 24 horas (mm)

Edp = moda ponderada

Kdp = característica ponderada

T = periodo de retorno

Cuadro C4.13: Precip. max. diarias para diferentes valores de "T"

T (años)	10	20	50	75	100
hdT (mm)	87.53	97.62	110.95	116.85	121.03

Fuente: Elaboración propia

6.3. Tiempo de concentración

Para poder calcular la altura de lluvia horaria necesitamos conocer el tiempo de concentración (Tc) lo cual determinamos mediante diferentes ecuaciones y escogemos el que mejor se ajuste a la cuenca.

Pendiente del cauce principal	S =	0.075	m/m
Longitud del cauce principal	L =	8.78	km
Área de la cuenca	A =	9.33	km ²
Desnivel	H =	654	m

Kirpich

$$Tc = 0.06626 * \left(\frac{L^2}{S}\right)^{0.385} \quad Tc = 0.959 \quad \text{horas}$$

California

$$Tc = \left(\frac{0.871 * L^3}{H}\right)^{0.385} \quad Tc = 0.960 \quad \text{horas}$$

Temez

$$Tc = 0.126 * \left(\frac{L}{S^{0.35}}\right)^{0.75} \quad Tc = 1.270 \quad \text{horas}$$

Se tomará el promedio de las formulas, debido a que estas formulas se recomienda para cuencas medianas a pequeñas

$$Tc = 1.06 \quad \text{horas}$$

6.4. Precipitación máxima horaria.

$$htT = Edp * \left(\frac{t}{\alpha}\right)^\beta * (1 + Kdp * \log T)$$

htT = altura de precipitación mayor a 2 horas y menor a 24 horas (mm)

t = duración de la precipitación (horas)

Como es una cuenca pequeña:

$$t = Tc$$

α = equivalente de lluvia diaria

$$\alpha = \begin{matrix} 12 & \text{para Área de cuenca} > 20 \text{ Km}^2 \\ 2 & \text{para Área de cuenca} < 20 \text{ Km}^2 \end{matrix}$$

β = Expresión que representa la pendiente de la recta de los valores modales.

$$\beta = 0.2 \quad (\text{Recomendado})$$

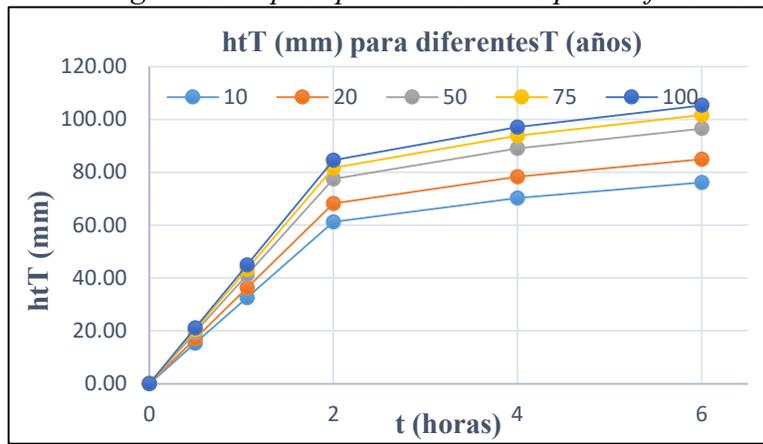
$$htT = Edp * \left(\frac{t}{\alpha}\right)^\beta * (1 + Kdp * \log T)$$

Cuadro C4.14: Precip. max. horarias para diferentes valores de "T"

T	Años	htT (mm)					
		0	0.5	1.06	2	4	6
10		0.00	15.29	32.52	61.17	70.26	76.20
20		0.00	17.05	36.26	68.22	78.36	84.98
50		0.00	19.38	41.21	77.53	89.06	96.59
75		0.00	20.41	43.41	81.66	93.80	101.72
100		0.00	21.15	44.96	84.58	97.16	105.37

Fuente: Elaboración propia

Figura C4.14: Diagramas de precip. máx. horarias para diferentes valores "T"



Fuente: Elaboración propia

Ahora determinamos las intensidades menores a las dos horas para diferentes periodos de retorno.

$$i = \frac{htT}{Tc_{\max}}$$

Cuadro C4.15: Intensidades max. para diferentes valores de "T"

T	Años	i (mm/h)					
		0	0.5	1.06	2	4	6
10		0.00	30.58	30.58	30.58	17.57	12.70
20		0.00	34.11	34.11	34.11	19.59	14.16
50		0.00	38.77	38.77	38.77	22.27	16.10
75		0.00	40.83	40.83	40.83	23.45	16.95
100		0.00	42.29	42.29	42.29	24.29	17.56

Fuente: Elaboración propia

6.5. Caudal Máximo

Por referirse a una cuenca pequeña de superficie menor a 25 km², usaremos el método racional para estimar el caudal máximo

6.5.1. Coeficiente de escorrentía

Con ayuda de Google Earth, observando la cuenca y zonificando con los criterios de cobertura y tipo de suelo, se puede estimar el coeficiente de escorrentía con ayuda de tablas.

Figura C4.15: Zonificación de la cuenca para determinación del coeficiente "C"



Fuente: Google Earth

Tabla C4.7: Valores de "C" en función de la pendiente (S), tipo y cobertura de suelo

COBERTURA DEL SUELO	TIPO DE SUELO	PENDIENTE (%)				
		> 50	20-50	5-20	1-5	0-1
Sin vegetación	Impermeable	0.80	0.75	0.70	0.65	0.60
	Semipermeable	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
	Permeable	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30
Cultivos	Impermeable	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
	Semipermeable	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	Permeable	0.40	0.35	0.30	0.25	0.20
Pastos, vegetación ligera	Impermeable	0.55	0.50	0.45	0.40	0.35
	Semipermeable	0.55	0.50	0.45	0.40	0.35
	Permeable	0.35	0.30	0.25	0.20	0.15
Hierba	Impermeable	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	Semipermeable	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30
	Permeable	0.30	0.25	0.20	0.15	0.10
Bosque, vegetación densa	Impermeable	0.55	0.50	0.45	0.40	0.35
	Semipermeable	0.45	0.40	0.35	0.30	0.25
	Permeable	0.25	0.20	0.15	0.10	0.05

Fuente: Cahuana, A. y Yugar, W. (2009). Material De Apoyo Didáctico De Hidrología Civ-233

Cuadro C4.16: Determinación del coeficiente de escorrentía para la cuenca

Cobertura del suelo	Tipo de suelo	Area (km ²)	Pendiente (%)	Coeficiente "C"	"C" Ponderado
Sin vegetación	S-permeable	4.44	7.45	0.50	0.458
Hierba	S-permeable	3.03		0.40	
Pastos y vegetación ligera	S-permeable	1.86		0.45	

Fuente: Elaboración propia

6.5.2. Periodo de retorno

El Periodo de Retorno T, se define como el tiempo o lapso promedio entre la ocurrencia de un evento igual o mayor a una magnitud dada, dicho de otra forma, es el intervalo de recurrencia promedio para un cierto evento.

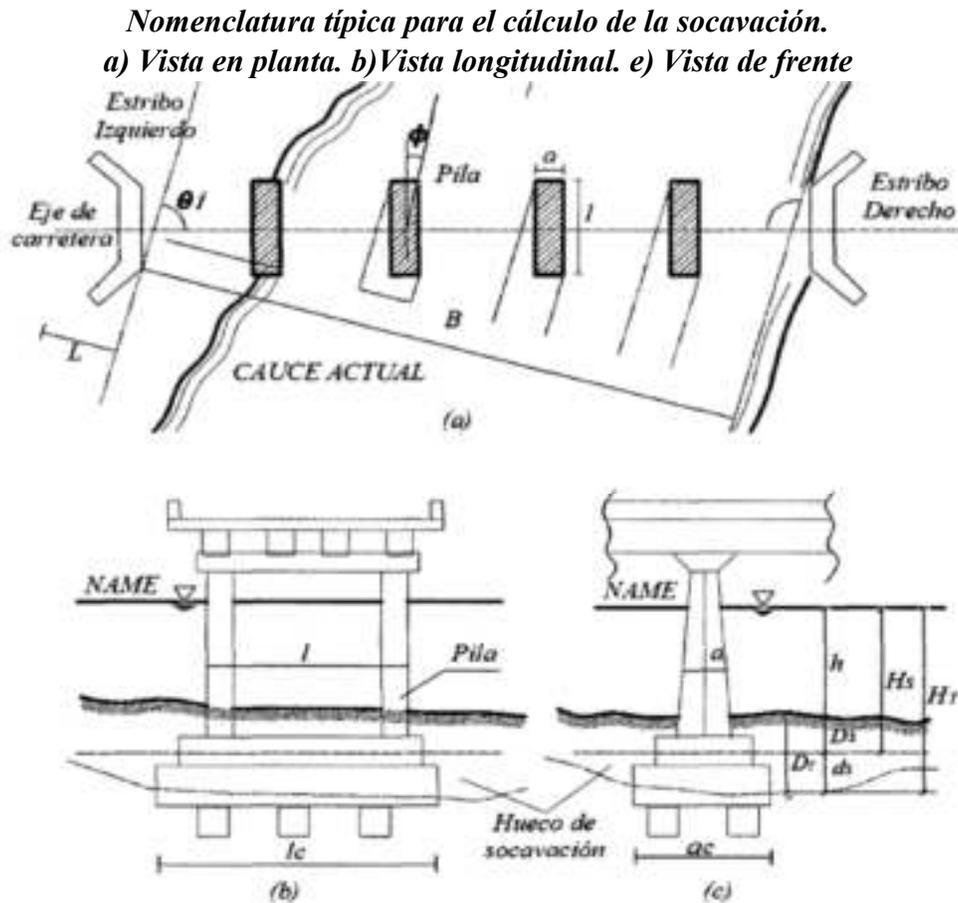
El periodo de retorno a adoptar para el diseño de una estructura hidráulica debería ser el resultado del análisis costo-beneficio.

1. Cálculo de la Socavación en Puentes

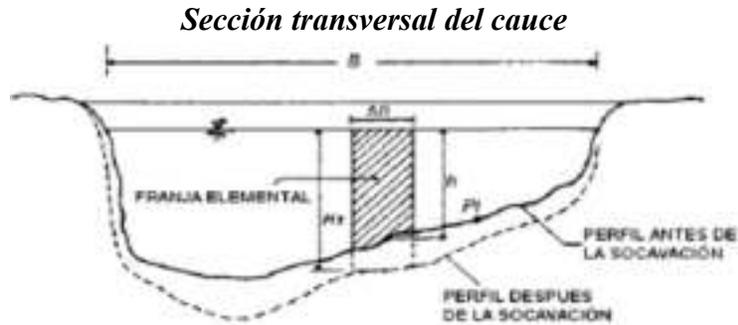
Hay mucha incertidumbre sobre el uso de las ecuaciones y sobre cuál representa mejor las condiciones reales del río y del puente. Esto hace difícil establecer una sola ecuación que sea lo suficientemente precisa y segura para estimar las profundidades de socavación debido al alto grado de incertidumbre existente y a las muchas variables involucradas en el problema como son: flujo no permanente, caudal de diseño, geometría de las estructuras, turbulencia, tamaño y distribución del sedimento, características hidráulicas durante crecientes, ángulo de ataque del flujo, presencia de basuras y tiempo de duración de la creciente.

Con los resultados obtenidos de las formulas a emplear, que nos dará un orden de magnitud para saber alrededor de qué valor estará la profundidad máxima de socavación, se obtará por un valor conservador.

En la siguiente figura se muestra vistas de la socavación en puentes.



Fuente: Guevara, M. (2003).



Fuente: Badillo J. y Rodríguez R. (1992).

Algunos de los parámetros importantes son:

- V = velocidad media
- Y_{MAX} = profundidad del flujo
- D_{50} = diámetro de la partícula de lecho en una mezcla cuyo 50% es menor

- $D_{50} = 0.02 \text{ m}$
- $Y_{MAX} = 0.962 \text{ m}$
- $V = 2.41 \text{ m/s}$

1.1. Socavación General por Contracción

1.1.1. Método de Lischtvan-Levediev

Este es un método que permite el cálculo de la socavación general del cauce durante crecientes independientemente de que exista o no un puente. Si el método se aplica para la zona de un puente, quiere decir que se está considerando también el efecto de la contracción, y por lo tanto, éste no debe adicionarse.

Este método se fundamenta en el equilibrio que debe existir entre la velocidad media real de la corriente (V_r) y la velocidad media erosiva (V_e). La velocidad erosiva no es la que da inicio al movimiento de las partículas en suelos sueltos, sino la velocidad mínima que mantiene un movimiento generalizado del material del fondo. Si el suelo es cohesivo, es la velocidad que es capaz de levantar y poner el sedimento en suspensión.

- V_r = velocidad media real
- V_e = velocidad media erosiva (para suelos granulares)

$$V_r = \frac{\alpha * Y_{MAX}}{H_s}$$

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

Donde:

- α = coeficiente de sección dependiente de las características hidráulicas
- β = coeficiente de frecuencia
- z = exponente variable en función del diámetro medio de la partícula

$$\alpha = \frac{\sqrt{S}}{n}$$

S = 0.0247 m/m
n = 0.05

$$\alpha = 3.14$$

$$\beta = 0.7929 + 0.0973 * \text{Log}(T)$$

T = Periodo de retorno = 100 años

$$\beta = 0.988$$

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

D_m = diámetro medio de las partículas del material granular
Si no se tienen datos precisos, D_m = 1.25*D₅₀

D_m = 25 mm

$$z = 0.319$$

La profundidad de socavación en cualquier punto de la sección transversal se obtiene cuando la velocidad media del cauce iguala a la velocidad erosiva (V_r = V_e).

Las siguientes expresiones asumen que los suelos son homogéneos y que la rugosidad del cauce es constante.

Para suelos granulares

Igualando la ecuación V_r = V_e, se obtiene:

$$H_s = \left[\frac{\alpha * Y_{MAX}^{\frac{5}{3}}}{0.68 * \beta * D_m^{0.28}} \right]^{\frac{1}{1+z}}$$

La ecuación anterior no considera el efecto de la contracción del flujo debida a estribos y pilas, ni el peso específico del agua durante la creciente, por lo que debe corregirse mediante unos factores de ajuste cuando se trata de evaluar un puente.

En la siguiente figura se muestra el factor de corrección por contracción (μ) es menor que 1 y contribuye al aumento de la profundidad de socavación.

Factor de corrección por contracción del cauce μ

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

Fuente: Badillo J. y Rodríguez R. (1992).

Dada la longitud del puente $L = 30$ m, y la velocidad media $V = 2.427$ m/s

$$\mu = 0.972$$

Adicionalmente, el efecto del peso específico del agua durante la creciente se considera en otro factor de corrección φ que es mayor o igual que la unidad

si: $\gamma_m = 1.0$ t/m³ (agua clara) $\varphi = 1.0$

$\gamma_m =$ peso específico de la muestra agua sedimento

La ecuación final para el cálculo de la socavación es la siguiente:

$$H_s = \left[\frac{\alpha * Y_{MAX}^5}{0.68 * \beta * \mu * \varphi * D_m^{0.28}} \right]^{\frac{1}{1+z}}$$

$$D_s = H_s - Y_{MAX}$$

Donde:

$D_s =$ profundidad de socavación general

$H_s =$ profundidad del agua después de ocurrida la socavación por contracción medida desde el NAME hasta el fondo del cauce socavado

$\alpha =$ coeficiente de sección dependiente de las características hidráulicas

$Y_{MAX} =$ profundidad del flujo

$\beta =$ coeficiente de frecuencia

$\mu =$ factor de corrección por contracción

$\varphi =$ factor de corrección por peso específico

$D_m =$ diámetro medio de las partículas del material granular

$z =$ exponente variable en función del diámetro medio de la partícula

$$H_s = 1.584 \text{ m}$$

$$D_s = \mathbf{0.621 \text{ m}}$$

1.1.2. Método de Straub

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

$$H_s = \left[\frac{B_1}{B_2} \right]^{0.642}$$

$$D_s = H_s - Y_{MAX}$$

Donde:

$B_1 =$ ancho de la superficie libre del cauce aguas arriba de la contracción

$B_2 =$ ancho de la superficie libre del cauce en la contracción

Datos:

$$B_1 = 55 \text{ m}$$

$$H_s = 1.476 \text{ m}$$

$$B_2 = 30 \text{ m}$$

$$D_s = \mathbf{0.513 \text{ m}}$$

1.2. Socavación Local en Estribos

Existen algunos métodos para la determinación de la socavación local en estribos. Sin embargo, la incertidumbre existente con relación a la aplicabilidad y a los resultados de las ecuaciones es mayor que para pilas.

Casi todas las ecuaciones dan valores muy conservadores de socavación.

La socavación en los estribos depende de la forma del estribo, las características del sedimento, la forma de la sección transversal, la profundidad del flujo en el cauce principal y en las laderas del estribo, el caudal que es interceptado por el estribo y retorna al cauce principal, el alineamiento del cauce, el tiempo de duración de la creciente, etc., factores que no se reflejan debidamente en las ecuaciones existentes.

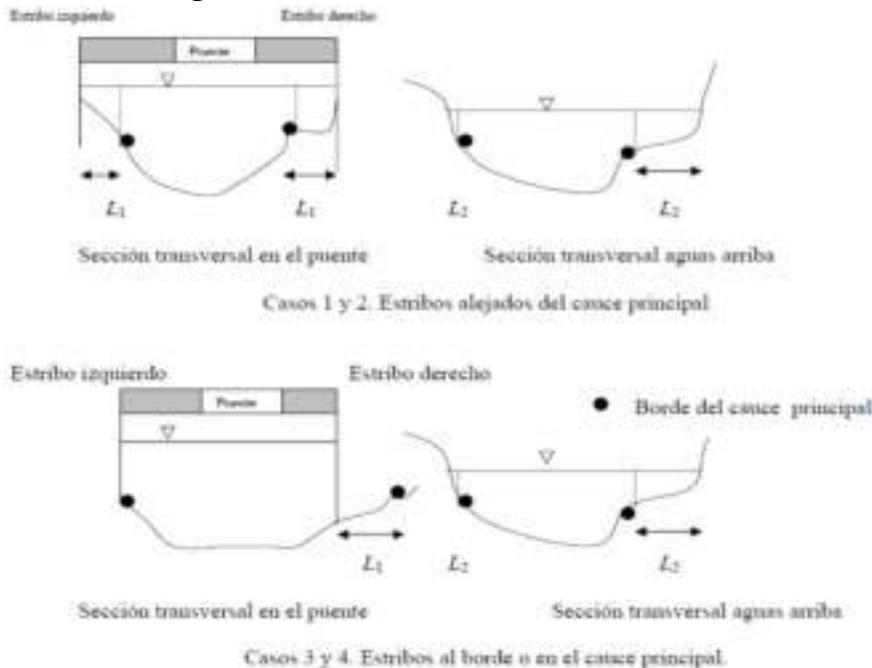
En la siguiente figura se muestra algunos de los casos que se pueden presentar dependiendo de la ubicación del estribo y de los niveles de inundación tanto en la zona del puente como en la sección transversal aguas arriba.

L_1 = longitud entre el borde del cauce principal y la pared del estribo (izquierdo o derecho)

L_2 = longitud entre el borde del cauce principal y el punto de intercepción del agua con la ladera.

L = longitud del estribo que se opone al paso del agua

Algunos casos de obstrucción de estribos.



Fuente: Guevara A., María E. (2016). Socavación en puentes

Caso 1. Estribo izquierdo, $L_1 > L_2$

$L = L_2 - L_1$; L = negativo y por lo tanto el estribo no obstruye el paso del agua

$L = 0$

Caso 2. Estribo derecho, $L_2 > L_1$

$$L = L_2 - L_1$$

Caso 3. Estribo izquierdo, $L_1 = 0$

$$L = L_2 - L_1;$$

$$L = L_2$$

Caso 4. Estribo derecho, $L_1 = \text{negativo}$

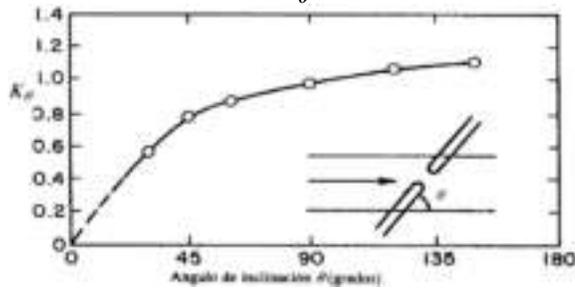
$$L = L_2 - (-L_1)$$

$$L = L_2 + L_1$$

Ángulo de ataque del flujo

Las ecuaciones que se utilizarán, no toman en cuenta el efecto del ángulo de ataque del flujo (K_θ), por lo que a continuación se obtiene el valor que será afectado a cada resultado de las ecuaciones.

Factor de corrección K_θ . Método de Froehlich.



Fuente: Guevara A., María E. (2016). Socavación en puentes

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

Donde:

θ = ángulo° de inclinación del estribo.

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

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

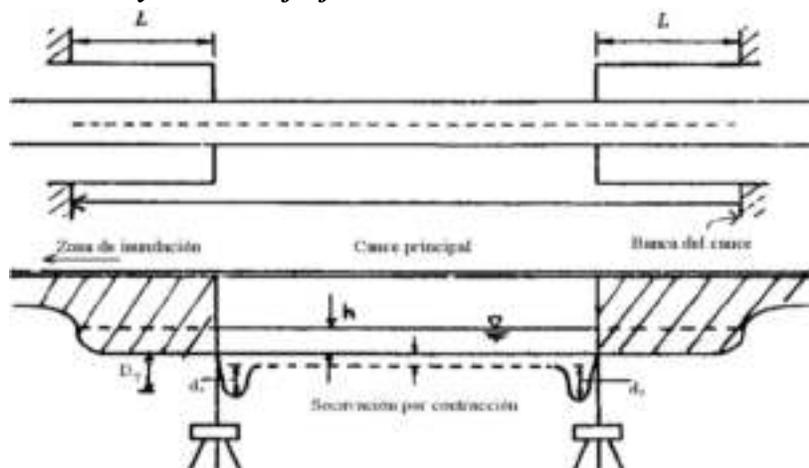
$$\theta = 55 \text{ grados}$$

$$K_\theta = 0.94$$

1.2.1. Método de Liu, Chang y Skinner

El método se basa en una ecuación resultante de estudios de laboratorio y análisis dimensional realizados en 1961.

***Estribos que se prolongan hasta el cauce principal
y no existe flujo en la zona de inundación.***



Fuente: Guevara A., María E. (2016). Socavación en puentes

$$ds = h * K_{\theta} * K_f * \left(\frac{L}{h}\right)^{0.4} * \left(\frac{V}{\sqrt{g * h}}\right)^{0.33}$$

Donde:

ds = profundidad de socavación de equilibrio medida desde el nivel medio del lecho hasta el fondo del hueco de socavación

h = profundidad media del flujo aguas arriba en el cauce principal

L = longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua

V = velocidad media del flujo aguas arriba

Kf = coeficiente de corrección por la forma del estribo

Kf = 1.1 para estribos con pared inclinada hacia el cauce

Kf = 2.15 para estribos con pared vertical

Datos:

$$h = 0.77 \text{ m}$$

$$L = 0.8 \text{ m}$$

$$V = 2.41 \text{ m/s}$$

$$Kf = 1.1$$

$$ds = 0.773 \text{ m}$$

1.3. Socavación Total

1.3.1. Método de Laursen

Laursen en la década de los ochenta sugirió dos ecuaciones basándose en el razonamiento sobre el cambio en las relaciones de transporte debido a la aceleración del flujo causada por el estribo

La siguiente ecuación arroja profundidades de socavación máximas e incluyen el efecto de la socavación por contracción, por lo que para estas ecuaciones no se debe incluir el efecto de la contracción del cauce para obtener la socavación total.

$$\frac{L}{h} = 2.75 * \frac{D_{T1}}{h} * \left[\left(\frac{D_{T1}}{11.5 * h} + 1 \right)^{1.7} - 1 \right]$$

Iterando la ecuación:

$$1.039 = 2.75 * \frac{D_{T1}}{h} * \left[\left(\frac{D_{T1}}{11.5 * h} + 1 \right)^{1.7} - 1 \right]$$

$$1.039 = \frac{L}{h}$$

$$D_{T1} = 1.20 \text{ m}$$

Afectando por los factores de forma y ángulo de ataque, tenemos:

$$D_T = dT_1 * K_f * K_\theta$$

$$K_f = 0.9 \text{ para estribos con aletas inclinadas a } 45^\circ$$

$$D_T = 1.02 \text{ m}$$

Resumen y conclusión

Sumando la socavación general y localizada, se elige la profundidad de socavación mas conservadora.

Resumen de profundidades de socavación general y local

Método	Socavación (m)		
	General (D _g)	Localizada (d _l)	Total (D _T)
Lischtvan-Levediev	0.62		1.4
Straub	0.51		1.3
Liu, Chang y Skinner		0.77	
Laursen			1.0

Por tanto la socavación total es:

$$D_T = 1.4 \text{ m}$$

ANEXO D
CÁLCULO Y DISEÑO
ESTRUCTURAL

PREDIMENSIONAMIENTO

Para el diseño estructural de un puente, el primer paso a realizar es el predimensionamiento de los elementos estructurales, de manera que obedezcan a recomendaciones de la norma AASHTO LRFD 2004, que será la normativa en la que se regirá el presente informe.

Nota: el valor de la gravedad para los cálculos posteriores se toma, $g=9.81 \text{ m/s}^2$

Ancho de calzada

El ancho de vía de acceso al puente se encuentra definido, es por tal motivo que se adopta el ancho de calzada igual a:

$$w = 7.3 \text{ m}$$

N° de carriles

En el Art. 3.6.1.1.1, nos dice que el número de carriles de diseño se debería determinar tomando la parte entera de la relación $w/3600$, siendo w el ancho libre de calzada entre cordones y/o barreras, en mm. También se deberían considerar posibles cambios futuros en las características físicas o funcionales del ancho libre de calzada.

En aquellos casos en los cuales los carriles de circulación tienen menos de 3600 mm de ancho, el número de carriles de diseño deberá ser igual al número de carriles de circulación, y el ancho del carril de diseño se deberá tomar igual al ancho del carril de circulación.

Los anchos de calzada comprendidos entre 6000 y 7200 mm deberán tener dos carriles de diseño, cada uno de ellos de ancho igual a la mitad del ancho de calzada.

Debido a que los carriles de circulación ya están definidos:

$$\text{N}^\circ \text{ de carriles} = 2$$

N° de vigas

Para puentes Viga-Losa se recomienda, el N° de vigas en función al N° de carriles

N° de vigas en función al N° de carril

N° de carriles	N° de vigas
1	2 - 3
2	3 - 4

se adopta:

$$\text{N}^\circ \text{ de vigas} = 3$$

Luz de calculo

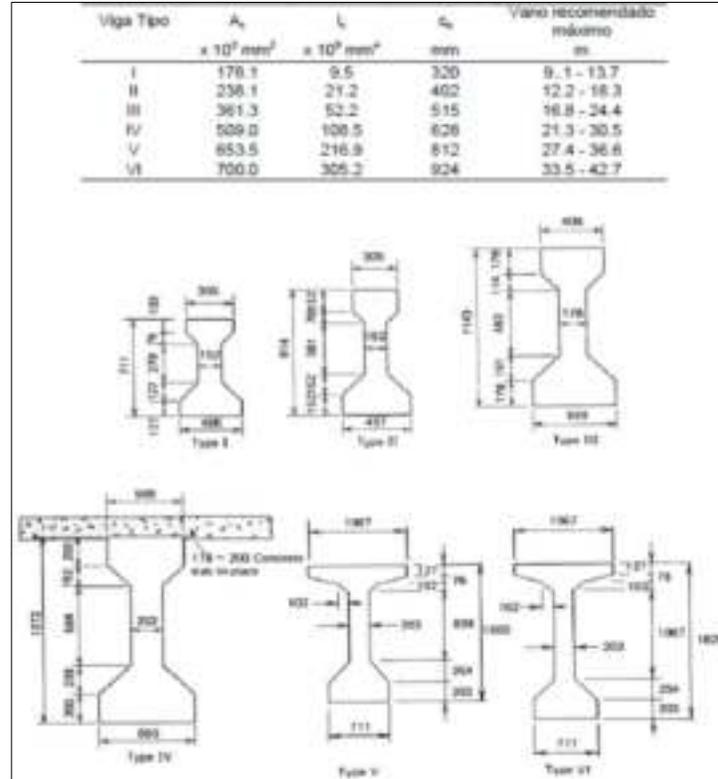
De acuerdo al levantamiento topográfico y al estudio de hidrología e hidráulica, se llegó a determinar la longitud de cálculo del puente.

$$L_c = 25 \text{ m}$$

Altura de la viga

Según las recomendaciones de la normativa AASHTO, la altura de la viga está en función de la longitud del puente. Se muestra en la siguiente tabla:

Vigas AASHTO de sección I



Fuente: Hormigón Pretensado Prof. F. Yáñez

En la sección 2 de la normativa AASHTO, define la altura de la viga en función a la luz de cálculo

Profundidades mínimas en función a la Luz libre

Superestructura		Profundidad mínima (incluyendo el tablero) Si se utilizan elementos de profundidad variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y negativo.	
Material	Tipo	Tramos sencillos	Tramos continuos
Hormigón Armado	Losas con armadura principal paralela al tráfico	$\frac{L}{3.03} + 3000$ 30	$\frac{L}{5} + 1000$ 50
	Vigas T	0.070 L	0.065 L
	Vigas cajón	0.080 L	0.033 L
	Vigas de estructura pretensadas	0.035 L	0.033 L
Hormigón Pretensado	Losas	0.030 L \geq 100 mm	0.017 L \geq 100 mm
	Vigas cajón coladas in situ	0.045 L	0.040 L
	Vigas doble T prefabricadas	0.045 L	0.040 L
	Vigas de estructura pretensadas	0.033 L	0.038 L
	Vigas cajón adyacentes	0.030 L	0.025 L
Acero	Profundidad total de una viga doble T compuesta	0.040 L	0.032 L
	Profundidad de la parte de sección doble T de una viga doble T compuesta	0.033 L	0.037 L
	Cerchas	0.100 L	0.100 L

Fuente: AASHTO LRFD 2004

Para:

$$L_c = 25 \text{ m}$$

$$H_T = 0.045 * L_c$$

$$H_T = 1.13 \text{ m}$$

Si bien el canto total mínimo (viga más losa), recomendado por la normativa nos dá un valor, se asumirá el canto recomendable por la normativa de una viga I tipo V, que se encuentra entre el rango de luces (27.4m a 36.6m), estando por el lado de la seguridad.

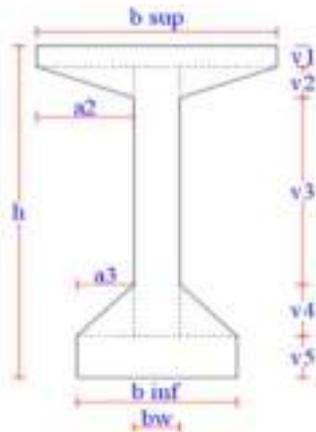
Se realizará algunas modificaciones, en el sentido de facilitar su construcción. Por lo que la altura de la viga es la siguiente:

$$h = 1.60 \text{ m}$$

Siguiendo las recomendaciones de la norma, en el **Art. 5.14.1.2.2**, nos dice que, en ninguna parte de una viga de hormigón prefabricada el espesor deberá ser menor que:

- ala superior: 50 mm
- alma, no postesada: 125 mm
- alma, postesada: 165 mm
- ala inferior: 125 mm

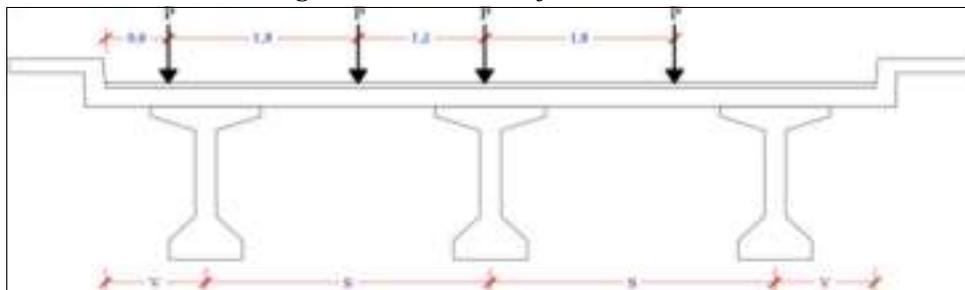
Por lo que a continuación se presenta la sección de la viga en centro luz:



b sup =	1.05	m
b inf =	0.70	m
bw =	0.20	m
a2 =	0.425	m
a3 =	0.25	m
v1 =	0.10	m
v2 =	0.15	m
v3 =	0.90	m
v4 =	0.25	m
v5 =	0.20	m
h =	1.60	m

Separación entre vigas

Posición reglamentaria de los ejes del Camion HL-93



La norma AASHTO LRFD, no especifica como hallar la separación entre vigas, por lo que se recomienda hacer uso de las especificaciones estándares de la norma AASHTO Estándar, donde nos indica usar el método de fracción de carga.

Este método toma en consideración únicamente la carga de camión de diseño, asumiendo que tanto la viga interior y la viga exterior reciben igual distribución de carga, articulando en el eje del apoyo interior.

El factor de fracción de carga interna a usar, se encuentra en la siguiente tabla:

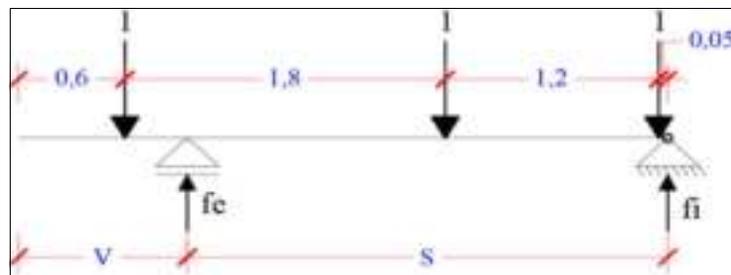
Factor interno en función a las fajas de tráfico

CLASES DE PISO	Una Faja de Tráfico	Dos o más Fajas de Tráfico
Madera		
Tablones	0.820 * s	0.875 * s
Tablas de canto de 0.10 m.	0.730 * s	0.820 * s
Tablas de canto > = 0.15 m.	0.656 * s	0.772 * s
	Si s > 1.5 m. ver nota 1.	Si s > 2 m. ver nota 1.
Hormigón Armado		
Sobre Vigas I de acero o de hormigón prefabricado.	0.469 * s	0.596 * s
	Si s > 3.05 m. ver nota 1.	Si s > 4.26 m. ver nota 1.
Sobre Vigas T de hormigón	0.505 * s	0.547 * s
	Si s > 1.83 m. ver nota 1.	Si s > 3.05 m. ver nota 1.
Vigas de sección cajón	0.410 * s	0.469 * s
	Si s > 3.6 m. ver nota 2.	Si s > 4.9 m. ver nota 2.
Sobre vigas de madera	0.547 * s	0.656 * s
	Si s > 1.83 m. ver nota 1.	Si s > 3.05 m. ver nota 1.
Parrilla metálica		
Espesor menor a 0.1 m.	0.730 * s	0.820 * s
Espesor de 0.1 m. ó más	0.547 * s	0.656 * s
	Si s > 1.8 m. ver nota 1.	Si s > 3.2 m. ver nota 1.

Fuente: Hugo E. Belmonte, Puentes (4ta Edición)

Para tablero de H°A° sobre vigas I de H°P° de dos o más fajas de tráfico:

$$f_i = 0.596 * S$$



Sumatoria de momento en el apoyo central:

$$\text{Ec. 1} \quad fe * s = 1 * (s + v - 0.6) + 1 * (s + v - 2.4) + 1 * (s + v - 3.6)$$

Además se tiene la siguiente condición.

$$\text{Ec. 2} \quad 2s + 2v = 7.3$$

Igualando la fracción de carga interna y externa:

$$\text{Ec. 3} \quad 0.596 * s = fi = fe$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones se consigue un valor estimado de separación entre vigas:

$$s = 2.70 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Adoptando :} \quad s &= 2.70 \text{ m} \\ v &= 0.95 \text{ m} \end{aligned}$$

Espesor de losa

La altura mínima de la losa recomendada por la normativa son las siguientes:

Art. 2.5.2.6.3-1

Tramos continuos
$\frac{S + 3000}{30} \geq 165 \text{ mm}$

Fuente: AASHTO LRFD 2004

Donde:

S = Longitud de la losa

$$S = 2.70 \text{ m} \quad e > 0.19 \text{ m}$$

Art. 9.7.1.1

A menos que el Propietario apruebe una altura menor, la altura de un tablero de hormigón, excluyendo cualquier tolerancia para pulido, texturado o superficie sacrificable deberá ser mayor o igual que 175 mm.

$$e > 0.175 \text{ m}$$

Art. 13.7.3.1.2

Para vuelos de tablero de hormigón que soportan un sistema de postes montados en el tablero: 200 mm

$$e > 0.20 \text{ m}$$

En conclusión el espesor de la losa será:

$$e_{\text{losa}} = 0.20 \text{ m}$$

Viga diafragma

Art. 4.6.2.2b, nos indica, que se deberá proveer diafragmas de extremo profundos y rigidos para asegurar la adecuada distribución de cargas.

Art. 5.13.2.2, nos dice que se deberán proveer diafragmas en los estribos, pilas y uniones articuladas para resistir las fuerzas laterales y transmitir las cargas a los puntos de apoyo. Se pueden utilizar diafragmas intermedios entre vigas en sistemas curvos o cuando sea necesario proveer resistencia torsional y para soportar el tablero en puntos de discontinuidad o en los puntos de quiebre de las vigas. Cuando corresponda, los diafragmas se deberían diseñar mediante el método de bielas y tirantes.

*Base

Por recomendaciones del docente de la asignatura de Puentes CIV-952, la base de los diafragmas suele estar entre los 0.2 m a 0.25 m.

$$b_{\text{diaf}} = 0.20 \text{ m}$$

*Altura

Las vigas diafragmas suelen dimensionarse son alturas entre el 70% o 75%, del pertalte de las vigas.

$$h_{\text{diaf}} = 0.72 * h_{\text{viga}}$$

$$h_{\text{diaf}} = 1.15 \text{ m}$$

considerando la altura de la losa:

$$h_{\text{diaf}} = 1.35 \text{ m}$$

*Separación

Las separación optima de los diafragmas, en el sentido longitudinal del puente, se recomienda que se encuentre entre 7.5 m. a 10 m. Para el dimensionamiento de este informe se asume:

$$s_{\text{diaf}} = 8.33 \text{ m}$$

Con el siguiente número de diafragmas:

$$N^{\circ}_{\text{diaf}} = \frac{L}{s_{\text{diaf}}} + 1$$

$$N^{\circ}_{\text{diaf}} = 4$$

Vereda

*Ancho

En la normativa, **Art. 3.6.1.6**, hace referencia a la longitud mínima de la acera para poder aplicar la carga viva peatonal, el cual es 0.6 m.

Del libro Neufert, se adopta el siguiente espacio para el tránsito de peatones:

Ancho ocupado por un peaton mas valija



Fuente: Arte de Proyectar en Arquitectura, Neufert

$$a_{\text{vereda}} = 0.8 \text{ m}$$

***Espesor**

El espesor para losas en puente se recomienda ≥ 14 cm. Es por tal motivo que se adopta:

$$e_{\text{vereda}} = 0.15 \text{ m}$$

Capa de rodadura

$$e_{\text{rodadura}} = 0.05 \text{ m}$$

Bordillo

En función a la altura a la que actuará la fuerza de choque el texto Puentes, Hugo Belmonte (4ta edición), nos recomienda una altura ≥ 25 cm

Base

$$b_{\text{bor}} = 0.20 \text{ m}$$

Altura

$$h_{\text{bor}} = 0.30 \text{ m}$$

$$h_{\text{bor+losa}} = 0.50 \text{ m}$$

Sistema de Anclajes (Protende MTC)

Sistema de anclaje MTC



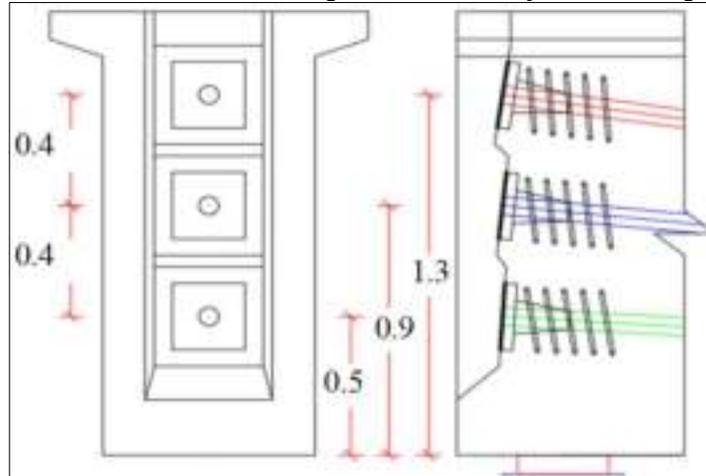
Fuente: Catalogo PROTENDE

La separación entre centros de placas debe ser por lo menos de 30 cm, para mejor maniobra del gato.

La separación para este proyecto es el siguiente:

- $s_A = 0.4$ m separación entre centros de placas
- $h_{A1} = 1.3$ m altura al anclaje 1
- $h_{A2} = 0.9$ m altura al anclaje 2
- $h_{A3} = 0.5$ m altura al anclaje 3

Separación entre centros de placas de anclaje "vista en perfil"



Recubrimiento de Hormigón

En el Art. 5.12.3, indica que el recubrimiento para el acero de pretensado y armaduras no protegidas, no será menor que el especificado en la siguiente tabla:

Recubrimiento para las armaduras principales no protegidas (mm)

SITUACIÓN	RECUBRIMIENTO (mm)
Exposición directa al agua caliente	100
Monitoreado contra el hielo	75
Uniones externas	75
Exposición a sales anti-congelantes	80
Superficies de tráfico con tratamiento de sellado con cloro o aceites	80
Otras situaciones similares	50
Otras situaciones similares:	
• Hasta bases No. 36	40
• Bases No. 43 y No. 37	50
Fondo de losa hormigonada in situ:	
• Hasta bases No. 36	25
• Bases No. 43 y No. 37	50
Escaleras interiores para puentes prefabricados	20
Placas prefabricadas de hormigón armado:	
• Anclajes no corrosivos	50
• Anclajes corrosivos	75
Placas prefabricadas de hormigón pretensado	50
Placas hormigonadas in situ:	
• Anclajes no corrosivos	50
• Anclajes corrosivos:	
- En general	75
- Armadura protegida	75
• Cáscaras	50
• Hormigón colocado con todo hormigón, hormigón colocado por el sistema tremie o construcción con lábada	75

Fuente: AASHTO LRFD 2004

Factores de resistencia

Los factores de resistencia para una construcción convencional según la norma AASHTO, son las siguientes:

Factores de resistencia de diseño

• Para flexión y tracción del hormigón armado.....	0.90
• Para flexión y tracción del hormigón pretensado.....	1.00
• Para corte y torsión:	
hormigón de densidad normal	0.90
hormigón de baja densidad	0.70
• Para compresión axial con espirales o zunchos: a excepción de lo especificado en el Artículo 5.10.11.4.1b para Zonas Sísmicas 3 y 4 en el estado límite correspondiente a evento extremo.....	0.75
• Para apoyo sobre hormigón.....	0.70
• Para compresión en modelos de bolas y tarantes.....	0.70
• Para compresión en zonas de anclaje:	
hormigón de densidad normal.....	0.80
hormigón de baja densidad.....	0.65
• Para tracción en el acero en las zonas de anclaje.....	1.00
• Para resistencia durante el hincado de pilotes.....	1.00

Fuente: AASHTO LRFD 2004

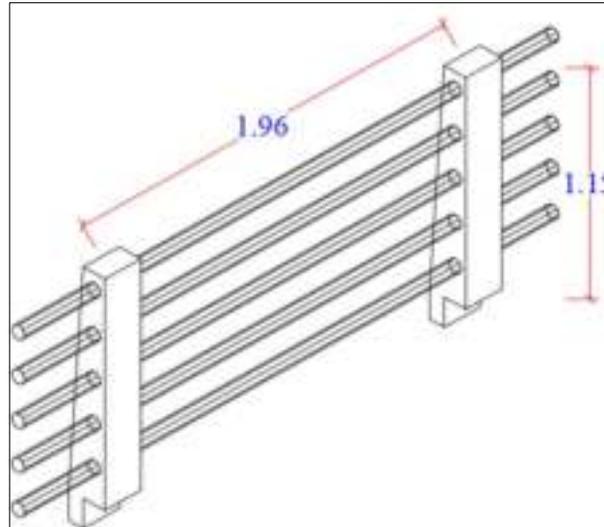
Propiedades de los materiales

Resistencia característica del H°	$f'_c =$	21	MPa
Módulo de elasticidad del H°	$E_c =$	22.02	GPa
Resistencia característica del H°	$f'_c =$	35	MPa
Módulo de elasticidad del H°	$E_{cp} =$	28.43	GPa
Resistencia característica del H°	$f'_c =$	28	MPa
Resistencia característica del acero de refuerzo	$f_y =$	420	MPa
Módulo de elasticidad del acero de refuerzo	$E_s =$	200	GPa
Resistencia característica del acero de presfuerzo	$f_{pu} =$	1860	MPa
Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo	$E_p =$	197.5	GPa
Peso específico de H°A°	$\gamma_{H^\circ A^\circ} =$	24	kN/m ³
Peso específico de Superficie de rodamiento bituminoso	$\gamma_{Rod} =$	22.5	kN/m ³
Esfuerzo de fluencia de las placas de refuerzo (A-36)	$F_y =$	250	MPa

PASAMANOS

1. Pasamanos de acero galvanizado

Vista isométrica de barandado del puente



La Especificación AISC proporciona dos métodos aceptables para diseñar miembros de acero estructural y sus conectores. Éstos son el Diseño con factores de carga y resistencia (LRFD: Load and Resistance Factor Design) y el Diseño por esfuerzos permisibles (ASD: Allowable Strength Design).

Este informe realiza el método de LRFD, sienda la filosofía de diseño para puentes.

Para el dimensionamiento de los pasamanos, se adopta una una longitud entre postes de 2 m., tomando el tramo como simplemente apoyado.

2. Propiedades geométricas

Sepación entre postes	$S = 1.96$ m
Diametro externo	$\text{Ø}_{\text{ext}} = 0.066$ m
Diametro interno	$\text{Ø}_{\text{int}} = 0.063$ m

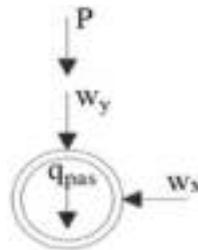
3. Propiedades de los materiales

Resistencia del tubo galvanizado	$\sigma_{F^{\circ}G^{\circ}} = 310$ MPa
Peso por unidad de metro	$q_{DCF^{\circ}G^{\circ}} = 0.049$ kN/m

4. Cargas

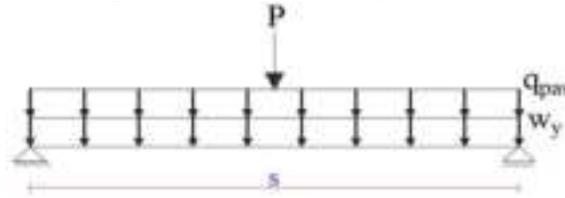
En el **Art. 13.8.2**, de la norma, nos dá el valor y la posición de las cargas que se aplicará, para el diseño de cada uno de los pasamanos.

$P = 0.89$ kN
$w_y = w_x = 0.73$ kN/m
$q_{\text{pas}} = 0.049$ kN/m



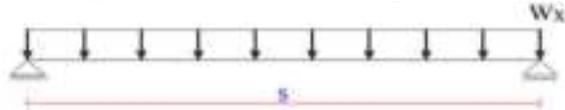
4.1. Cargas verticales

Cargas vertical sobre el pasamano



4.2. Cargas horizontales

Cargas horizontal sobre el pasamano



4.3. Peso propio

$$q_{pas} = 0.049 \text{ kN/m}$$

4.4. Sobrecargas peatonal

Peso aproximado de una persona

$$P = 0.89 \text{ kN}$$
$$w_y = w_x = 0.73 \text{ kN/m}$$

5. Solicitaciones de diseño

5.1. Peso propio

$$M_{DC} = \frac{q_{DCpas} * s^2}{8}$$

$$M_{DC} = 0.02 \text{ kN-m}$$

5.2. Sobrecargas peatonal

Momento por carga distribuida

$$M_y = M_x = \frac{w_x * s^2}{8}$$

$$M_y = M_x = 0.35 \text{ kN-m}$$

Momento por carga puntual

$$M_p = \frac{P * s}{4}$$

$$M_p = 0.44 \text{ kN-m}$$

Finalmente:

$$M_{LSx} = M_x + M_p$$

$$M_{LSx} = 0.79 \text{ kN-m}$$

$$M_{LSy} = M_y$$

$$M_{LSy} = 0.35 \text{ kN-m}$$

6. Momento de diseño

$\eta = 1$ puente convencional
Resistencia I

Momento en respecto al eje x

$$M_{Ux} = \eta * (1.25 * M_{DC} + 1.75 * M_{LSx})$$
$$M_{Ux} = 1.41 \text{ kN-m}$$

Momento en respecto al eje y

$$M_{Uy} = \eta * (1.75 * M_{LSy})$$
$$M_{Uy} = 0.61 \text{ kN-m}$$

La **Resultante** será:

$$M_U = \sqrt{M_{Ux}^2 + M_{Uy}^2}$$
$$M_{UR} = 1.53 \text{ kN-m}$$

7. Verificación

Donde:

$$\sigma_U \leq \phi * \sigma_n$$

σ_U = resistencia última

σ_n = resistencia nominal del F°G°

ϕ = factor de reducción de resistencia (0.9)

7.1. Resistencia última

Esfuerzo de flexión debido al momento Resultante:

$$\sigma_U = \frac{M_U * \left(\frac{\phi_{ext}}{2}\right)}{I}$$

$I_x = I_y =$ inercia respecto de cada eje (x e y)

$$I = \frac{\pi * \left[\left(\frac{\phi_{ext}}{2}\right)^4 - \left(\frac{\phi_{int}}{2}\right)^4 \right]}{4}$$
$$I = 1.824E-07 \text{ m}^4$$

$$\sigma_U = 277.54 \text{ MPa}$$

7.2. Resistencia nominal

$$\sigma_n = \phi * \sigma_{F°G°}$$

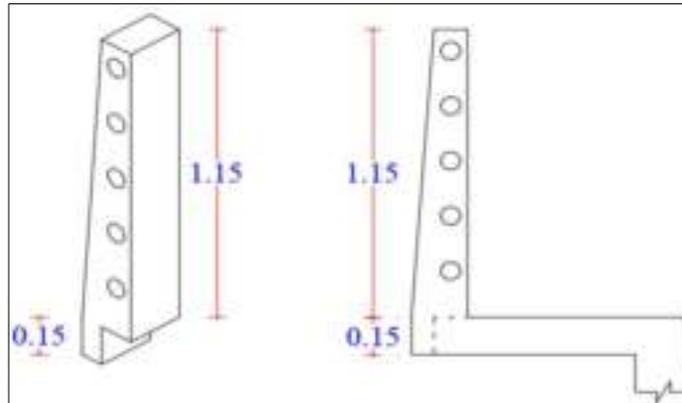
$$\phi * \sigma_{F°G°} = 279.00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_n \leq \phi * \sigma_{F°G°}$$

$$277.54 \leq 279.00 \text{ Cumple}$$

POSTE DE H°A°

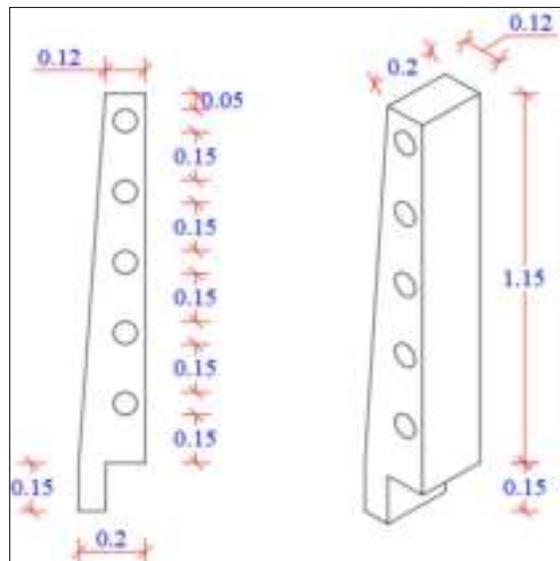
Vista en perfil e isométrico de Poste de H°A°



1. Propiedades geométricas

Las dimensiones definidas para los postes del puente estan en base al **Art. 13.8.1** de la norma, donde nos dice que la mínima altura de las barandas para peatones deberá ser de 1060 mm, medidos a partir de la cara superior de la acera. Una baranda para peatones puede estar compuesta por elementos horizontales y/o verticales. La abertura libre entre los elementos deberá ser tal que no permita el paso de una esfera de 150 mm de diámetro. Si se utilizan tanto elementos horizontales como verticales, la abertura libre de 150 mm se deberá aplicar a los 685 mm inferiores de la baranda, mientras que la separación en la parte superior deberá ser tal que no permita el paso de una esfera de 200 mm de diámetro.

Dimensiones de Poste de H°A°



2. Propiedades de los materiales

Resistencia característica del H°	$f'c =$	21	MPa
Módulo de elasticidad del H°	$E_c =$	22	MPa
Resistencia característica del acero	$f_y =$	420	MPa
Módulo de elasticidad del acero	$E_s =$	200	GPa
Peso específico de H°A°	$\gamma_{H^\circ A^\circ} =$	24	kN/m ³
Peso por unidad de metro	$q_{pas} =$	0.049	kN/m

3. Cargas

3.1. Peso propio

Poste

$$\begin{aligned} V_1 &= 0.028 \text{ m}^3 \\ V_2 &= 0.009 \text{ m}^3 \\ V_3 &= 0.002 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Volumen total

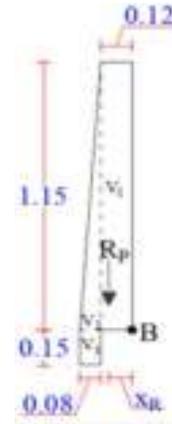
$$V_T = 0.039 \text{ m}^3$$

Peso total de poste

$$\begin{aligned} R_P &= \gamma_{H^\circ A^\circ} * V_T \\ R_P &= 0.94 \text{ kN} \end{aligned}$$

Brazo de momento

$$x_R = 0.086 \text{ m}$$



Pasamanos

Peso total de pasamanos

$$\begin{aligned} n^\circ &= 5 && \text{número de pasamanos} \\ S &= 2 \text{ m} && \text{Sepación entre postes} \end{aligned}$$

$$R_{PAS} = q_{pas} * n^\circ * S$$

$$R_{PAS} = 0.48 \text{ kN}$$

Brazo de momento

$$x_{PAS} = 0.060 \text{ m}$$

3.2. Sobrecargas peatonal

En el **Art. 13.8.2**, de la norma, nos dice que los postes de las barandas para peatones se deberán diseñar para una sobrecarga concentrada de diseño, aplicada transversalmente en el centro de gravedad del elemento longitudinal superior. El valor de la sobrecarga concentrada de diseño para los postes, P_{LL} , se deberá tomar como:

Donde:

S = sepación entre postes (m)

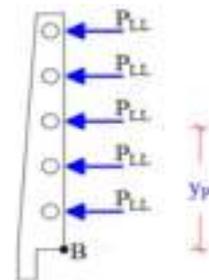
P_{LL} = sobrecarga concentrada de diseño (kN)

$$P_{LL} = 5 * (0.89 + 0.73 * S)$$

$$P_{LL} = 11.60 \text{ kN}$$

Brazo de momento

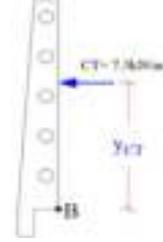
$$y_P = 0.625 \text{ m}$$



Fuerza de colisión de un vehículo

Según lo especificado el libro de **Hugo Belmonte Gonzáles 4ta edición.**, se tiene la siguiente carga por metro lineal.

$$\begin{aligned} \text{CT} &= 7.50 \text{ kN/m} \\ \text{Brazo de momento } Y_{CT} &= 0.50 \text{ m} \end{aligned}$$



4. Solicitaciones de diseño

Respecto al punto **B**

4.1. Peso propio

Poste

$$M_{Rp} = R_p * x_R$$

$$M_{Rp} = 0.08 \text{ kN-m}$$

Pasamanos

$$M_{Rpas} = R_{pas} * x_{PA}$$

$$M_{Rpas} = 0.03 \text{ kN-m}$$

Momento por peso propio:

$$M_{DC} = M_{Rp} + M_{Rpas}$$

$$M_{DC} = 0.11 \text{ kN-m}$$

4.2. Sobrecargas peatonal

$$M_{PLL} = P_{LL} * y_P$$

$$M_{PLL} = 7.25 \text{ kN-m}$$

4.3. Fuerza de colisión de un vehículo

$$M_{CT} = CT * 1 * Y_{CT}$$

$$M_{CT} = 3.75 \text{ kN-m}$$

5. Momento de diseño

$$\eta = 1 \text{ puente convencional}$$

Resistencia I

$$M_U = \eta * (1.25 * M_{DC} + 1.75 * (M_{PLL} + M_{CT}))$$

$$M_U = 19.39 \text{ kN-m}$$

6. Cortante de diseño

En este caso la cortante de diseño, será únicamente la sobrecarga concentrada

Resistencia I

$$V_U = \eta * (1.75 * (V_{PLL} + V_{CT}))$$

$$V_U = 33.43 \text{ kN}$$

7. Diseño a flexión

$$M_U = 19.39 \text{ kN-m}$$

$$f'_c = 21 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 420 \text{ Mpa}$$

$$b = 0.2 \text{ m}$$

$$h = 0.2 \text{ m}$$

$$r = 20 \text{ mm}$$

$$\emptyset = 12 \text{ mm}$$

Canto útil

$$d = h - r - \frac{\emptyset}{2}$$

$$d = 0.174 \text{ m}$$

Altura de compresión

$$\begin{aligned}\varphi &= 0.9 \quad \text{flexion} \\ \beta &= 0.85\end{aligned}$$

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_U}{\varphi * \beta * f'_c * b * d^2}} \right)$$

$$a = 3.91 \quad \text{cm}$$

Altura al eje neutro

$$c = \frac{a}{\beta}$$

$$c = 4.60 \quad \text{cm}$$

Armadura necesaria

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

$$A_{s_{nec}} = 3.32 \quad \text{cm}^2$$

Armadura minima

Según el Art. 5.7.3.3.2

a) momento mínimo 1

$$M_{min1} = 1.2 * M_{cr} = 1.2 * S_c * f_r$$

Módulo de sección

$$S_c = \frac{b * h^2}{6} = 0.001 \quad \text{m}^3$$

Módulo de rotura del H°

$$f_r = 0.63 * \sqrt{f'_c} = 2887 \quad \text{kPa}$$

Entonces el momento mínimo 1 es:

$$M_{min1} = 4.62 \quad \text{kN-m}$$

b) momento mínimo 2

$$M_{min2} = 1.33 * M_U$$

$$M_{min2} = 25.79 \quad \text{kN-m}$$

Se debe elegir el menor valor, el cual es:

$$M_{min} = 4.62 \quad \text{kN-m}$$

El Mu, rige el diseño para As nec.

Armadura maxima

Debe cumplir la siguiente condición, según el Art. 5.7.3.3.1

$$\frac{c}{d} \leq 0.42$$

$$c/d = 0.26 \leq 0.42 \quad \text{OK, As nec está dentro del rango}$$

Armadura por temperatura

Según el Art. 5.10.8.2

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * b * d$$

$$A_{s_{min}} = 0.63 \quad \text{cm}^2 \quad \text{Menor a As nec}$$

Disposición de armadura necesaria

$$\begin{aligned}\varnothing &= 12 \text{ mm} \\ A &= 1.13 \text{ cm}^2 \\ A_{S_{nec}} &= 3.32 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

El número de barras será:

$$N^{\circ}_{barras} = \frac{A_{S_{nec}}}{A}$$
$$N^{\circ}_{barras} = 3 \text{ barras}$$

Se adoptará 2 barras de 12 mm en una cara, debido a que se necesita barras longitudinales para amarrar los estribos distribuidos en el poste.

Usar: 3 Ø12

8. Diseño a corte

$$\begin{aligned}V_U &= 33.43 \text{ kN} \\ f'_c &= 21 \text{ Mpa} \\ f_y &= 420 \text{ Mpa} \\ b &= 0.2 \text{ m} \\ h &= 0.2 \text{ m} \\ d &= 0.174 \text{ m} \\ a &= 3.91 \text{ cm} \\ \phi &= 0.9 \text{ Corte}\end{aligned}$$

Brazo mecanico

$$d_v = d - \frac{a}{2}$$
$$d_v = 0.154 \text{ m}$$

Resistencia nominal al corte por aplastamiento del H°

$$\text{Ec. 5.8.3.3-2} \quad V_n = 0.25 * f'_c * b * d_v$$
$$V_c = 162.19 \text{ kN}$$

Resistencia nominal al corte por tracción del H°

$$\text{Ec. 5.8.3.3-3} \quad V_c = 0.083 * \beta * \sqrt{f'_c} * b * d_v$$

De acuerdo al **Art. 5.8.3.4.1**, de la norma, se puede adoptar el siguiente valor para β

$$\beta = 2$$

$$V_c = 23.50 \text{ kN}$$

Para verificar que el elemento no necesita estribos, la norma en el **Art. 5.8.2.4**, plantea la siguiente ecuación.

$$V_U < 0.5 * \Phi * V_c$$
$$33.43 < 10.58 \quad \text{Si necesita estribos}$$

Resistencia de armadura necesaria

$$V_{S_{nec}} = \frac{V_U}{\Phi} - V_c$$
$$V_{S_{nec}} = -7.32 \text{ kN}$$

bastaría con armadura mínima para los estribos, para ello se dispondrá lo siguiente:

Resistencia de armadura disponible

Adoptando:

$$\begin{aligned}\emptyset &= 6 \text{ mm} \\ A_V &= 0.57 \text{ cm}^2 \\ \text{sep} &= 20 \text{ cm}\end{aligned}$$

$$V_S = \frac{A_V * f_y * d_V}{\text{sep}}$$

$$V_S = 18.34 \text{ kN}$$

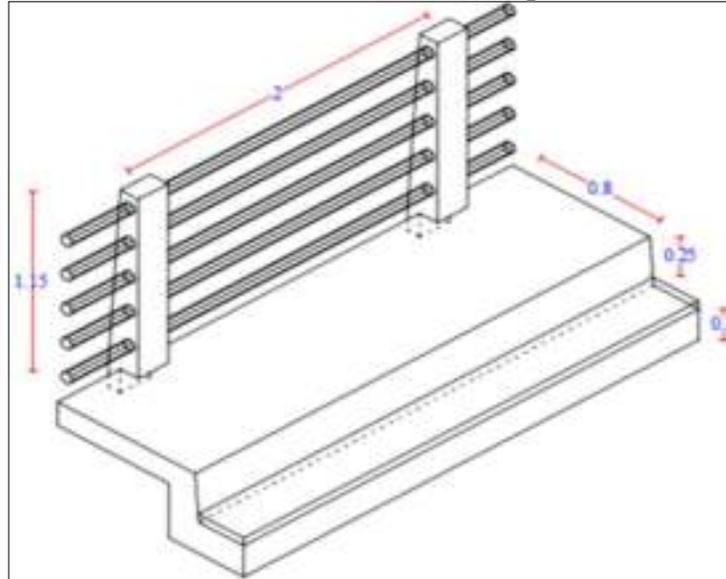
Condición

$$V_S > V_{S_{nec}}$$
$$18.34 > -7.32 \text{ Cumple}$$

Usar: 2Ø6 c/20

VEREDA

Vista isométrica de barandado del puente



1. Dimensionamiento de Acera

Todo el análisis se lo realizará, para 1 metro de ancho o profundidad.

Para el dimensionamiento de la acera se analizará dos casos de cargas, que son las siguientes:

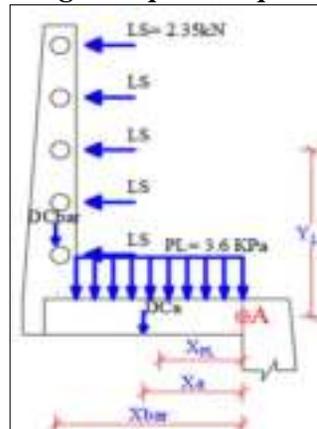
Caso I: cargas de peso propio incluyendo en ella cargas de peatones.

Caso II: cargas de peso propio y cuando sobre ella actúe la carga de la rueda del camion HL-93, que es un hecho que puede ocurrir sobre la acera de un puente, en consecuencia se lo tomará en cuenta.

La sección crítica para el analisis, se encuentra en la parte exterior de la cara del bordillo, representado por la sección A.

1.1. Caso I

Análisis de cargas respecto al punto A Caso I



1.1.1. Cargas

Nota: la carga DCbar, representa la resultante del peso de poste y pasamanos.

A continuación, se muestra las cargas y su brazo, respecto a la sección A.

Peso propio

Poste y pasamanos

$$DC_{bar} = 1.42 \text{ kN} \quad X_{bar} = 0.70 \text{ m}$$

Acera

$$DC_a = \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} * A$$
$$DC_a = 2.68 \text{ kN} \quad X_a = 0.37 \text{ m}$$

Sobrecarga viva

Equivalente, al peso de personas apoyadas, sobre los pasamanos. (Art. 13.8.2)

$$LS = 11.75 \text{ kN}$$
$$Y_{LS} = 0.70 \text{ m}$$

Sobrecarga peatonal

Se aplica en aceras de mas de 0.6 metros de ancho. (Art. 3.6.1.6)

$$PL = 3.6 * (2 * X_{PL})$$
$$PL = 2.25 \text{ kN} \quad X_{PL} = 0.31 \text{ m}$$

1.1.2. Solicitaciones de diseño

Peso propio

$$M_{DC} = 2.00 \text{ kN-m}$$

Sobrecarga viva

$$M_{LS} = 8.23 \text{ kN-m}$$

Sobrecarga peatonal

$$M_{PL} = 0.70 \text{ kN-m}$$

Momento de diseño

$$\eta = 1 \text{ puente convencional}$$

Resistencia I

$$M_U = \eta * [1.25 * M_{DC} + 1.75 * (M_{LS} + M_{PL})]$$

$$M_U = 18.12 \text{ kN-m}$$

Cortante de diseño

La sobrecarga LS, no genera cortante en la sección A, por lo tanto la cortante de diseño será:

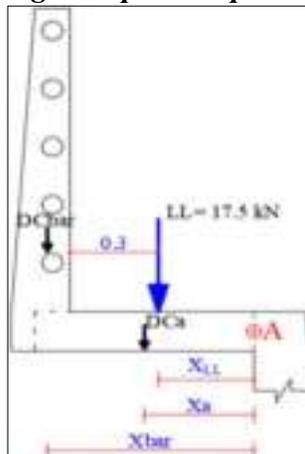
Resistencia I

$$V_U = \eta * (1.25 * V_{DC} + 1.75 * V_{PL})$$

$$V_U = 9.07 \text{ kN}$$

1.2. Caso II

Análisis de cargas respecto al punto A Caso II



1.2.1. Cargas

Analizando la sección del punto A, se tiene lo siguiente.

Peso propio

Hallando la resultante entre DCbar y DCa se tiene:

$$\text{Baranda y acera} \quad DC = 4.10 \text{ kN} \quad X_{\text{bar}} = 0.49 \text{ m}$$

Sobrecarga vehicular

Considerando, que una de las ruedas del eje delantero del camión, se sube hasta la superficie de la acera.

$$LL = 17.50 \text{ kN} \quad X_{\text{PL}} = 0.33 \text{ m}$$

1.2.2. Solicitaciones de diseño

Peso propio

$$M_{\text{DC}} = 2.00 \text{ kN-m}$$

Sobrecarga vehicular

Tomando en cuenta el Incremento por Carga Dinámica (**Art. 3.6.2**), se tiene:

$$M_{\text{LL}} = 7.56 \text{ kN-m}$$

Momento de diseño

$$\eta = 1 \text{ puente convencional}$$

Resistencia I

$$M_U = \eta * [1.25 * M_{\text{DC}} + 1.75 * M_{\text{LL}}]$$

$$M_U = 15.73 \text{ kN-m}$$

Cortante de diseño

Las resultantes, DC y LL, provoca efectos de cortante en la sección de diseño, considerando para LL el I.M. (**Art. 3.6.2**) por lo tanto esta resulta:

Resistencia I

$$V_U = \eta * (1.25 * V_{\text{DC}} + 1.75 * V_{\text{LL}})$$

$$V_U = 35.75 \text{ kN}$$

Resumen de momentos y cortantes de diseño

Caso	Momento	Cortante
Caso I	18.12	9.07
Caso II	15.73	35.75

Se demuestra que el caso mas desfavorable de diseño es el **Caso II**.

1.3. Diseño a flexión

$$M_U = 18.12 \text{ kN-m}$$

$$f'c = 21 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 420 \text{ Mpa}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$h = 0.15 \text{ m}$$

$$r = 25 \text{ mm}$$

$$\emptyset = 12 \text{ mm}$$

Canto útil

$$d = h - r - \frac{\emptyset}{2}$$

$$d = 0.119 \text{ m}$$

Altura de compresión

$$\begin{aligned}\varphi &= 0.9 \quad \text{flexion} \\ \beta &= 0.85\end{aligned}$$

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_U}{\varphi * \beta * f'_c * b * d^2}} \right)$$

$$a = 0.99 \quad \text{cm}$$

Altura al eje neutro

$$c = \frac{a}{\beta}$$

$$c = 1.16 \quad \text{cm}$$

Armadura necesaria

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

$$A_{s_{nec}} = 4.20 \quad \text{cm}^2$$

Armadura minima

Según el Art. 5.7.3.3.2

a) momento mínimo 1

$$M_{min1} = 1.2 * M_{cr} = 1.2 * S_c * f_r$$

Módulo de sección

$$S_c = \frac{b * h^2}{6} = 0.004 \quad \text{m}^3$$

Módulo de rotura del H°

$$f_r = 0.63 * \sqrt{f'_c} = 2887 \quad \text{kPa}$$

Entonces el momento mínimo 1 es:

$$M_{min1} = 12.99 \quad \text{kN-m}$$

b) momento mínimo 2

$$M_{min2} = 1.33 * M_U$$

$$M_{min2} = 24.10 \quad \text{kN-m}$$

Se debe elegir el menor valor, el cual es:

$$M_{min} = 12.99 \quad \text{kN-m}$$

El Mu, rige el diseño para As nec.

Armadura maxima

Debe cumplir la siguiente condición, según el Art. 5.7.3.3.1

$$\frac{c}{d} \leq 0.42$$
$$c/d = 0.10 \leq 0.42 \quad \text{OK, As nec está dentro del rango}$$

Armadura por temperatura

Según el Art. 5.10.8.2

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * b * d$$

$$A_{s_{min}} = 2.14 \quad \text{cm}^2 \quad \text{Menor a As nec}$$

Disposición de armadura necesaria

$$\begin{aligned}\varnothing &= 12 \text{ mm} \\ A &= 1.13 \text{ cm}^2 \\ A_{s_{nec}} &= 4.20 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

El número de barras será:

$$\begin{aligned}N^{\circ}_{barras} &= \frac{A_{s_{nec}}}{A} \\ N^{\circ}_{barras} &= 4.0 \text{ barras}\end{aligned}$$

Separación entre barras

$$\begin{aligned}S_{barras} &= \frac{1_{metro}}{N^{\circ}_{barras} - 1} \\ S_{barras} &= 0.27 \text{ m}\end{aligned}$$

En la norma, **Art. 9.7.2.5**, nos dice que la separación máxima entre barras no debe ser mayor a 450 mm, mayor a 3 veces la altura del elemento.

Se decide por una separación, logrando así evitar la fisuración del elemento.

Usar: $\varnothing 12$ c/25

Armadura de distribución

En el **Art. 9.7.3.2**, nos dice que en la parte inferior de las losas se deberá disponer armadura en la dirección secundaria; esta armadura se deberá calcular como un porcentaje de la armadura principal para momento positivo:

- Si la armadura principal es perpendicular al tráfico:

Donde:

$$D = \frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67\%$$

S = longitud de tramo efectiva (mm)
S = 600 mm

$$D = 156.77 \%$$

Adoptar 67% ya que es el limite

Entonces el acero de distribución será:

$$\begin{aligned}A_{s_{DIST}} &= A_{s_{nec}} * \frac{D}{100} \\ A_{s_{DIST}} &= 2.82 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Disposicion de armadura de distribución

$$\begin{aligned}\varnothing &= 10 \text{ mm} \\ A &= 0.79 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

El número de barras será:

$$\begin{aligned}N^{\circ}_{barras} &= \frac{A_{s_{DIST}}}{A} \\ N^{\circ}_{barras} &= 4.0 \text{ barras}\end{aligned}$$

Separación entre barras

$$\begin{aligned}S_{barras} &= \frac{1_{metro}}{N^{\circ}_{barras} - 1} \\ S_{barras} &= 0.27 \text{ m}\end{aligned}$$

Usar: $\varnothing 10$ c/20

1.4. Diseño a corte

$$\begin{aligned}V_U &= 35.75 \text{ kN} \\f'_c &= 21 \text{ Mpa} \\f_y &= 420 \text{ Mpa} \\b &= 1 \text{ m} \\h &= 0.15 \text{ m} \\d &= 0.119 \text{ m} \\a &= 0.99 \text{ cm} \\ \phi &= 0.9 \text{ Corte}\end{aligned}$$

Brazo mecanico

$$\begin{aligned}d_v &= d - \frac{a}{2} \\d_v &= 0.114 \text{ m}\end{aligned}$$

Resistencia nominal al corte por aplastamiento del H°

$$\begin{aligned}\text{Ec. 5.8.3.3-2} \quad V_n &= 0.25 * f'_c * b * d_v \\V_c &= 598.79 \text{ kN}\end{aligned}$$

Resistencia nominal al corte por tracción del H°

$$\text{Ec. 5.8.3.3-3} \quad V_c = 0.083 * \beta * \sqrt{f'_c} * b * d_v$$

De acuerdo al **Art. 5.8.3.4.1**, de la norma, se puede adoptar el siguiente valor para β

$$\begin{aligned}\beta &= 2 \\V_c &= 86.76 \text{ kN}\end{aligned}$$

Para verificar que el elemento no necesita estribos, la norma en el **Art. 5.8.2.4**, plantea la siguiente ecuación.

$$\begin{aligned}V_U &< 0.5 * \Phi * V_c \\35.75 &< 39.04 \quad \text{No necesita estribos}\end{aligned}$$

Fuerza de colisión de un vehículo

Según lo especificado el libro de **Hugo Belmonte Gonzáles 4ta edición.**, se tiene la siguiente carga por metro lineal.

$$CT = 7.50 \text{ kN/m} \quad Y_{CT} = 0.30 \text{ m}$$

1.1.2. Solicitaciones de diseño

Peso propio	$M_{DC} = 2.43$	kN-m
Sobrecarga viva	$M_{LS} = 10.87$	kN-m
Sobrecarga peatonal	$M_{PL} = 0.76$	kN-m
Fuerza de colisión de un vehículo	$M_{CT} = 2.25$	kN-m

Momento de diseño

$\eta = 1$	puente convencional
Resistencia I	CT como Evento Extremo II

$$M_U = \eta * [1.25 * M_{DC} + 1.75 * (M_{LS} + M_{PL})]$$

$$M_U = 23.39 \text{ kN-m}$$

Resistencia I	CT como Sobrecarga vehicular
---------------	------------------------------

$$M_U = \eta * [1.25 * M_{DC} + 1.75 * (M_{LS} + M_{PL} + M_{CT})]$$

$$M_U = 27.33 \text{ kN-m}$$

Evento Extremo II

$$M_U = \eta * [1.25 * M_{DC} + 0.5 * (M_{LS} + M_{PL}) + 1 * M_{CT}]$$

$$M_U = 11.11 \text{ kN-m}$$

Cortante de diseño

La carga de peso propio DC y la sobrecarga de peatones PL, no generan cortante en la sección B, por lo tanto la cortante de diseño será:

Resistencia I	CT como Evento Extremo II
---------------	---------------------------

$$V_U = \eta * (1.75 * V_{LS})$$

$$V_U = 20.56 \text{ kN}$$

Resistencia I	CT como Sobrecarga vehicular
---------------	------------------------------

$$V_U = \eta * [1.75 * (V_{LS} + V_{CT})]$$

$$V_U = 33.69 \text{ kN}$$

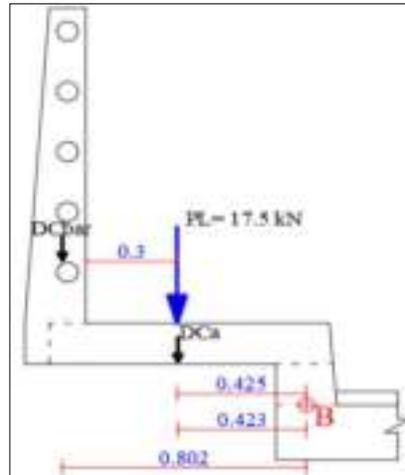
Evento Extremo II

$$V_U = \eta * (0.5 * V_{LS} + 1 * V_{CT})$$

$$V_U = 13.38 \text{ kN}$$

1.2. Caso II

Análisis de cargas respecto al punto B Caso II



1.2.1. Cargas

Nota: la carga DCbar, representa la resultante del peso de poste y pasamanos. A continuación, se muestra las cargas y su brazo, respecto a la sección B.

Peso propio

Hallando la resultante entre DCbar y DCa se tiene:

Baranda y acera DC = 4.48 kN Xbar = 0.54 m

Sobrecarga vehicular

Considerando, que una de las ruedas del eje delantero del camión, se sube hasta la superficie de la acera.

LL = 17.50 kN X_{PL} = 0.43 m

1.2.3. Solicitaciones de diseño

Peso propio

$$M_{DC} = 2.43 \text{ kN-m}$$

Sobrecarga vehicular

$$M_{LL} = 7.44 \text{ kN-m}$$

Momento de diseño

Resistencia I

$$\eta = 1 \text{ puente convencional}$$

$$M_U = \eta * [1.25 * M_{DC} + 1.75 * M_{LL}]$$

$$M_U = 16.06 \text{ kN-m}$$

Cortante de diseño

No se genera cortante, respecto de la sección de análisis.

Resumen de momentos y cortantes de diseño

Caso	Resistencia I		Evento Extremo II	
	Momento	Cortante	Momento	Cortante
Caso I a	23.39	20.56	11.11	13.38
Caso I b	27.33	33.69	-	-
Caso II	16.06	-	-	-

Para el diseño se toma el momento debido al Caso Ib, por mayoración de cargas por Resistencia I y la cortante debido al Caso Ib, por mayoración de cargas por Resistencia I

1.3. Diseño a flexión

$$M_U = 27.33 \text{ kN-m}$$

$$f'_c = 21 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 420 \text{ Mpa}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$h = 0.20 \text{ m}$$

$$r = 25 \text{ mm}$$

$$\emptyset = 12 \text{ mm}$$

$$\varphi = 0.9 \text{ flexion}$$

$$\beta = 0.85$$

Canto útil

$$d = h - r - \frac{\emptyset}{2}$$

$$d = 0.169 \text{ m}$$

Altura de compresión

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_U}{\varphi * \beta * f'_c * b * d^2}} \right)$$

$$a = 1.04 \text{ cm}$$

Altura al eje neutro

$$c = \frac{a}{\beta}$$

$$c = 1.22 \text{ cm}$$

Armadura necesaria

$$A_{s_{nec}} = \frac{0.85 * f'_c * b * a}{f_y}$$

$$A_{s_{nec}} = 4.41 \text{ cm}^2$$

Armadura minima

Según el Art. 5.7.3.3.2

a) momento mínimo 1

$$M_{min1} = 1.2 * M_{cr} = 1.2 * S_c * f_r$$

Módulo de sección

$$S_c = \frac{b * h^2}{6} = 0.007 \text{ m}^3$$

Módulo de rotura del H°

$$f_r = 0.63 * \sqrt{f'_c} = 2887 \text{ kPa}$$

Entonces el momento mínimo 1 es:

$$M_{min1} = 23.10 \text{ kN-m}$$

b) momento mínimo 2

$$M_{min2} = 1.33 * M_U$$

$$M_{min2} = 36.35 \text{ kN-m}$$

Se debe elegir el menor valor, el cual es:

$$M_{min} = 23.10 \text{ kN-m}$$

El Mu, rige el diseño para As nec.

Armadura maxima

Debe cumplir la siguiente condición, según el Art. 5.7.3.3.1

$$\frac{c}{d} = 0.07 \leq 0.42 \quad \text{OK, As nec está dentro del rango}$$

Armadura por temperatura

Según el Art. 5.10.8.2

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * b * d$$

$$A_{s_{min}} = 3.04 \text{ cm}^2 \quad \text{Menor a As nec}$$

Disposición de armadura necesaria

$$\varnothing = 12 \text{ mm}$$

$$A = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{nec}} = 4.41 \text{ cm}^2$$

El número de barras será:

$$N^{\circ}_{barras} = \frac{A_{s_{nec}}}{A}$$

$$N^{\circ}_{barras} = 4.0 \text{ barras}$$

Separación entre barras

$$S_{barras} = \frac{1_{metro}}{N^{\circ}_{barras} - 1}$$

$$S_{barras} = 0.27 \text{ m}$$

La sollicitación es menor que para el caso de la vereda, por lo tanto se adoptará la armadura obtenida para el diseño de la vereda que fue:

Usar: Ø12 c/20

1.4. Diseño a corte

$$V_U = 33.69 \text{ kN}$$

$$f'_c = 21 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 420 \text{ Mpa}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$h = 0.2 \text{ m}$$

$$d = 0.169 \text{ m}$$

$$a = 1.04 \text{ cm}$$

Brazo mecanico

$$d_v = d - \frac{a}{2}$$

$$d_v = 0.164 \text{ m}$$

Resistencia nominal al corte por aplastamiento del H°

Ec. 5.8.3.3-2

$$V_n = 0.25 * f'_c * b * d_v$$

$$V_c = 859.99 \text{ kN}$$

Resistencia nominal al corte por tracción del H°

Ec. 5.8.3.3-3

$$V_c = 0.083 * \beta * \sqrt{f'_c} * b * d_v$$

De acuerdo al Art. 5.8.3.4.1, de la norma, se puede adoptar el siguiente valor para β

$$\beta = 2$$

$$V_c = 124.61 \text{ kN}$$

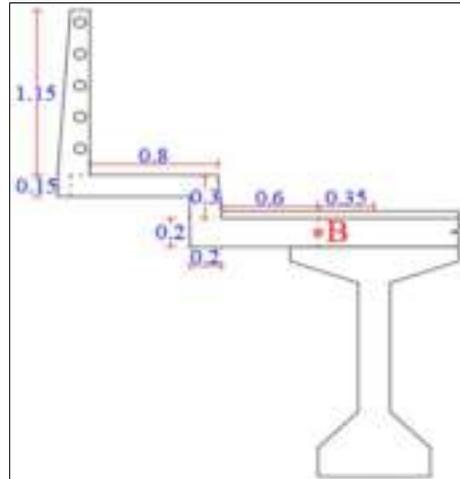
Para verificar que el elemento no necesita estribos, la norma en el Art. 5.8.2.4, plantea la siguiente ecuación.

$$\phi = 0.9 \text{ Corte}$$

$$33.69 < 0.5 * \Phi * V_c = 56.07 \quad \text{No necesita estribos}$$

1. Dimensionamiento de losa exterior

Sección de análisis de losa exterior



Para el diseño de la losa exterior, en el **Art. 4.6.2.1.6**, nos dice que la sección de diseño para momentos negativos y corte se debe tomar como un tercio del ancho del ala, pero no más de 380 mm, a partir del eje del apoyo.

Dicha sección se la representa con la letra **B**.

Todo el análisis se lo realizará, para 1 metro de ancho o profundidad.

Para el dimensionamiento de la losa exterior se analizará tres casos de cargas, que son las siguientes:

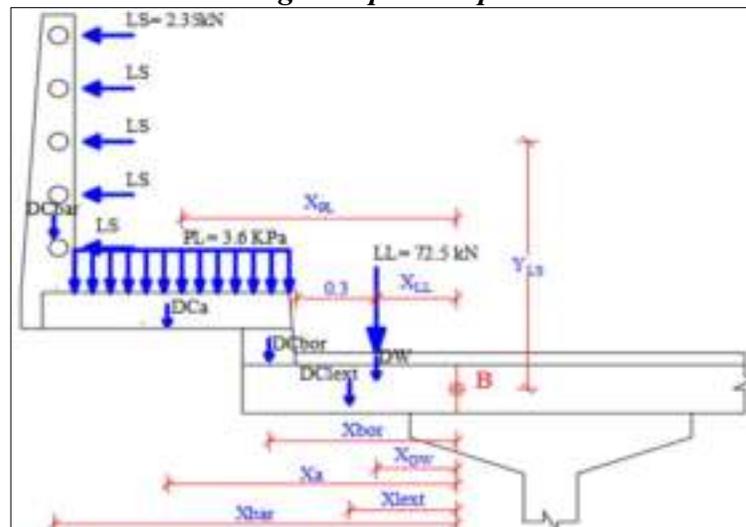
Caso I: cargas de peso propio, cargas de peatones y carga de la rueda del camion HL-93 actuando sobre la losa exterior.

Caso II: cargas de peso propio, cargas de peatones y carga de choque.

Caso III: cargas de peso propio y carga de la rueda del camion HL-93 actuando sobre la acera del puente.

1.1. Caso I

Análisis de cargas respecto al punto B Caso I



1.1.1. Cargas

Peso propio

Poste y pasamanos $DC_{bar} = 1.42 \text{ kN}$ $X_{bar} = 1.50 \text{ m}$

Acera

$$DC_a = \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} * A$$

$DC_a = 3.36 \text{ kN}$ $X_a = 0.42 \text{ m}$

Bordillo

$$DC_{bor} = \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} * A$$

$DC_{bor} = 0.72 \text{ kN}$ $X_{bor} = 0.70 \text{ m}$

Losa exterior

$$DC_{l_{ext}} = \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} * A$$

$DC_{l_{ext}} = 3.84 \text{ kN}$ $X_{l_{ext}} = 0.40 \text{ m}$

Hallando la resultante entre DC_{bar} , DC_a , DC_{bor} y $DC_{l_{ext}}$ se tiene:

$DC = 9.34 \text{ kN}$ $X_{bar} = 0.60 \text{ m}$

Carga de rodadura

$$DW = \gamma_{Rod} * A$$

$DW = 0.68 \text{ kN}$ $X_{DW} = 0.30 \text{ m}$

Sobrecarga viva

Equivalente, al peso de personas apoyadas, sobre $LS = 11.75 \text{ kN}$

los pasamanos.. (Art. 13.8.2) $Y_{LS} = 1.03 \text{ m}$

Sobrecarga peatonal

Se aplica en aceras de mas de 0.6 metros de ancho. (Art. 3.6.1.6)

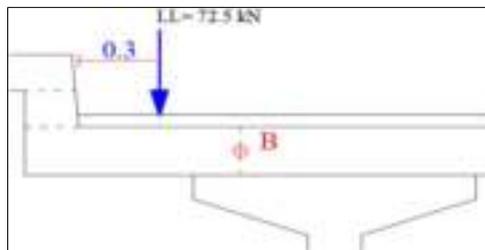
$$PL = 3.6 * a_{vereda}$$

$PL = 2.88 \text{ kN}$ $X_{PL} = 1.03 \text{ m}$

Sobrecarga vehicular

En el Art. 3.6.1.3.1, nos dice que el camión o tandem de diseño se deberá ubicar transversalmente de manera que ninguno de los centros de las cargas de rueda esté a menos de 300 mm, a partir de la cara del cordón o baranda.

Posición de la carga vehicular, para análisis de losa exterior



En el Art. 3.6.2.1, nos dice que los efectos estáticos del camión o tandem de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado, se deberán mayorar aplicando los porcentajes indicados en la siguiente tabla, incremento por carga dinámica. Este factor que se aplicará a la carga estática se deberá tomar como: $(1 + IM/100)$.

Incremento por carga dinámica

Componente	IM
Justas del tablero - Todos los Estados Límites	75%
Todos los demás componentes	
• Estado Límite de fatiga y fractura	15%
• Todos los demás Estados Límites	33%

Fuente: AASHTO LRFD 2004

Se debe afectar por el ancho de faja equivalente para vuelo.

En el **Art. 4.6.2.1.3**, nos dice que las fajas equivalentes para tableros que se extienden fundamentalmente en la dirección transversal no estarán sujetas a limitaciones de ancho.

El ancho de la faja equivalente de un tablero se puede tomar como se especifica en la siguiente tabla:

Incremento por carga dinámica

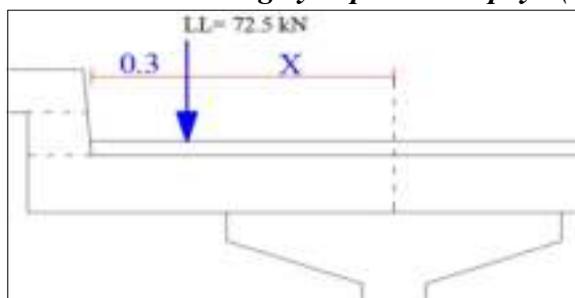
TIPO DE TABLERO	DIRECCION DE LA FAJA PRIMARIA EN RELACION CON EL TRAFICO	ANCHO DE LA FAJA PRIMARIA (mm)
Homogéneo • Colado in situ	Vuelo	$1140 + 0.833E$

Fuente: AASHTO LRFD 2004

Donde:

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

Distancia entre la carga y el punto de apoyo (X)



$$X = 650 \text{ mm}$$

$$E = 1140 + 0.833 * X$$

$$E = 1681 \text{ mm}$$

$$E = 1.68 \text{ m}$$

LL = 72.50 kN carga de una rueda trasera de camión HL-93

Afectando por los IM y E, se tiene

$$LL = \frac{72.5 * 1.33}{E}$$

$$LL = 57.35 \text{ kN} \quad X_{PL} = 0.30 \text{ m}$$

Carga de carril

En el **Art. 3.6.1.2.4**, nos dice que La carga del carril de diseño consistirá en una carga de 9,3 N/mm, uniformemente distribuida en dirección longitudinal.

Transversalmente la carga del carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un

ancho de 3000 mm. Las solicitaciones debidas a la carga del carril de diseño no estarán sujetas a un incremento por carga dinámica.

$$CC = 9.30 \text{ kN/m} \quad \text{carga de carril de diseño}$$

Debido a que la carga de carril está dada para 1 metro, se debe hacer actuar en su ancho correspondiente, respecto de los 3 metros de influencia.

$$CC = \frac{9.3 * (2 * X_{CC})}{3 \text{ m.}}$$

$$CC = 1.86 \text{ kN} \quad X_{DW}=X_{CC}= 0.30 \text{ m}$$

1.1.2. Solicitaciones de diseño

Peso propio	$M_{DC} = 5.59 \text{ kN-m}$
Carga de rodadura	$M_{DW} = 0.20 \text{ kN-m}$
Sobrecarga viva	$M_{LS} = 12.04 \text{ kN-m}$
Sobrecarga peatonal	$M_{PL} = 2.95 \text{ kN-m}$
Sobrecarga vehicular	$M_{LL} = 17.20 \text{ kN-m}$
Carga de carril	$M_{CC} = 0.56 \text{ kN-m}$

Momento de diseño

$$\eta = 1 \quad \text{puente convencional}$$

Resistencia I

$$M_U = \eta * [1.25 * M_{DC} + 1.5 * M_{DW} + 1.75 * (M_{LS} + M_{PL} + M_{LL} + M_{CC})]$$

$$M_U = 64.62 \text{ kN-m}$$

Cortante de diseño

La carga LS, no genera cortante en la sección B, por lo tanto la cortante de diseño será:

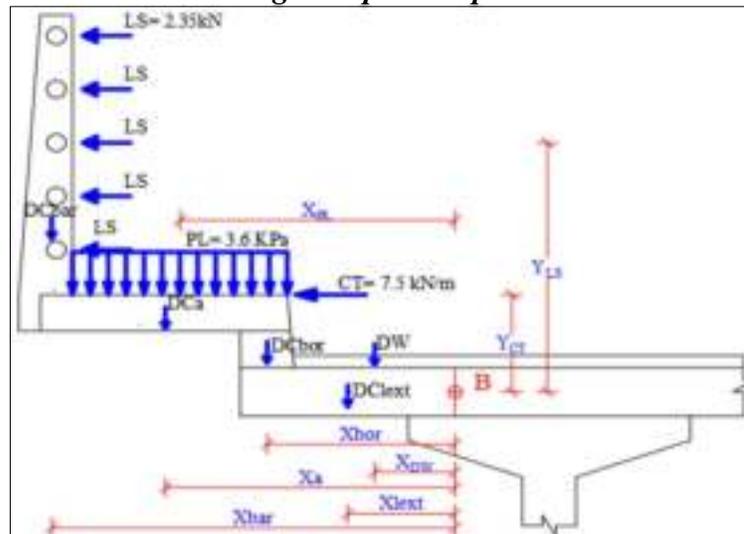
Resistencia I

$$V_U = \eta * [1.25 * V_{DC} + 1.5 * V_{DW} + 1.75 * (V_{PL} + V_{LL} + V_{CC})]$$

$$V_U = 121.34 \text{ kN}$$

1.2. Caso II

Análisis de cargas respecto al punto B Caso II



1.2.1. Cargas

Peso propio

Hallando la resultante entre DCbar, DCa, DCbor y DClext se tiene:

$$DC = 9.34 \text{ kN} \quad X_{\text{bar}} = 0.60 \text{ m}$$

Carga de rodadura

$$DW = 0.68 \text{ kN} \quad X_{\text{DW}} = 0.30 \text{ m}$$

Sobrecarga viva

Equivalente, al peso de personas apoyadas, sobre los pasamanos.. (Art. 13.8.2)

$$LS = 11.75 \text{ kN} \\ Y_{LS} = 1.03 \text{ m}$$

Sobrecarga peatonal

Se aplica en aceras de mas de 0.6 metros de ancho. (Art. 3.6.1.6)

$$PL = 3.6 * a_{\text{vereda}} \\ PL = 2.88 \text{ kN} \quad X_{\text{PL}} = 1.03 \text{ m}$$

Fuerza de colisión de un vehículo

Según lo especificado el libro de **Hugo Belmonte Gonzáles 4ta edición.**, se tiene la siguiente carga por metro lineal.

$$CT = 7.50 \text{ kN/m} \quad Y_{\text{CT}} = 0.40 \text{ m}$$

1.2.2. Solicitaciones de diseño

Peso propio	$M_{\text{DC}} = 5.59 \text{ kN-m}$
Carga de rodadura	$M_{\text{DW}} = 0.20 \text{ kN-m}$
Sobrecarga viva	$M_{\text{LS}} = 12.04 \text{ kN-m}$
Sobrecarga peatonal	$M_{\text{PL}} = 2.95 \text{ kN-m}$
Sobrecarga vehicular	$M_{\text{LL}} = 3.00 \text{ kN-m}$

Momento de diseño

$$\eta = 1 \quad \text{puente convencional}$$

Resistencia I

$$M_U = \eta * [1.25 * M_{\text{DC}} + 1.5 * M_{\text{DW}} + 1.75 * (M_{\text{LS}} + M_{\text{PL}} + M_{\text{LL}})]$$

$$M_U = 38.79 \text{ kN-m}$$

Cortante de diseño

La carga LS y CT, no generan cortante en la sección **B**, por lo tanto la cortante de diseño será:

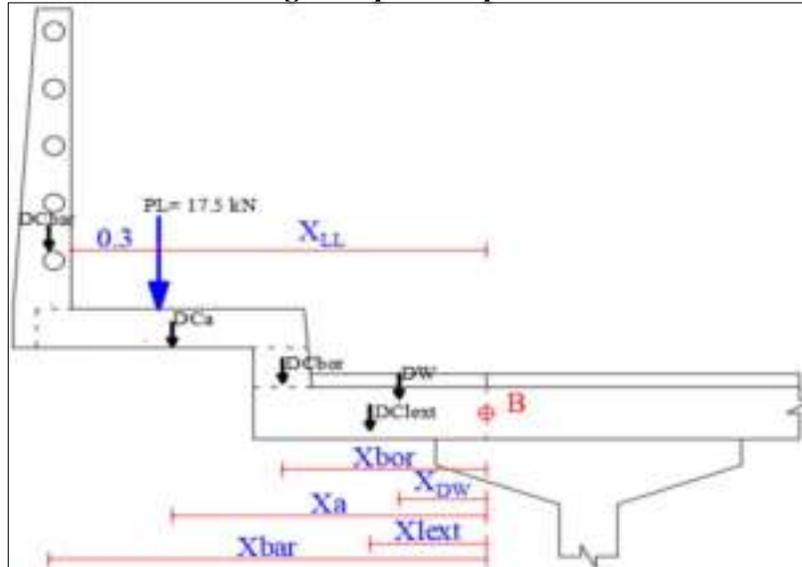
Resistencia I

$$V_U = \eta * [1.25 * V_{\text{DC}} + 1.5 * V_{\text{DW}} + 1.75 * V_{\text{PL}}]$$

$$V_U = 17.73 \text{ kN}$$

1.3. Caso III

Análisis de cargas respecto al punto B Caso III



1.3.1. Cargas

Peso propio

Hallando la resultante entre DC_{bar}, DC_a, DC_{bor} y DC_{lext} se tiene:

$$DC = 9.34 \text{ kN} \quad X_{\text{bar}} = 0.60 \text{ m}$$

Carga de rodadura

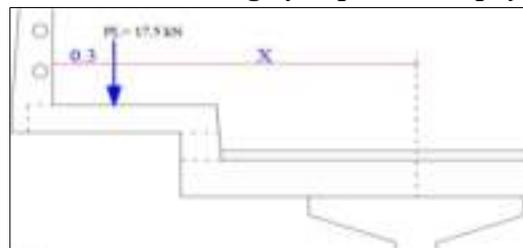
$$DW = \gamma_{\text{Rod}} * A$$

$$DW = 0.68 \text{ kN} \quad X_{\text{DW}} = 0.30 \text{ m}$$

Sobrecarga vehicular

En el **Art. 3.6.1.3.1**, nos dice que el camión o tandem de diseño se deberá ubicar transversalmente de manera que ninguno de los centros de las cargas de rueda esté a menos de 300 mm, a partir de la cara del cordón o baranda.

Distancia entre la carga y el punto de apoyo (X)



Afectando por los factores de incremento por carga dinámica (**Art. 3.6.2.1**) y ancho de la faja equivalente (**Art. 4.6.2.1.3**), se tiene:

$$X = 1475 \text{ mm}$$

$$E = 1140 + 0.833 * X$$

$$E = 2369 \text{ mm}$$

$$E = 2.37 \text{ m}$$

LL = 17.50 kN carga de una rueda delantera de camión HL-93

Afectando por los IM y E, se tiene

$$LL = \frac{LL * 1.33}{E}$$

$$LL = 9.83 \text{ kN} \quad X_{PL} = 1.13 \text{ m}$$

1.3.2. Solicitaciones de diseño

Peso propio $M_{DC} = 5.59 \text{ kN-m}$

Carga de rodadura $M_{DW} = 0.20 \text{ kN-m}$

Sobrecarga vehicular $M_{LL} = 11.05 \text{ kN-m}$

Momento de diseño

$\eta = 1$ puente convencional

Resistencia I

$$M_U = \eta * [1.25 * M_{DC} + 1.5 * M_{DW} + 1.75 * M_{LL}]$$

$$M_U = 26.64 \text{ kN-m}$$

Cortante de diseño

Resistencia I

$$V_U = \eta * [1.25 * V_{DC} + 1.5 * V_{DW} + 1.75 * V_{LL}]$$

$$V_U = 29.88 \text{ kN}$$

Resumen de momentos y cortantes de diseño

Caso	Momento	Cortante
Caso I	64.62	121.34
Caso II	38.79	17.73
Caso III	26.64	29.88

Se demuestra que el caso mas desfavorable de diseño es el **Caso I**.

Se presenta a continuación los resultados de momentos sobre la losa de la viga exterior al aplicar cargas para el **Caso I**, respecto al **EJE** de la **VIGA**

Peso propio

Poste y pasamanos DCbar = 1.42 kN Xbar = 1.85 m

Acera DCa = 3.36 kN Xa = 0.77 m

Bordillo DCbor = 0.72 kN Xbor = 1.05 m

Losa exterior DClext = 3.84 kN Xlext = 0.75 m

Hallando la resultante DC **DC = 9.34 kN Xbar = 0.95 m**

Carga de rodadura DW = 0.68 kN X_{DW} = 0.65 m

Sobrecarga viva LS = 11.75 kN Y_{LS} = 1.03 m

Sobrecarga peatonal PL = 2.88 kN X_{PL} = 1.38 m

Sobrecarga vehicular LL = 57.35 kN X_{PL} = 0.65 m

Carga de carril CC = 1.86 kN X_{DW}=X_{CC}= 0.65 m

Momentos

<u>Peso Propio</u>	$M_{DC} = 8.86$ kN-m
<u>Carga de rodadura</u>	$M_{DW} = 0.44$ kN-m
<u>Sobrecarga viva</u>	$M_{LS} = 12.04$ kN-m
<u>Sobrecarga peatonal</u>	$M_{PL} = 3.96$ kN-m
<u>Sobrecarga vehicular</u>	$M_{LL} = 37.28$ kN-m
<u>Carga de carril</u>	$CC = 1.21$ kN-m

Momento de diseño

$$M_U = \eta * [1.25 * M_{DC} + 1.5 * M_{DW} + 1.75 * (M_{LS} + M_{PL} + M_{LL} + M_{CC})]$$

$$M_U = 107.09 \text{ kN-m}$$

Por motivos de seguridad, se decide trabajar con el momento generado en la losa de la viga exterior, actuando en el eje de la viga.

1.4. Diseño a flexión

$$M_U = 107.09 \text{ kN-m}$$

$$f'_c = 21 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 420 \text{ Mpa}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$h = 0.2 \text{ m}$$

$$r = 25 \text{ mm}$$

$$\emptyset = 16 \text{ mm}$$

$$\phi = 0.9 \text{ flexion}$$

$$\beta = 0.85$$

Canto útil

$$d = h - r - \frac{\emptyset}{2}$$

$$d = 0.167 \text{ m}$$

Altura de compresión

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_U}{\phi * \beta * f'_c * b * d^2}} \right)$$

$$a = 4.63 \text{ cm}$$

Altura al eje neutro

$$c = \frac{a}{\beta}$$

$$c = 5.45 \text{ cm}$$

Armadura necesaria

$$A_{s_{nec}} = \frac{0.85 * f'_c * b * a}{f_y}$$

$$A_{s_{nec}} = 19.70 \text{ cm}^2$$

Armadura minima

Según el Art. 5.7.3.3.2

a) momento mínimo 1

Módulo de sección

$$M_{min1} = 1.2 * M_{cr} = 1.2 * S_c * f_r$$

$$S_c = \frac{b * h^2}{6} = 0.007 \text{ m}^3$$

Módulo de rotura del H°

$$f_r = 0.63 * \sqrt{f'_c} = 2887 \text{ kPa}$$

Entonces el momento mínimo 1 es:

$$M_{\min 1} = 23.10 \text{ kN-m}$$

b) momento mínimo 2

$$M_{\min 2} = 1.33 * M_U$$

$$M_{\min 2} = 142.43 \text{ kN-m}$$

Se debe elegir el menor valor, el cual es:

$$M_{\min} = 23.10 \text{ kN-m}$$

El M_u , rige el diseño para A_s nec.

Armadura maxima

Debe cumplir la siguiente condición, según el **Art. 5.7.3.3.1**

$$\frac{c}{d} \leq 0.42$$

$c/d = 0.33 \leq 0.42$ OK, A_s nec está dentro del rango

Armadura por temperatura

Según el **Art. 5.10.8.2**

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 * b * d$$

$$A_{s_{\min}} = 3.01 \text{ cm}^2 \quad \text{Menor a } A_s \text{ nec}$$

Disposición de armadura necesaria

$$\varnothing = 16 \text{ mm}$$

$$A = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{nec}}} = 19.70 \text{ cm}^2$$

El número de barras será:

$$N^{\circ}_{\text{barras}} = \frac{A_{s_{\text{nec}}}}{A}$$

$$N^{\circ}_{\text{barras}} = 10.0 \text{ barras}$$

Separación entre barras

$$S_{\text{barras}} = \frac{1_{\text{metro}}}{N^{\circ}_{\text{barras}} - 1}$$

$$S_{\text{barras}} = 0.11 \text{ m}$$

En la norma, **Art. 9.7.2.5**, nos dice que la separación máxima entre barras no debe ser mayor a 450 mm, mayor a 3 veces la altura del elemento, logrando así evitar la fisuración del mismo.

Usar: $\varnothing 16$ c/10

Armadura de distribución

En el **Art. 9.7.3.2**, nos dice que en la parte inferior de las losas se deberá disponer armadura en la dirección secundaria; esta armadura se deberá calcular como un porcentaje de la armadura principal para momento positivo:

- Si la armadura principal es perpendicular al tráfico:

$$D = \frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67\%$$

Donde:

S = longitud de tramo efectiva (mm)

$$S = 2700 \text{ mm}$$

$$D = 73.90 \%$$

Adoptar 67% ya que es el limite

Entonces el acero de distribución será:

$$A_{SDIST} = A_{S_{nec}} * \frac{D}{100}$$

$$A_{SDIST} = 13.20 \text{ cm}^2$$

Disposicion de armadura de distribución

$$\begin{aligned} \emptyset &= 12 \text{ mm} \\ A &= 1.13 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

El número de barras será:

$$N^{\circ}_{barras} = \frac{A_{SDIST}}{A}$$

$$N^{\circ}_{barras} = 12.00 \text{ barras}$$

Separación entre barras

$$S_{barras} = \frac{1_{metro}}{N^{\circ}_{barras} - 1}$$

$$S_{barras} = 0.09 \text{ m}$$

Usar: Ø12 c/8

1.5. Diseño a corte

$$\begin{aligned} V_U &= 121.34 \text{ kN} \\ f'_c &= 21 \text{ Mpa} \\ f_y &= 420 \text{ Mpa} \\ b &= 1 \text{ m} \\ h &= 0.2 \text{ m} \\ d &= 0.167 \text{ m} \\ a &= 4.63 \text{ cm} \\ \phi &= 0.9 \text{ Corte} \end{aligned}$$

Brazo mecanico

$$d_v = d - \frac{a}{2}$$

$$d_v = 0.144 \text{ m}$$

Resistencia nominal al corte por aplastamiento del H°

Ec. 5.8.3.3-2

$$V_n = 0.25 * f'_c * b * d_v$$

$$V_c = 755.09 \text{ kN}$$

Resistencia nominal al corte por tracción del H°

Ec. 5.8.3.3-3

$$V_c = 0.083 * \beta * \sqrt{f'_c} * b * d_v$$

De acuerdo al **Art. 5.8.3.4.1**, de la norma, se puede adoptar el siguiente valor para β

$$\beta = 2 \quad V_c = 109.41 \text{ kN}$$

Para verificar que el elemento no necesita estribos, la norma en el **Art. 5.8.2.4**, plantea la siguiente ecuación.

$$V_U < 0.5 * \Phi * V_c$$

$$121.34 < 49.23 \text{ Necesita estribos}$$

Resistencia de armadura necesaria

$$V_{S_{nec}} = \frac{V_U}{\Phi} - V_c$$

$$V_{S_{nec}} = 25.41 \text{ kN}$$

Resistencia de armadura disponible

$$\begin{aligned} \emptyset &= 8 \text{ mm} \\ 2 * A_V &= 1.01 \text{ cm}^2 \\ \text{sep} &= 20 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$V_S = \frac{A_V * f_y * d_V}{\text{sep}}$$

$$V_S = 30.36 \text{ kN}$$

Condición

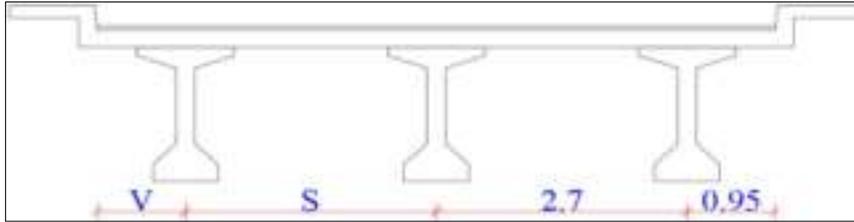
$$V_S > V_{S_{nec}}$$

$$30.36 > 25.41 \text{ Cumple}$$

Usar: 2Ø8 c/20

1. Dimensionamiento de losa interior

Tablero vista en sección transversal



Para el diseño de losa interior, se hallará primeramente el máximo momento positivo y se diseñará su armadura correspondiente. Luego se procederá a realizar la misma operación para momento negativo, y por último se determinará la máxima sollicitación a corte y su respectiva armadura.

1.1. Ancho de faja

En el Art. 4.6.2.1.3, nos dice que las fajas equivalentes para tableros que se extienden fundamentalmente en la dirección transversal no estarán sujetas a limitaciones de ancho. El ancho de la faja equivalente de un tablero se puede tomar como se especifica en la siguiente tabla:

Fajas equivalentes

TIPO DE TABLERO	DIRECCIÓN DE LA FAJA PRIMARIA, EN RELACION CON EL TRÁFICO	ANCHO DE LA FAJA PRIMARIA (mm)
Hormigón: • Colado in situ	Vertical	$1140 + 0.113S$
	Paralela o perpendicular	$+M: 660 + 0.55S$ $-M: 1220 + 0.25S$

Fuente: AASHTO LRFD 2004

Donde:

S = separación de los elementos de apoyo (mm)

S = 2700 mm

1.1.1. Ancho de faja para momento positivo

$$E(+) = 660 + 0.55 * S$$

$$E(+) = 2145 \text{ mm}$$

$$E(+) = 2.15 \text{ m}$$

1.1.2. Ancho de faja para momento negativo

$$E(-) = 1220 + 0.25 * S$$

$$E(-) = 1895 \text{ mm}$$

$$E(-) = 1.90 \text{ m}$$

1.2. Cargas

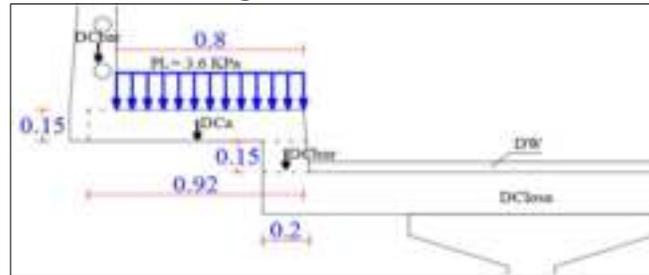
Las cargas sobre el tablero del puente se lo analizarán por 1 metro de ancho o profundidad.

Estas cargas estarán distribuidas entre el ancho total del tablero por lo que se representarán como cargas linealmente distribuidas.

$$w = 7.3 \text{ m} \quad \text{ancho de tablero}$$

Peso propio

Cargas sobre el tablero



Poste y pasamanos

$$DC_{bar} = 1.42 \text{ kN}$$

$$DC_{bar} = 0.39 \text{ kN/m}$$

Acera

$$DC_a = \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} * A$$

$$DC_a = 3.36 \text{ kN}$$

$$DC_a = 0.92 \text{ kN/m}$$

Bordillo

$$DC_{bor} = \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} * A$$

$$DC_{bor} = 0.72 \text{ kN}$$

$$DC_{bor} = 0.20 \text{ kN/m}$$

Losa

$$DC_{losa} = \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} * A$$

$$DC_{losa} = 36.96 \text{ kN}$$

$$DC_{losa} = 5.06 \text{ kN/m}$$

Hallando la resultante se tiene:

$$DC = 6.57 \text{ kN/m}$$

Carga de rodadura

$$DW = \gamma_{Rod} * e_{Rod}$$

$$DW = 1.13 \text{ kN/m}$$

Sobrecarga peatonal

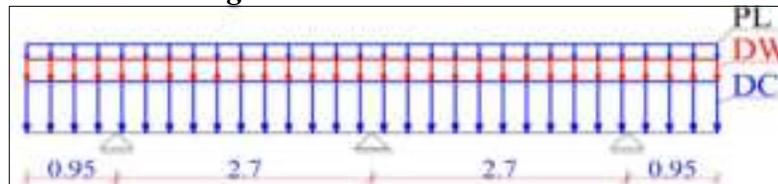
$$PL = 3.6 * a_{vereda}$$

$$PL = 2.88 \text{ kN}$$

$$PL = 0.79 \text{ kN/m}$$

Dichas cargas estarán cargadas de la siguiente manera:

Cargas distribuidas sobre el tablero



1.3. Caso de momento positivo Sobrecarga vehicular

En el **Art. 3.6.1.3.1**, nos dice que el camión o tandem de diseño se deberá ubicar transversalmente de manera que ninguno de los centros de las cargas de rueda esté a menos de 600 mm = 0.6 m. a partir de la cara del cordón o baranda.

En el **Art. 3.6.2.1**, nos dice que los efectos estáticos del camión o tandem de diseño, se deberán mayorar aplicando el incremento por carga dinámica (IM).

Se debe afectar por el ancho de faja equivalente para momento positivo y negativo según el **Art. 4.6.2.1.3**.

En el **Art. 3.6.1.1.2**, nos dice que la sollicitación extrema correspondiente a sobrecarga se deberá determinar considerando cada una de las posibles combinaciones de número de carriles cargados, multiplicando por un factor de presencia múltiple correspondiente para tomar en cuenta la probabilidad de que los carriles estén ocupados simultáneamente por la totalidad de la sobrecarga de diseño HL93.

Factor de presencia múltiple

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, <i>m</i>
1	1.20
2	1.00
3	0.85
> 3	0.65

Fuente: AASHTO LRFD 2004

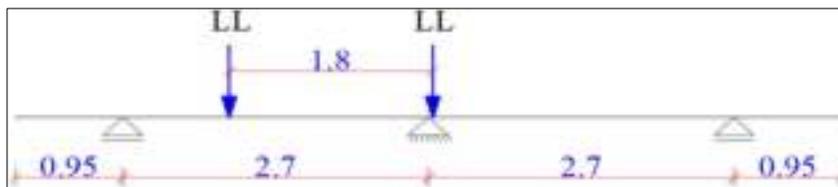
LL = 72.50 kN carga de una rueda del eje trasero de camión HL-93

Afectando por los lo factores IM, F.P.M. y E, para 1 carril cargado se tiene:

$$LL = \frac{72.5 * 1.33 * 1.2}{E(+)}$$

$$LL = 53.94 \text{ kN}$$

Caso crítico de carga para momento positivo

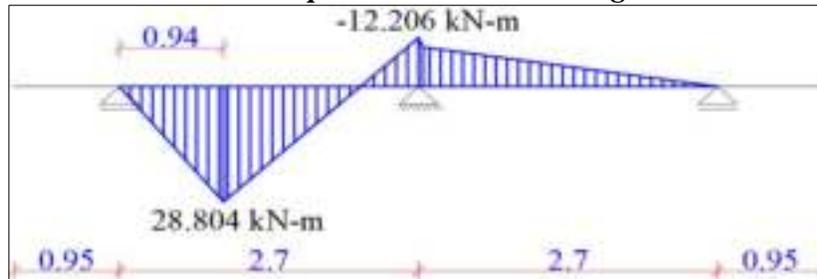


1.3.1. Solicitaciones de diseño

Introduciendo estas cargas al software SAP2000 v20, se tiene los siguientes resultados

Sobrecarga vehicular

Momento máximo positivo debido a la carga vehicular

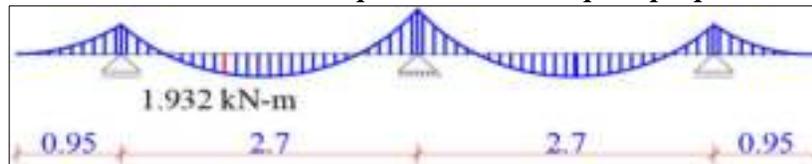


$$M_{LL} = 28.804 \text{ kN-m}$$

El momento máximo positivo se ubica a una distancia de 0.94 m. desde el apoyo exterior. Por lo tanto los momentos por cargas permanentes se hallarán en la misma sección.

Peso propio

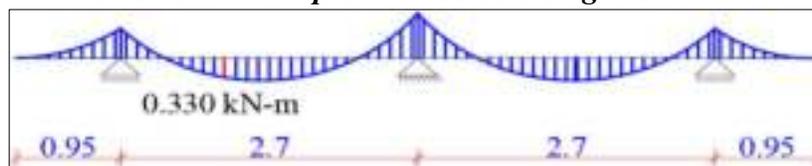
Momento máximo positivo debido a peso propio



$$M_{DC} = 1.93 \text{ kN-m}$$

Carga de rodadura

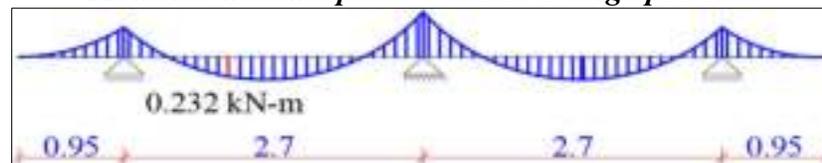
Momento máximo positivo debido a carga de rodadura



$$M_{Dw} = 0.33 \text{ kN-m}$$

Sobrecarga peatonal

Momento máximo positivo debido a carga peatonal



$$M_{PL} = 0.23 \text{ kN-m}$$

Momento de diseño

$$\eta = 1 \quad \text{puente convencional}$$

Resistencia I

$$M_U = \eta * [1.25 * M_{DC} + 1.5 * M_{DW} + 1.75 * (M_{PL} + M_{LL})]$$
$$M_U = 53.72 \text{ kN-m}$$

1.3.2. Diseño a flexión

$$M_U = 53.72 \text{ kN-m}$$

$$f'_c = 21 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 420 \text{ Mpa}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$h = 0.2 \text{ m}$$

$$r = 25 \text{ mm}$$

$$\emptyset = 12 \text{ mm}$$

$$\phi = 0.9 \quad \text{flexion}$$

$$\beta = 0.85$$

Canto útil

$$d = h - r - \frac{\emptyset}{2}$$

$$d = 0.169 \text{ m}$$

Altura de compresión

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_U}{\phi * \beta * f'_c * b * d^2}} \right)$$
$$a = 2.11 \text{ cm}$$

Altura al eje neutro

$$c = \frac{a}{\beta}$$

$$c = 2.48 \text{ cm}$$

Armadura necesaria

$$A_{s_{nec}} = \frac{0.85 * f'_c * b * a}{f_y}$$
$$A_{s_{nec}} = 8.97 \text{ cm}^2$$

Armadura minima

Según el Art. 5.7.3.3.2

a) momento mínimo 1

$$M_{min1} = 1.2 * M_{cr} = 1.2 * S_c * f_r$$

Módulo de sección

$$S_c = \frac{b * h^2}{6} = 0.007 \text{ m}^3$$

Módulo de rotura del H°

$$f_r = 0.63 * \sqrt{f'_c} = 2887 \text{ kPa}$$

Entonces el momento mínimo 1 es:

$$M_{min1} = 23.10 \text{ kN-m}$$

b) momento mínimo 2

$$M_{min2} = 1.33 * M_U$$
$$M_{min2} = 71.45 \text{ kN-m}$$

Se debe elegir el menor valor, el cual es:

$$M_{min} = 23.10 \text{ kN-m}$$

El Mu, rige el diseño para As nec.

Armadura maxima

Debe cumplir la siguiente condición, según el **Art. 5.7.3.3.1**

$$\frac{c}{d} \leq 0.42$$

$c/d = 0.15 \leq 0.42$ OK, As nec está dentro del rango

Armadura por temperatura

Según el **Art. 5.10.8.2**

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * b * d$$

$$A_{s_{min}} = 3.04 \text{ cm}^2 \quad \text{Menor a } A_{s_{nec}}$$

Disposición de armadura necesaria

$$\begin{aligned} \emptyset &= 12 \text{ mm} \\ A &= 1.13 \text{ cm}^2 \\ A_{s_{nec}} &= 8.97 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

El número de barras será:

$$N^{\circ}_{barras} = \frac{A_{s_{nec}}}{A}$$
$$N^{\circ}_{barras} = 8.0 \text{ barras}$$

Separación entre barras

$$S_{barras} = \frac{1_{metro}}{N^{\circ}_{barras} - 1}$$
$$S_{barras} = 0.13 \text{ m}$$

En la norma, **Art. 9.7.2.5**, nos dice que la separación máxima entre barras no debe ser mayor a 450 mm, mayor a 3 veces la altura del elemento, logrando así evitar la fisuración del mismo.

Usar: Ø12 c/12

Armadura de distribución

En el **Art. 9.7.3.2**, nos dice que en la parte inferior de las losas se deberá disponer armadura en la dirección secundaria; esta armadura se deberá calcular como un porcentaje de la armadura principal para momento positivo:

- Si la armadura principal es perpendicular al tráfico:

Donde:

$$D = \frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67\%$$

S = longitud de tramo efectiva (mm)

$$S = 2700 \text{ mm}$$

$$D = 73.90 \%$$

Adoptar 67% ya que es el limite

Entonces el acero de distribución será:

$$A_{s_{DIST}} = A_{s_{nec}} * \frac{D}{100}$$
$$A_{s_{DIST}} = 6.01 \text{ cm}^2$$

Disposicion de armadura de distribución

$$\begin{aligned} \emptyset &= 10 \text{ mm} \\ A &= 0.79 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

El número de barras será:

$$N^{\circ}_{barras} = \frac{A_{s_{DIST}}}{A}$$
$$N^{\circ}_{barras} = 8.0 \text{ barras}$$

Separación entre barras

$$S_{barras} = \frac{1_{metro}}{N^{\circ}_{barras} - 1}$$
$$S_{barras} = 0.13 \text{ m}$$

Usar: Ø10 c/12

1.4. Caso de momento negativo Sobrecarga vehicular

De igual modo que para momento positivo de losa interior se debe diseñar para momento negativo, considerando los siguientes artículos de la norma.

Art. 3.6.1.3.1, límites de ubicación de la carga de rueda del camión o tandem.

Art. 3.6.2.1, mayorar aplicando el incremento por carga dinámica (IM).

Art. 4.6.2.1.3, afectar por el ancho de faja equivalente para momento positivo y negativo.

Art. 3.6.1.1.2, factor de presencia múltiple, según la siguiente tabla:

Factor de presencia múltiple

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, <i>m</i>
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

Fuente: AASHTO LRFD 2004

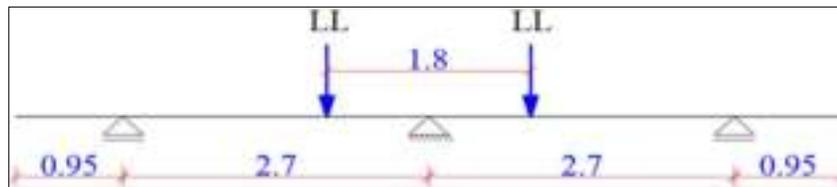
LL = 72.50 kN carga de una rueda del eje trasero de camión HL-93

Afectando por los factores IM, F.P.M. y E, para 1 carril cargado se tiene:

$$LL = \frac{72.5 * 1.33 * 1.2}{E(-)}$$

$$LL = 61.061 \text{ kN}$$

Caso crítico de carga para momento negativo de 1 carril cargado

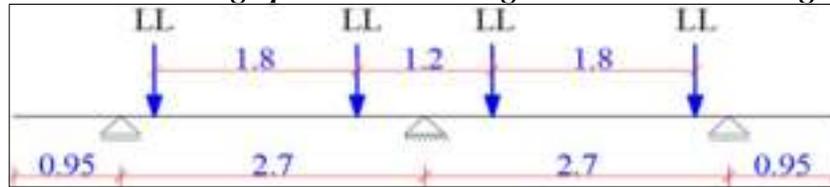


Afectando por los factores IM, F.P.M. y E, para 2 carriles cargados se tiene:

$$LL = \frac{72.5 * 1.33 * 1}{E(-)}$$

$$LL = 50.884 \text{ kN}$$

Caso crítico de carga para momento negativo de 2 carriles cargados



1.4.1. Solicitaciones de diseño

En el **Art. 4.6.2.1.6**, nos dice que la sección de diseño para momentos negativos y corte se debe tomar como un tercio del ancho del ala, pero no más de 380 mm, a partir del eje del apoyo.

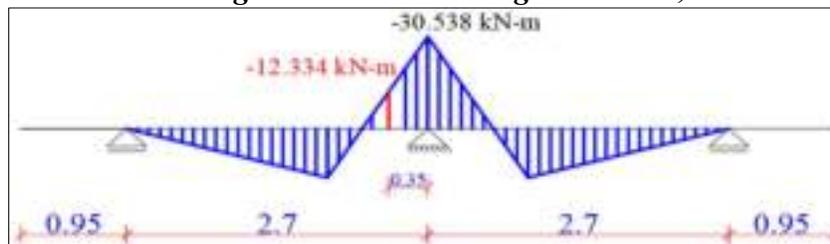
Por lo tanto la sección se encuentra a 0.35 m., del punto de apoyo de la viga interior.

Introduciendo estas cargas al software SAP2000 v20, se tiene los siguientes resultados

Sobrecarga vehicular

1 carril cargado

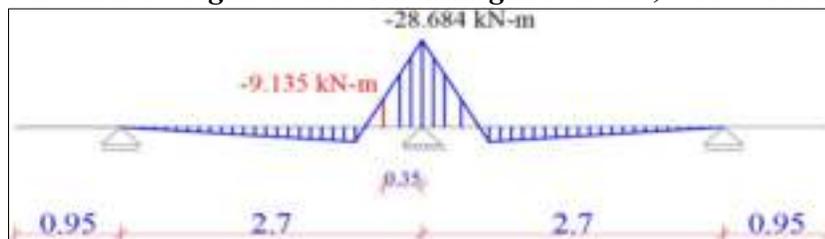
Momento máximo negativo debido a la carga vehicular, 1 carril cargado



$$M_{LL} = 12.33 \text{ kN-m}$$

2 carriles cargados

Momento máximo negativo debido a la carga vehicular, 2 carriles cargados

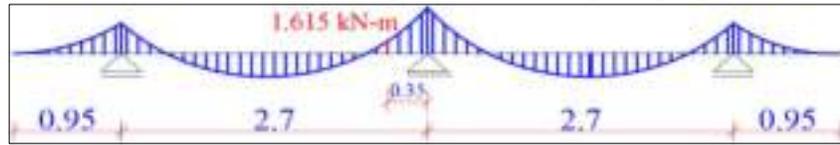


$$M_{LL} = 9.14 \text{ kN-m}$$

El momento máximo negativo ubicado en la sección de diseño ubicado a 0.35 m., del apoyo central, se da para el análisis de 1 carril cargado. Por lo tanto los momentos por cargas permanentes se hallarán en la misma sección.

Peso propio

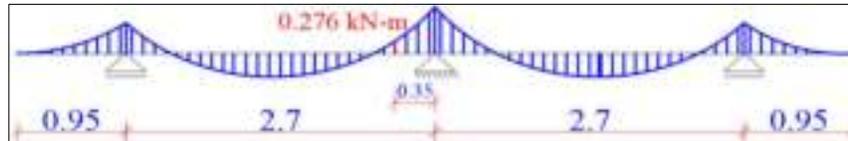
Momento máximo negativo debido a peso propio



$$M_{DC} = 1.62 \text{ kN-m}$$

Carga de rodadura

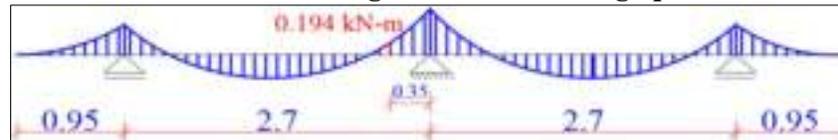
Momento máximo negativo debido a carga de rodadura



$$M_{DW} = 0.28 \text{ kN-m}$$

Sobrecarga peatonal

Momento máximo negativo debido a carga peatonal



$$M_{PL} = 0.19 \text{ kN-m}$$

Momento de diseño

$$\eta = 1 \text{ puente convencional}$$

Resistencia I

$$M_U = \eta * [1.25 * M_{DC} + 1.5 * M_{DW} + 1.75 * (M_{PL} + M_{LL})]$$

$$M_U = 24.36 \text{ kN-m}$$

Se presenta a continuación los resultados de momentos sobre la losa de la viga interior al aplicar cargas respecto al **EJE** de la **VIGA**

Peso propio

$$M_{DC} = 4.52 \text{ kN-m}$$

Carga de rodadura

$$M_{DW} = 0.78 \text{ kN-m}$$

Sobrecarga peatonal

$$M_{PL} = 0.55 \text{ kN-m}$$

Sobrecarga vehicular

1 carril cargado

$$M_{LL} = 30.54 \text{ kN-m}$$

2 carriles cargados

$$M_{LL} = 28.68 \text{ kN-m}$$

Momento de diseño

$$M_U = \eta * [1.25 * M_{DC} + 1.5 * M_{DW} + 1.75 * (M_{PL} + M_{LL})]$$

$$M_U = 61.22 \text{ kN-m}$$

Por motivos de seguridad, se decide trabajar con el momento generado en la losa de la viga interior, actuando en el eje de la viga.

1.4.2. Diseño a flexión

$$\begin{aligned}M_U &= 61.22 \text{ kN-m} \\f'_c &= 21 \text{ Mpa} \\f_y &= 420 \text{ Mpa} \\b &= 1 \text{ m} \\h &= 0.2 \text{ m} \\r &= 25 \text{ mm} \\\emptyset &= 12 \text{ mm}\end{aligned}$$

Canto útil

$$\begin{aligned}d &= h - r - \frac{\emptyset}{2} \\d &= 0.169 \text{ m}\end{aligned}$$

Altura de compresión

$$\begin{aligned}\phi &= 0.9 \text{ flexion} \\\beta &= 0.85\end{aligned}$$

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_U}{\phi * \beta * f'_c * b * d^2}} \right)$$
$$a = 2.43 \text{ cm}$$

Altura al eje neutro

$$c = \frac{a}{\beta}$$

$$c = 2.86 \text{ cm}$$

Armadura necesaria

$$A_{s_{nec}} = \frac{0.85 * f'_c * b * a}{f_y}$$
$$A_{s_{nec}} = 10.33 \text{ cm}^2$$

Armadura minima

Según el Art. 5.7.3.3.2

a) momento mínimo 1

$$M_{min1} = 1.2 * M_{cr} = 1.2 * S_c * f_r$$

Módulo de sección

$$S_c = \frac{b * h^2}{6} = 0.007 \text{ m}^3$$

Módulo de rotura del H°

$$f_r = 0.63 * \sqrt{f'_c} = 2887 \text{ kPa}$$

Entonces el momento mínimo 1 es:

$$M_{min1} = 23.10 \text{ kN-m}$$

b) momento mínimo 2

$$\begin{aligned}M_{min2} &= 1.33 * M_U \\M_{min2} &= 81.43 \text{ kN-m}\end{aligned}$$

Se debe elegir el menor valor, el cual es:

$$M_{min} = 23.10 \text{ kN-m}$$

El Mu, rige el diseño para As nec.

Armadura maxima

Debe cumplir la siguiente condición, según el Art. 5.7.3.3.1

$$\frac{c}{d} \leq 0.42$$
$$c/d = 0.17 \leq 0.42 \text{ OK, As nec está dentro del rango}$$

Armadura por temperatura

Según el Art. 5.10.8.2

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * b * d$$

$$A_{s_{min}} = 3.04 \text{ cm}^2 \quad \text{Menor a } A_{s_{nec}}$$

Disposición de armadura necesaria

$$\begin{aligned} \emptyset &= 12 \text{ mm} \\ A &= 1.13 \text{ cm}^2 \\ A_{s_{nec}} &= 10.33 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

El número de barras será:

$$\begin{aligned} N^{\circ} \text{ barras} &= \frac{A_{s_{nec}}}{A} \\ N^{\circ} \text{ barras} &= 10.0 \text{ barras} \end{aligned}$$

Separación entre barras

$$\begin{aligned} S_{barras} &= \frac{1_{metro}}{N^{\circ} \text{ barras} - 1} \\ S_{barras} &= 0.11 \text{ m} \end{aligned}$$

En la norma, Art. 9.7.2.5, nos dice que la separación máxima entre barras no debe ser mayor a 450 mm, mayor a 3 veces la altura del elemento, logrando así evitar la fisuración del mismo.

Usar: Ø12 c/10

Armadura de distribución

En el Art. 9.7.3.2, nos dice que en la parte inferior de las losas se deberá disponer armadura en la dirección secundaria; esta armadura se deberá calcular como un porcentaje de la armadura principal para momento positivo:

- Si la armadura principal es perpendicular al tráfico:

Donde:

$$D = \frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67\%$$

S = longitud de tramo efectiva (mm)

$$S = 2700 \text{ mm}$$

$$D = 73.90 \%$$

Adoptar 67% ya que es el limite

Entonces el acero de distribución será:

$$\begin{aligned} A_{s_{DIST}} &= A_{s_{nec}} * \frac{D}{100} \\ A_{s_{DIST}} &= 6.92 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Disposicion de armadura de distribución

$$\begin{aligned} \emptyset &= 10 \text{ mm} \\ A &= 0.79 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

El número de barras será:

$$\begin{aligned} N^{\circ} \text{ barras} &= \frac{A_{s_{DIST}}}{A} \\ N^{\circ} \text{ barras} &= 9.0 \text{ barras} \end{aligned}$$

Separación entre barras

$$\begin{aligned} S_{barras} &= \frac{1_{metro}}{N^{\circ} \text{ barras} - 1} \\ S_{barras} &= 0.12 \text{ m} \end{aligned}$$

Usar: Ø10 c/10

1.5. Caso de cortante en la sección de diseño

Sobrecarga vehicular

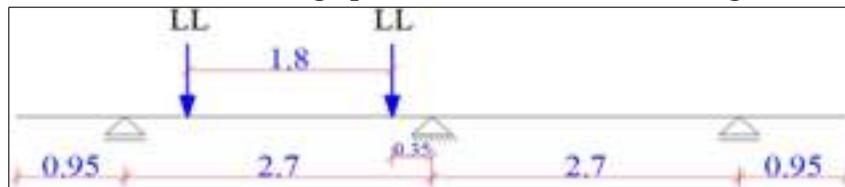
$LL = 72.50 \text{ kN}$ carga de una rueda del eje trasero de camión HL-93

Afectando por los lo factores IM, F.P.M. y E, para 1 carril cargado se tiene:

$$LL = \frac{72.5 * 1.33 * 1.2}{E(-)}$$

$$LL = 61.061 \text{ kN}$$

Caso crítico de carga para Cortante de 1 carril cargado



1.5.1. Solicitaciones de diseño

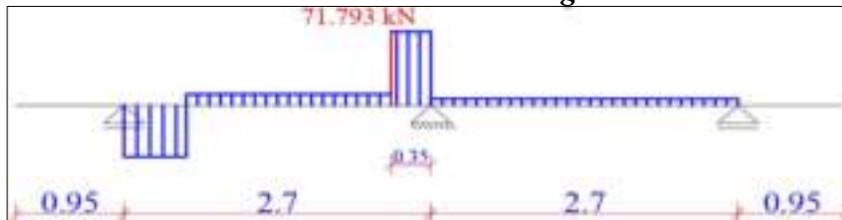
En el **Art. 4.6.2.1.6**, nos dice que la sección de diseño para momentos negativos y corte se debe tomar como como un tercio del ancho del ala, pero no más de 380 mm, a partir del eje del apoyo.

Por lo tanto la sección se encuentra a 0.35 m., del punto de apoyo de la viga interior.

Introduciendo estas cargas al software SAP2000 v20, se tiene los siguientes resultados

Sobrecarga vehicular

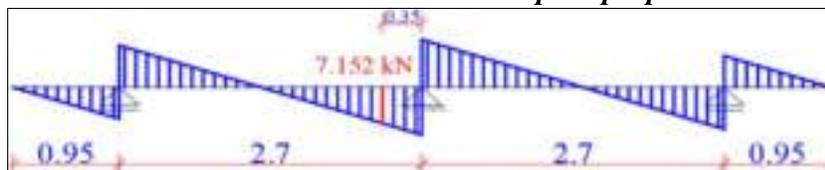
Cortante máximo debido a carga vehicular



$$V_{LL} = 71.79 \text{ kN}$$

Peso propio

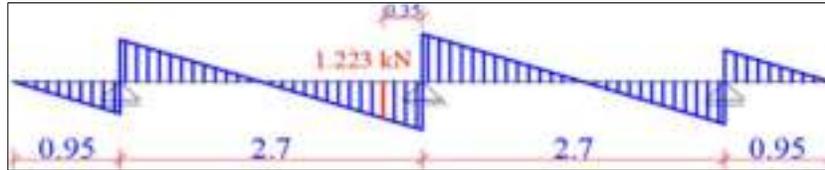
Cortante máximo debido a peso propio



$$V_{DC} = 7.15 \text{ kN}$$

Carga de rodadura

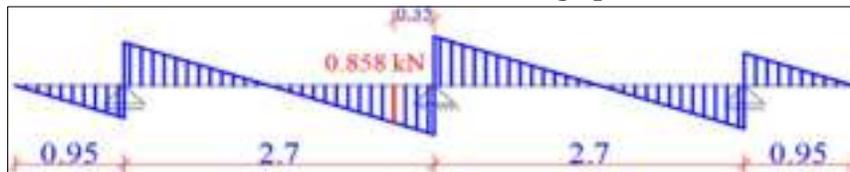
Cortante máximo debido a carga de rodadura



$$V_{DW} = 1.22 \text{ kN}$$

Sobrecarga peatonal

Cortante máximo debido a carga peatonal



$$V_{PL} = 0.86 \text{ kN}$$

Cortante de diseño

$$\eta = 1 \text{ puente convencional}$$

Resistencia I

$$V_U = \eta * [1.25 * V_{DC} + 1.5 * V_{DW} + 1.75 * (V_{PL} + V_{LL})]$$

$$V_U = 137.91 \text{ kN}$$

1.5.2. Diseño a corte

$$V_U = 137.91 \text{ kN}$$

$$f'_c = 21 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 420 \text{ Mpa}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$h = 0.2 \text{ m}$$

$$d = 0.169 \text{ m}$$

$$a = 2.43 \text{ cm}$$

Brazo mecánico

$$d_v = d - \frac{a}{2}$$

$$d_v = 0.157 \text{ m}$$

Resistencia nominal al corte por aplastamiento del H°

Ec. 5.8.3.3-2

$$V_n = 0.25 * f'_c * b * d_v$$

$$V_c = 823.47 \text{ kN}$$

Resistencia nominal al corte por tracción del H°

Ec. 5.8.3.3-3

$$V_c = 0.083 * \beta * \sqrt{f'_c} * b * d_v$$

De acuerdo al Art. 5.8.3.4.1, de la norma, se puede adoptar el siguiente valor para β

$$\beta = 2$$

$$V_c = 119.32 \text{ kN}$$

Para verificar que el elemento no necesita estribos, la norma en el Art. 5.8.2.4, plantea la siguiente ecuación.

$$\phi = 0.9 \text{ Corte}$$

$$V_U < 0.5 * \Phi * V_c$$

$$137.91 < 53.69 \text{ Necesita estribos}$$

Resistencia de armadura necesaria

$$V_{S_{nec}} = \frac{V_U}{\Phi} - V_c$$
$$V_{S_{nec}} = 32.92 \text{ kN}$$

Resistencia de armadura disponible

$$\begin{aligned} \emptyset &= 8 \text{ mm} \\ 2 * A_v &= 1.01 \text{ cm}^2 \\ \text{sep} &= 20 \text{ cm} \end{aligned}$$

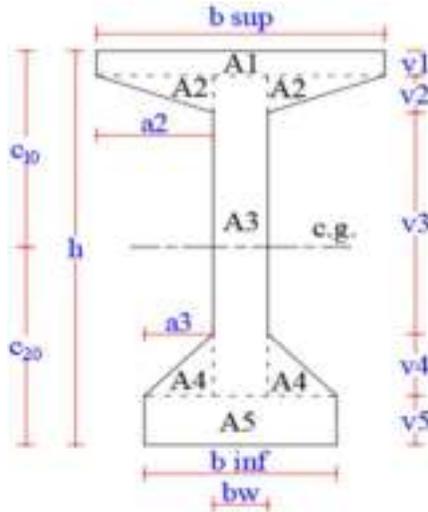
$$V_S = \frac{A_v * f_y * d_v}{\text{sep}}$$
$$V_S = 33.11 \text{ kN}$$

Condición

$$V_S > V_{S_{nec}}$$
$$33.11 > 32.92 \text{ Cumple}$$

Usar: 2Ø8 c/20

1. Sección Bruta
Estadio 2 (t = 0)

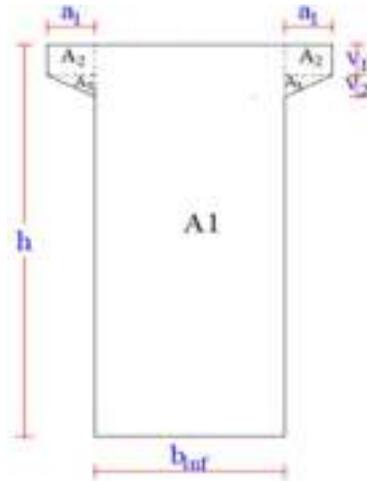


Dimensiones		
b sup =	1.05	m
b inf =	0.70	m
bw =	0.20	m
a2 =	0.425	m
a3 =	0.25	m
v1 =	0.10	m
v2 =	0.15	m
v3 =	0.90	m
v4 =	0.25	m
v5 =	0.20	m
h =	1.60	m

Inercia de la sección								
Nº	Ai	yi	Ai*yi	y = c20	I	d	A*d^2	I+A*d^2
	m ²	m	m ³	m	m ⁴	m	m ⁴	m ⁴
1	0.105	1.550	0.163	0.805	8.8E-05	0.745	0.058	0.058
2	0.064	1.450	0.092		8.0E-05	0.645	0.027	0.027
3	0.260	0.850	0.221		3.7E-02	0.045	0.001	0.037
4	0.063	0.283	0.018		2.2E-04	0.521	0.017	0.017
5	0.140	0.100	0.014		4.7E-04	0.705	0.070	0.070
A = 0.631		ΣAi*yi = 0.508					I = 0.209	

Características de la sección			
Area de la sección	A ₀ =	0.631	m ²
Perimetro	P ₀ =	5.758	m
Altura de la viga	h =	1.60	m
Momento de inercia	I ₀ =	0.209	m ⁴
Distancia de C.G. a la fibra superior	c ₁₀ =	0.795	m
Distancia de C.G. a la fibra inferior	c ₂₀ =	0.805	m
Módulo de sección fibra superior	S ₁₀ =	0.263	m ³
Módulo de sección fibra inferior	S ₂₀ =	0.260	m ³
Excentricidad máxima del presforzado	e ₀ =	0.577	m
Recubrimiento mecánico	r _{mec} =	22.75	cm

2. Sección llena

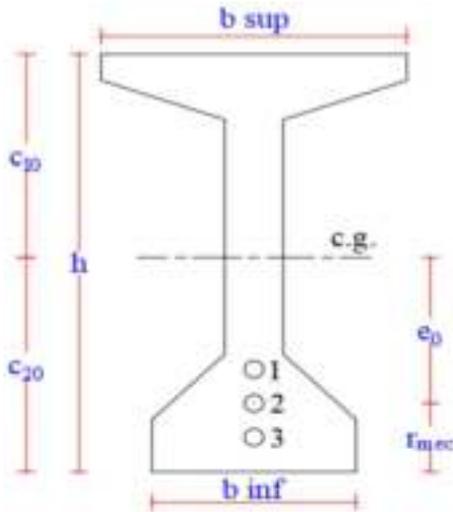


Dimensiones		
$a_1 =$	0.175	m
$v_1 =$	0.100	m
$v_2 =$	0.062	m
$h =$	1.60	m
$b_{inf} =$	0.70	m

Inercia de la sección								
Nº	A_i	y_i	$A_i \cdot y_i$	$y = c_{20}$	I	d	$A \cdot d^2$	$I + A \cdot d^2$
	m^2	m	m^3		m^4	m	m^4	m^4
1	1.120	0.800	0.896	0.829	2.4E-01	0.029	0.001	0.240
2	0.035	1.550	0.054		2.9E-05	0.721	0.018	0.018
3	0.011	1.479	0.016		2.3E-06	0.651	0.005	0.005
A = 1.166		$\sum A_i \cdot y_i = 0.966$					I = 0.263	

Características de la sección			
Area de la sección	$A_0 =$	1.166	m^2
Altura de la viga	$h =$	1.60	m
Momento de inercia	$I_0 =$	0.263	m^4
Distancia de C.G. a la fibra superior	$c_{10} =$	0.771	m
Distancia de C.G. a la fibra inferior	$c_{20} =$	0.829	m
Módulo de sección fibra superior	$S_{10} =$	0.341	m^3
Módulo de sección fibra inferior	$S_{20} =$	0.317	m^3

3. Sección Hueca



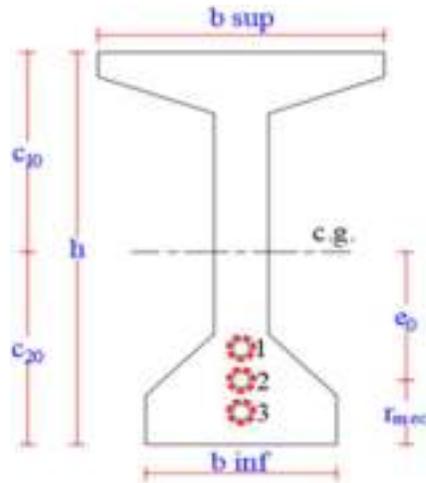
MTC - 0.5"

N° vaina =	3	
\varnothing vaina =	6.5	cm

Inercia de la sección								
N ^o	A _i	y _i	A _i *y _i	y = c ₂₀	I	d	A*d ²	I+A*d ²
	m ²	m	m ³	m	m ⁴	m	m ⁴	m ⁴
A ₀	0.631	0.805	0.508	0.821	2.1E-01	0.017	0.000	0.210
1	0.003	0.358	0.001		8.8E-07	0.464	0.001	0.001
2	0.003	0.228	0.001		8.8E-07	0.594	0.001	0.001
3	0.003	0.098	0.000		8.8E-07	0.724	0.002	0.002
A =	0.621	$\Sigma A_i * y_i =$	0.510				I =	0.206

Características de la sección			
Area de la sección	A ₀ =	0.621	m ²
Perimetro	P ₀ =	5.758	m
Altura de la viga	h =	1.60	m
Momento de inercia	I ₀ =	0.206	m ⁴
Distancia de C.G. a la fibra superior	c ₁₀ =	0.779	m
Distancia de C.G. a la fibra inferior	c ₂₀ =	0.821	m
Módulo de sección fibra superior	S ₁₀ =	0.264	m ³
Módulo de sección fibra inferior	S ₂₀ =	0.251	m ³
Excentricidad máxima del presforzado	e ₀ =	0.594	m
Recubrimiento mecánico	r _{mec} =	22.75	cm

4. Sección Homogeneizada



Propiedades de los materiales

Resistencia característica del H°	$f'c = 35$	MPa
Módulo de elasticidad del H°	$E_c = 28.43$	GPa
Resistencia característica del acero de presfuerzo	$f_{pu} = 1860$	MPa
Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo	$E_p = 197.5$	GPa

Relación modular

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

$$n = 6.95$$

Área nominal de toron G-270

área de 1 torón	$A_{IP} = 98.7$	mm ²
N° de torones para 1 vaina	12	
área de torones para 1 vaina	$A_p = 1.2E-03$	m ²

Área equivalente

área de un tendón de acero presfuerzo	$A_{eq} = (n - 1) * A_p$	
equivalente a área de hormigón	$A_{eq} = 7.0E-03$	m ²

Diámetro equivalente

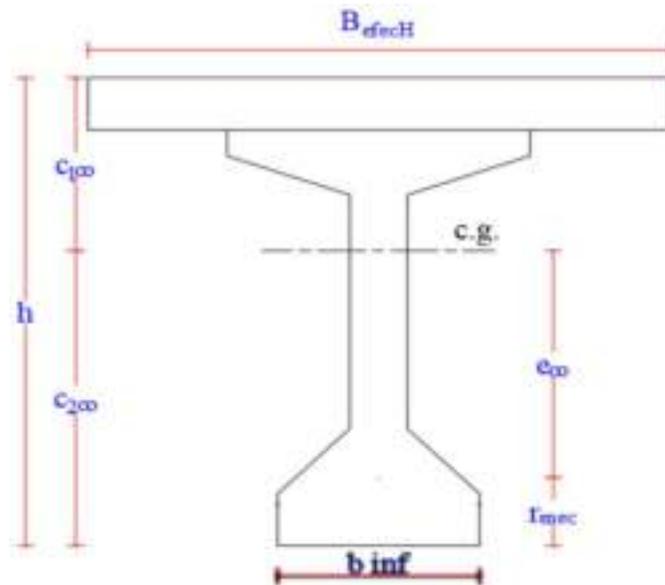
$$\varnothing = \sqrt{\frac{4 * A_{eq}}{\pi}}$$

$$\varnothing = 0.095 \text{ m}$$

Inercia de la sección								
N°	Ai m ²	yi m	Ai*yi m ³	y = c20 m	I m ⁴	d m	A*d ² m ⁴	I+A*d ² m ⁴
A ₀	0.631	0.805	0.508	0.786	2.1E-01	0.019	2.2E-04	0.210
1	0.007	0.36	0.003		3.9E-06	0.428	1.3E-03	0.001
2	0.007	0.23	0.002		3.9E-06	0.558	2.2E-03	0.002
3	0.007	0.10	0.001		3.9E-06	0.688	3.3E-03	0.003
A =	0.652	$\sum A_i * y_i =$	0.513				I =	0.216

Características de la sección			
Area de la sección	$A_0 =$	0.652	m^2
Perimetro	$P_0 =$	5.758	m
Altura de la viga	$h =$	1.60	m
Momento de inercia	$I_0 =$	0.216	m^4
Distancia de C.G. a la fibra superior	$c_{10} =$	0.814	m
Distancia de C.G. a la fibra inferior	$c_{20} =$	0.786	m
Módulo de sección fibra superior	$S_{10} =$	0.266	m^3
Módulo de sección fibra inferior	$S_{20} =$	0.275	m^3
Excentricidad máxima del presforzado	$e_0 =$	0.558	m
Recubrimiento mecánico	$r_{mec} =$	22.75	cm

5. Sección Homogeneizada y Compuesta



Propiedades de los materiales

Resistencia característica del H°

$$f'c_{viga} = 35 \text{ MPa}$$

Módulo de elasticidad del H°

$$Ec_{viga} = 28.43 \text{ GPa}$$

Resistencia característica del H°

$$f'c_{losa} = 21 \text{ MPa}$$

Módulo de elasticidad del H°

$$Ec_{losa} = 22.02 \text{ GPa}$$

Relación modular

$$n = \frac{E_{pviga}}{E_{Closa}}$$

$$n = 0.77$$

Ancho efectivo de ala superior de la viga compuesta

En el Art. 4.6.2.6.1, nos dice que el ancho de ala efectivo para vigas interiores se debe tomar como el menor de:

- Un cuarto de la longitud de tramo efectiva;
- 12,0 veces el espesor promedio de la losa, más el ancho del alma o el semiancho del ala superior de la viga, cualquiera sea el valor que resulte mayor; o
- La separación promedio de las vigas adyacentes.

Si:

$$\begin{aligned}
 L_{viga} &= 25 \text{ m} & \frac{L_{viga}}{4} &= 6.25 \text{ m} \\
 b_w &= 0.20 \text{ m} \\
 e_{losa} &= 0.20 \text{ m} \\
 S &= 2.70 \text{ m} & 12 * e_{losa} + b_w &= 2.60 \text{ m} \\
 & & S &= 2.70 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Entonces el ancho de ala efectivo menor es:

$$B_{efec} = 2.60 \text{ m}$$

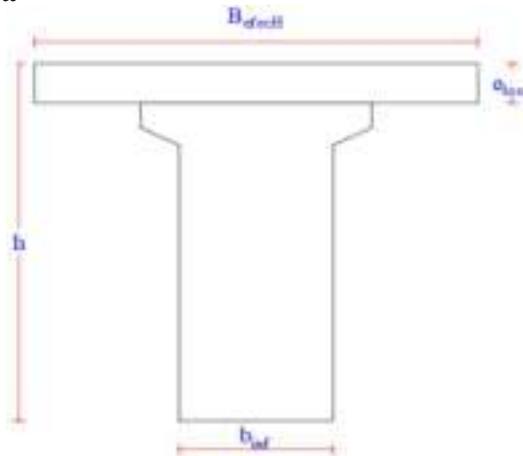
Ancho efectivo homogeneizado de ala superior de la viga compuesta

$$\begin{aligned}
 B_{efecH} &= n * B_{efec} \\
 B_{efecH} &= 2.01 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Inercia de la sección								
Nº	Ai	yi	Ai*yi	y = c _{2ω}	I	d	A*d ²	I+A*d ²
	m ²	m	m ³	m	m ⁴	m	m ⁴	m ⁴
Viga	0.652	0.786	0.513	1.135	0.216	0.349	0.079	0.296
Losa	0.403	1.700	0.685		0.001	0.565	0.129	0.130
A = 1.055		ΣAi*yi = 1.197					I = 0.426	

Características de la sección			
Area de la sección	A _ω =	1.055	m ²
Perimetro	P _ω =	8.086	m
Altura de la viga	h _ω =	1.80	m
Momento de inercia	I _ω =	0.426	m ⁴
Distancia de C.G. a la fibra superior	c _{1ω} =	0.665	m
Distancia de C.G. a la fibra inferior	c _{2ω} =	1.135	m
Módulo de sección fibra superior	S _{1ω} =	0.640	m ³
Módulo de sección fibra inferior	S _{2ω} =	0.375	m ³
Excentricidad máxima del presforzado	e _ω =	0.907	m
Recubrimiento mecánico	r _{mec} =	22.75	cm

6. Sección Ilena Compuesta



Inercia de la sección								
Nº	A _i	y _i	A _i *y _i	y = c _{2ω}	I	d	A*d ²	I+A*d ²
	m ²	m	m ³	m	m ⁴	m	m ⁴	m ⁴
Viga	1.166	0.829	0.966	1.053	0.263	0.224	0.058	0.321
Losa	0.403	1.700	0.685		0.001	0.647	0.169	0.170
A = 1.569		ΣA _i *y _i = 1.651					I = 0.491	

Características de la sección			
Area de la sección	A _ω =	1.569	m ²
Altura de la viga	h _ω =	1.80	m
Momento de inercia	I _ω =	0.491	m ⁴
Distancia de C.G. a la fibra superior	c _{1ω} =	0.747	m
Distancia de C.G. a la fibra inferior	c _{2ω} =	1.053	m
Módulo de sección fibra superior	S _{1ω} =	0.657	m ³
Módulo de sección fibra inferior	S _{2ω} =	0.467	m ³

7. Resumen

Sección Bruta		
A ₀ =	0.631	m ²
I ₀ =	0.209	m ⁴
c ₁₀ =	0.795	m
c ₂₀ =	0.805	m
e ₀ =	0.577	m

Sección Hueca		
A ₀ =	0.621	m ²
I ₀ =	0.206	m ⁴
c ₁₀ =	0.779	m
c ₂₀ =	0.821	m
e ₀ =	0.594	m

Sección Homogeneizada		
A ₀ =	0.652	m ²
I ₀ =	0.216	m ⁴
c ₁₀ =	0.814	m
c ₂₀ =	0.786	m
e ₀ =	0.558	m

Sección Homogeneizada y Compuesta		
A _ω =	1.055	m ²
I _ω =	0.426	m ⁴
c _{1ω} =	0.665	m
c _{2ω} =	1.135	m
e _ω =	0.907	m

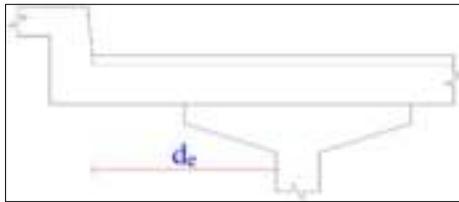
1. Requisitos para el uso de los factores de distribución

La distribución de la sobrecarga, especificada en los Art. 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3, se puede utilizar para vigas que satisfacen las siguientes condiciones:

- a) El ancho del tablero es constante **Cumple**
- b) A menos que se especifique lo contrario, el número de vigas no es menor que cuatro
El las tablas de factores de distribución de la normativa especifica que los factores de distribución se pueden aplicar para puentes con número de vigas igual a 3. **Cumple**
- c) Las vigas son paralelas y tienen aproximadamente la misma rigidez **Cumple**
- d) A menos que se especifique lo contrario, la parte de vuelo correspondiente a la calzada, d_e , no es mayor que 910 mm.

Donde:

d_e = distancia entre el alma exterior de una viga exterior y el borde interior de un cordón o barrera para el tráfico (mm)



$d_e = 850 \text{ mm}$ **Cumple**

- e) La curvatura en planta es menor que el límite especificado en el Art. 4.6.1.2
La curvatura especificado en la normativa es de 12°. **Cumple**
- f) La sección transversal es consistente con una de las secciones transversales ilustrada en la tabla 4.6.2.2.1-1 de la normativa.

Secciones típicas aplicables

ELEMENTOS DE APOYO	TIPO DE TABLERO	SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA
Secciones doble T o T con nervio de laminación prefabricado	Homogéneo colado in situ, laminación prefabricado	 (b)

Fuente: AASHTO LRFD 2004

La sección en estudio coincide con lo establecido en la normativa. **Cumple**

2. Factor de distribución de momento

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

En la norma en el Art. 4.6.2.2.2b, nos muestra la siguiente tabla:

Factores de distribución por carril para momento en vigas interiores

Tipo de viga	Sección transversal aplicable de la Tabla 6.6.2.2-1a	Factores de Distribución	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, segmentado con juntas de base o perpendicularmente a las juntas de base, o segmentado con juntas de base con juntas de base de hormigón armado entre vigas de acero o hormigón. Vigas de hormigón, secciones T ₁ y doble T ₂ de hormigón.	n, n ₁ y también L ₁ si están suficientemente aumentados para actuar como una unidad	Un carril de diseño cargado: $0.02 + \left(\frac{S}{4100} \right)^{0.75} \left(\frac{S}{L} \right)^{0.75} \left(\frac{K_g}{L_c} \right)^{0.1}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $0.075 + \left(\frac{S}{2050} \right)^{0.75} \left(\frac{S}{L} \right)^{0.75} \left(\frac{K_g}{L_c} \right)^{0.1}$ Usar el valor obtenido de la ecuación anterior con $\% = 1$ si la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte mayor.	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq n \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73100$ $\% \leq 4$ $4 \leq 10^9 \leq K_g \leq 3 \cdot 10^{11}$
			$\% = 3$

Fuente: AASHTO LRFD 2004

Se verifica el rango de aplicabilidad, cumpliendo las siguientes condiciones:

En cuanto al número de vigas, la norma permite usar las ecuaciones para 4 vigas pero comparando con la ley de momentos.

Donde:

- S = 2700 mm separación entre vigas
- ts = 200 mm profundidad de la losa de hormigón
- L = 25000 mm Longitud de tramo de la viga
- N_b = 3

$$1100 \leq 2700 \leq 4900 \quad \text{Cumple}$$

$$110 \leq 200 \leq 300 \quad \text{Cumple}$$

$$6000 \leq 25000 \leq 73000 \quad \text{Cumple}$$

El parámetro de rigidez longitudinal, K_g, se deberá tomar como:

$$K_g = n * (I_0 + A_0 * e_g^2)$$

Donde:

n = relación modular

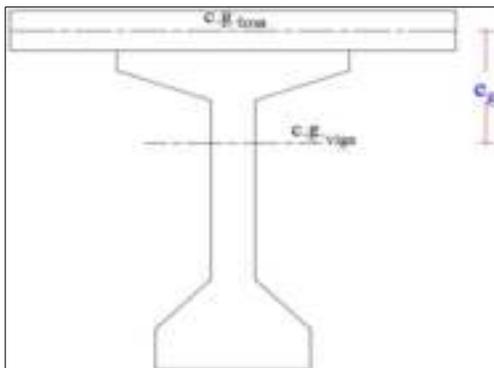
$$n = \frac{E_{pviga}}{E_{closa}}$$

$$n = 1.29$$

I₀ = 2.1E+11 mm⁴ momento de inercia de la viga

A₀ = 6.3E+05 mm² área de la sección transversal

La distancia entre los centros de gravedad de la viga de base y el tablero e_g será como se muestra en el siguiente gráfico:



Entonces:

$$e_g = 695.4 \text{ mm}$$

$$4 * 10^9 \leq K_g \leq 3 * 10^{12}$$

$$K_g = 7E+11 \text{ mm}^4 \quad \text{Cumple}$$

Un carril de diseño cargado

$$g_i = 0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} * \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} * \left(\frac{Kg}{L \cdot ts^3}\right)^{0.1}$$

$$g_i = 0.540$$

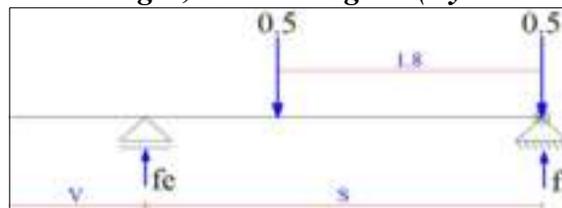
Dos o más carriles de diseño cargados

$$g_i = 0.075 + \left(\frac{S}{2.9}\right)^{0.6} \cdot \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \cdot \left(\frac{kg}{L \cdot t^3}\right)^{0.1}$$

$$g_i = 0.767$$

Un carril de diseño cargado (ley de momentos)

Posición de cargas, 1 carril cargado (ley de momentos)

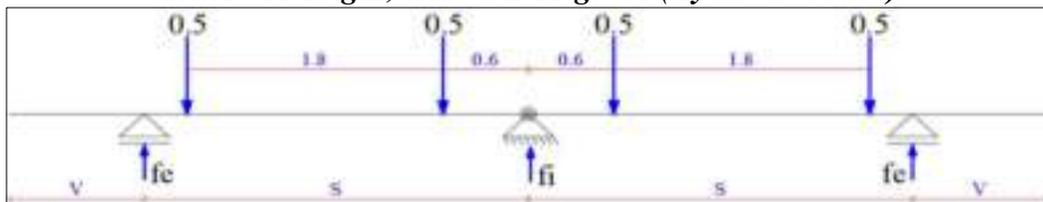


Donde:

$$\begin{aligned} s &= 2.70 \text{ m} & f_i &= 0.667 \\ v &= 0.95 \text{ m} & \text{F.P.M.} &= 1.2 \\ & & g_i &= 0.800 \end{aligned}$$

Dos o más carriles de diseño cargados (ley de momentos)

Posición de cargas, 2 carriles cargados (ley de momentos)



Donde:

$$\begin{aligned} s &= 2.70 \text{ m} & g_i &= 0.889 \\ v &= 0.95 \text{ m} \end{aligned}$$

2.2. Distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas exteriores

En la norma en el Art. 4.6.2.2.2d, nos muestra la siguiente tabla:

Factores de distribución por carril para momento en vigas exteriores

Tipo de superestructura	Requisitos numéricos aplicables de la Tabla 4.6.2.2.1d	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Talleres de investigación, regularizados con vases llanos o parcialmente llanos, o regularizado con vases en llanos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero o laminadas, vigas de laminación, secciones Te y dobles Te de laminación	s, e, k y también i, j si están debidamente conectados para actuar como una unidad	Ley de momentos	$g = g_{max}$ $g = 0.77 + \frac{g}{2300}$ <p>Utilizar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_0 = 3$ o la ley de momentos, whichever sea el que resulte mayor</p>	-300 ≤ L ≤ 1700
				$N_0 = 3$

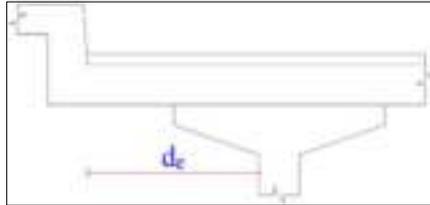
Fuente: AASHTO LRFD 2004

Se verifica el rango de aplicabilidad, cumpliendo la siguiente condición:

Donde:

$$-300 \leq d_e \leq 1700$$

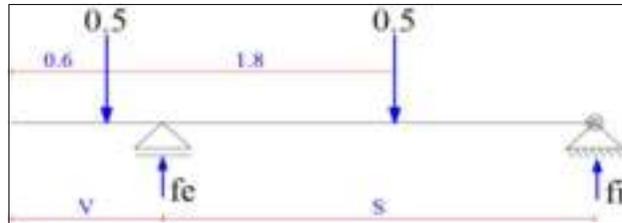
d_e = distancia entre el alma exterior de una viga exterior y el borde interior de un cordón o barrera para el tráfico (mm)



$$d_e = 850 \text{ mm} \quad \text{Cumple}$$

Un carril de diseño cargado

Posición de cargas, 1 carril cargado (ley de momentos)



Donde:

$$s = 2.70 \text{ m}$$

$$f_e = 0.796$$

$$v = 0.95 \text{ m}$$

$$\text{F.P.M.} = 1.2$$

$$g_{\text{ext}} = 0.956$$

Dos o más carriles de diseño cargados

$$e = 0.77 * \frac{d_e}{2800}$$

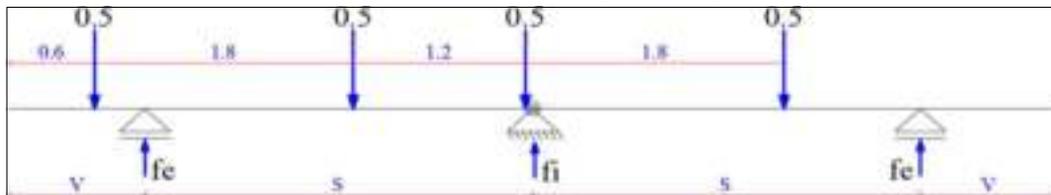
$$g_{\text{ext}} = e * g_i$$

$$e = 1.0736$$

$$g_{\text{ext}} = 0.824$$

Dos o más carriles de diseño cargados (ley de momentos)

Posición de cargas, 2 carriles cargados (ley de momentos)



Donde:

$$s = 2.70 \text{ m}$$

$$g_{\text{ext}} = 0.806$$

$$v = 0.95 \text{ m}$$

Resumen de factores de distribución de momento

N° de carriles cargados	Métodos	Viga interior	Viga exterior
		g_i	g_{ext}
Un carril cargado	Formula	0.540	---
	Ley de momentos	0.800	0.956
Dos carriles cargados	Formula	0.767	0.824
	Ley de momentos	0.889	0.806

Para la elección de los factores de distribución, se debe elegir el menor valor del mayor obtenido por formulas y el mayor obtenido por la ley de momentos.

Por lo tanto:

$$g_i = 0.800$$

$$g_{ext} = 0.824$$

Debido a que la normativa en el **Art. 4.6.2.2.1**, nos dice que, las cargas permanentes del tablero y las que actúan sobre el mismo se pueden distribuir uniformemente entre las vigas. Para los cálculos posteriores se utilizará el mayor valor de factor de distribución para momentos, que es el siguiente:

$$g_M = 0.824$$

3. Factor de distribución de corte

3.1. Distribución de las sobrecargas por carril para corte en vigas interiores

En la norma en el **Art. 4.6.2.2.3a**, nos muestra la siguiente tabla:

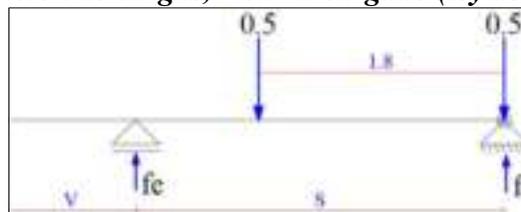
Factores de distribución por carril para corte en vigas interiores

Tipo de superestructura	Situación transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Uno carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, reforzado con varas, almas o parcialmente almas, o empotrado con bridas de acero compuesto con losa de hormigón cuando otras vigas de acero o hormigón, vigas de hormigón, secciones T _a y doble T _a de hormigón	n, n-1 y también 1, 2 si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	$0.30 + \frac{0.10}{\text{span}}$	$0.2 + \frac{0.1}{\text{span}} \left[\frac{0}{1000} + \frac{0}{10700} \right]^{0.4}$	1000 ≤ L ≤ 4000 4000 ≤ L ≤ 75,000 100 ≤ A _c ≤ 300 N _l ≥ 4
		Ley de momentos	Ley de momentos	N _l = 2

Fuente: AASHTO LRFD 2004

Un carril de diseño cargado (ley de momentos)

Posición de cargas, 1 carril cargado (ley de momentos)



Donde:

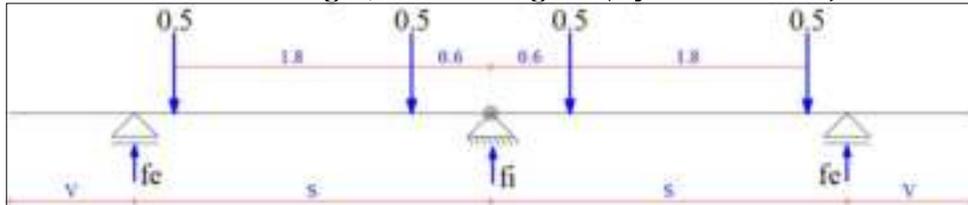
$$s = 2.70 \text{ m} \qquad f_i = 0.667$$

$$v = 0.95 \text{ m} \qquad \text{F.P.M.} = 1.2$$

$$\qquad \qquad \qquad g_i = 0.800$$

Dos o más carriles de diseño cargados (ley de momentos)

Posición de cargas, 1 carril cargado (ley de momentos)



Donde:

$$s = 2.70 \text{ m} \qquad g_i = 0.889$$

$$v = 0.95 \text{ m}$$

3.2. Distribución de las sobrecargas por carril para corte en vigas exteriores

En la norma en el Art. 4.6.2.2.3b, nos muestra la siguiente tabla:

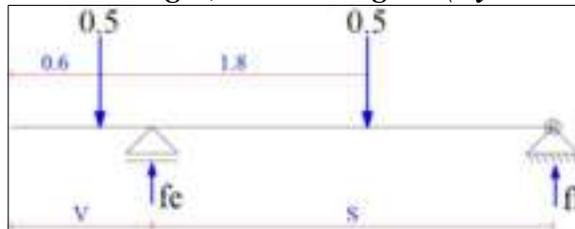
Factores de distribución por carril para corte en vigas exteriores

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.3a	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparrillado con varas; líneas o particiones laterales emparrilladas con varas; bases compuestas con losas de hormigón cuando sobre vigas de acero o hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón.	a, b, y también c, j si están suficientemente reforzadas para actuar como una unidad.	Ley de momentos	$g = g_{ext}$ $g = 0.5 + \frac{d_o}{3000}$ Ley de momentos	$100 \leq d_o \leq 1700$ $N_b = 1$

Fuente: AASHTO LRFD 2004

Un carril de diseño cargado

Posición de cargas, 1 carril cargado (ley de momentos)



Donde:

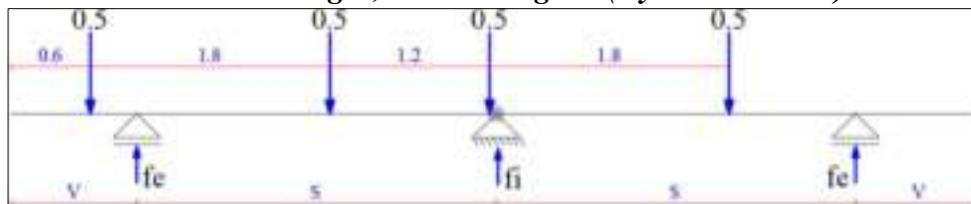
$$s = 2.70 \text{ m} \qquad fe = 0.796$$

$$v = 0.95 \text{ m} \qquad \text{F.P.M.} = 1.2$$

$$g_{ext} = 0.956$$

Dos o más carriles de diseño cargados (ley de momentos)

Posición de cargas, 1 carril cargado (ley de momentos)



Donde:

$$s = 2.70 \text{ m} \qquad g_{ext} = 0.806$$

$$v = 0.95 \text{ m}$$

Resumen de factores de distribución de corte

Nº de carriles cargados	Métodos	Viga interior	Viga exterior
		g_i	g_{ext}
Un carril cargado	Ley de momentos	0.800	0.956
Dos carriles cargados	Ley de momentos	0.889	0.806

Para la elección de los factores de distribución, se debe elegir el menor valor del mayor obtenido por formulas y el mayor obtenido por la ley de momentos.

Por lo tanto:

$$g_i = 0.889$$
$$g_{ext} = 0.956$$

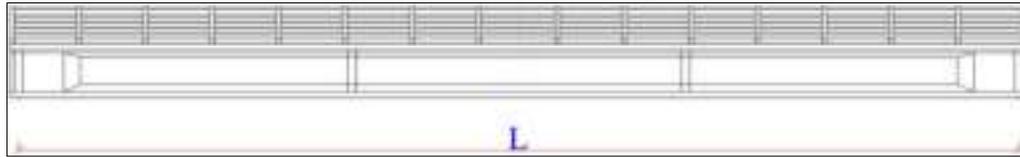
Debido a que la normativa en el **Art. 4.6.2.2.1**, nos dice que, las cargas permanentes del tablero y las que actúan sobre el mismo se pueden distribuir uniformemente entre las vigas.

Para los cálculos posteriores se utilizará el mayor valor de factor de distribución para cortante, que es el siguiente:

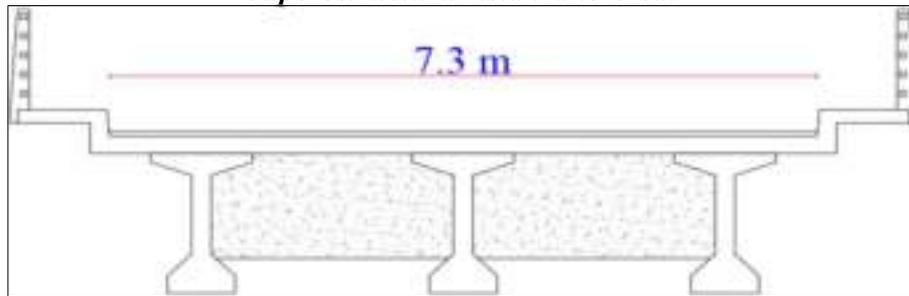
$$g_v = 0.956$$

1. Solicitaciones maximas sobre las vigas I

Superestructura vista en perfil



Superestructura vista transversal



En el **Art.4.6.2.2.1**, nos dice que, si un puente satisface las siguientes condiciones:

- El ancho del tablero es constante
- A menos que se especifique lo contrario, el número de vigas no es menor que cuatro
- Las vigas son paralelas y tienen aproximadamente la misma rigidez
- A menos que se especifique lo contrario, la parte de vuelo correspondiente a la calzada, de, no es mayor que 910 mm.
- La curvatura en planta es menor que el límite especificado en el **Art. 4.6.1.2**
- La sección transversal es consistente con una de las secciones transversales ilustrada en la tabla **4.6.2.2.1-1** de la normativa.

Entonces las cargas permanentes del tablero y las que actúan sobre el mismo se pueden distribuir uniformemente entre las vigas.

En este caso, se ará actuar las cargas de una de las veredas sobre una viga longitudinal.

1.1. Cargas

Peso propio

En cuanto al pasamanos, postes, acera y bordillo se cuentan las cargas que están a la derecha o izquierda del eje longitudinal del puente.

$$\begin{aligned} L &= 25 \text{ m} && \text{longitud del puente} \\ N^{\circ}_{\text{vigas}} &= 1 && \text{número de vigas} \end{aligned}$$

Pasamanos

$$\begin{aligned} N^{\circ}_{\text{pas}} &= 5 && \text{número de pasamanos} \\ q_{\text{pas}} &= 0.049 \text{ kN/m} && \text{peso de un pasamanos} \end{aligned}$$

$$DC_{\text{pas}} = \frac{N^{\circ}_{\text{pas}} * q_{\text{pas}}}{1_{\text{viga}}}$$

$$DC_{\text{pas}} = 0.25 \text{ kN/m}$$

Poste

$N_{\text{post}}^{\circ} = 14$ número de postes
 $R_p = 0.94 \text{ kN}$ volúmen de un poste

$$DC_{\text{post}} = \frac{N_{\text{post}}^{\circ} * R_p}{L * 1_{\text{viga}}}$$
$$DC_{\text{post}} = 0.53 \text{ kN/m}$$

Acera

$a_a = 0.745 \text{ m}$ ancho de acera
 $h_a = 0.15 \text{ m}$ alto de acera
 $\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 24 \text{ kN/m}^3$

$$DC_a = \frac{(\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} * a_a * h_a)}{1_{\text{viga}}}$$
$$DC_a = 2.68 \text{ kN/m}$$

Bordillo

$b_{\text{bor}} = 0.20 \text{ m}$ base del bordillo
 $h_{\text{bor}} = 0.50 \text{ m}$ altura del bordillo
 $\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 24 \text{ kN/m}^3$

$$DC_{\text{bor}} = \frac{(\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} * b_{\text{bor}} * h_{\text{bor}})}{1_{\text{viga}}}$$
$$DC_{\text{bor}} = 2.40 \text{ kN/m}$$

Losa

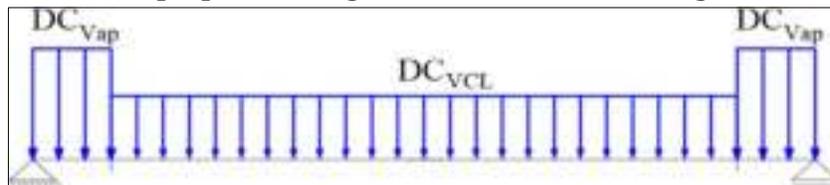
$w = 7.3 \text{ m}$ ancho de calzada
 $e_{\text{losa}} = 0.20 \text{ m}$ espesor de losa
 $\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 24 \text{ kN/m}^3$

$$DC_{\text{losa}} = \frac{(\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} * w * e_{\text{losa}})}{3_{\text{vigas}}}$$
$$DC_{\text{losa}} = 11.68 \text{ kN/m}$$

Viga

La viga consiste en dos secciones distintas a lo largo de la longitud del puente. En los extremos tiene mayor área transversal, debido a que se ve obligado a ensancharse para soportar la fuerza de tesado.

Peso propio de la viga distribuida sobre su longitud



Sección en los apoyos

$A_{\text{ap}} = 1.166 \text{ m}^2$ área transversal en los apoyos
 $\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 24 \text{ kN/m}^3$
 $h = 1.60 \text{ m}$

$$DC_{\text{Vap}} = \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} * A$$
$$DC_{\text{Vap}} = 27.98 \text{ kN/m}$$

Sección centro luz

$$A_{CL} = 0.631 \text{ m}^2 \quad \text{área transversal en centro luz}$$

$$\gamma_{H^\circ A^\circ} = 24 \text{ kN/m}^3$$

$$DC_{VCL} = \gamma_{H^\circ A^\circ} * A_{ap}$$

$$DC_{VCL} = 15.15 \text{ kN/m}$$

Diafragma

Cargas de los diafragmas sobre la longitud de la viga



Se considerará el caso mas desfavorable, el cual es para la viga interior.

Por lo tanto la separación entre vigas es la siguiente:

$$s = 2.70 \text{ m} \quad \text{separación transversal entre vigas}$$

$$s_{\text{long}} = 8.33 \text{ m} \quad \text{separación longitudinal entre vigas}$$

$$b_{\text{diaf}} = 0.20 \text{ m} \quad \text{base del diafragma}$$

$$h_{\text{diaf}} = 1.15 \text{ m} \quad \text{altura del diafragma}$$

$$\gamma_{H^\circ A^\circ} = 24 \text{ kN/m}^3$$

$$N^\circ_{\text{diaf}} = 4$$

$$DC_{\text{diaf}} = \gamma_{H^\circ A^\circ} * b_{\text{diaf}} * h_{\text{diaf}} * s$$

$$DC_{\text{diaf}} = 14.904 \text{ kN}$$

Carga de rodadura

$$w = 7.3 \text{ m} \quad \text{ancho de calzada}$$

$$e_{\text{rod}} = 0.05 \text{ m} \quad \text{espesor de losa}$$

$$\gamma_{\text{Rod}} = 22.5 \text{ kN/m}^3$$

$$DW = \frac{\gamma_{\text{Rod}} * w * e_{\text{rod}}}{3_{\text{vigas}}}$$

$$DW = 2.74 \text{ kN/m}$$

Sobrecarga peatonal

$$a_L = 0.8 \text{ m} \quad \text{ancho libre de acera}$$

$$Pl = 3.6 \text{ kN/m}^2$$

$$PL = \frac{(Pl * a_L)}{N^\circ_{\text{vigas}}}$$

$$PL = 2.88 \text{ kN/m}$$

Carga de carril de diseño

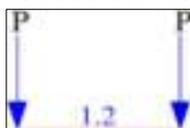
En el Art. 3.6.1.2.4, nos dice que la carga de carril de diseño nó debe estar sujeto al incremento por carga dinámica y el valor para el diseño es:

$$CC = 9.30 \text{ kN/m}$$

Tandem de diseño

En el Art. 3.6.1.2.3, nos dice que se deberá considerar el incremento por carga dinámica y el tandem de diseño consistirá en un par de ejes de 110 kN con una separación de 1.2 m.

Cargas de rueda del camión Tandem



Donde:

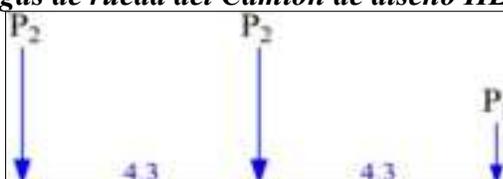
$$e = 1.2 \text{ m}$$
$$P = 110 \text{ kN}$$

Camión de diseño

En el Art. 3.6.1.2.2, nos dice que se deberá considerar el incremento por carga dinámica y la separación entre los dos ejes de 145 kN se deberá variar entre 4.3 y 9 metros, para producir las sollicitaciones extremas.

Para el caso de momento flector y cortantes máximos se tiene que la separación entre ejes es 4.3 metros.

Cargas de rueda del Camión de diseño HL-93



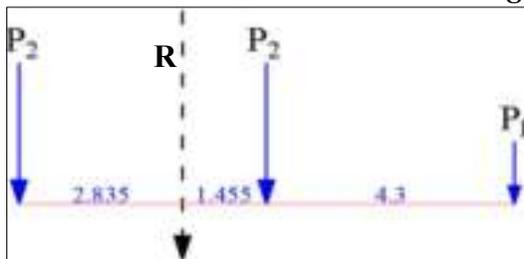
Donde:

$$P_1 = 35 \text{ kN}$$
$$P_2 = 145 \text{ kN}$$

Teorema de Barré

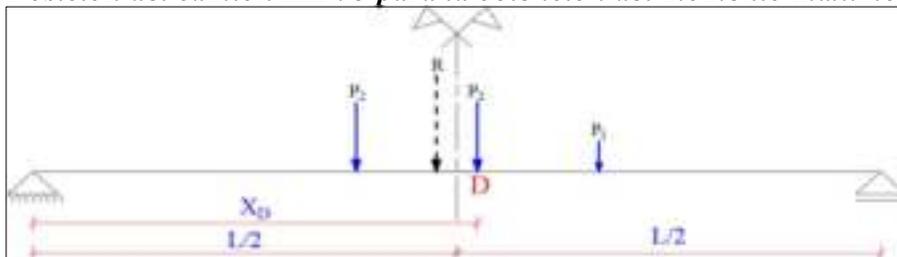
Ubicamos la resultante de los ejes del camión, tomando momentos en el tercer eje.

Posición de la resultante del tren de cargas



Luego la distancia de 1.455 metros, se dispone en partes iguales con respecto al centro luz para tener en la sección de la viga para máximo momento por carga viva, representado por el punto **D**, en la siguiente figura.

Posición del camión HL-93 para la obtención del momento máximo

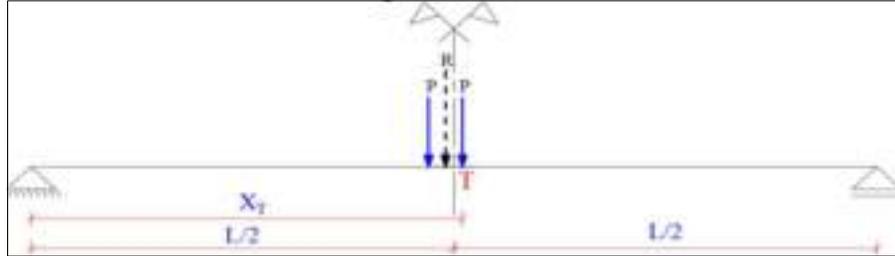


Donde:

$s_1 = 4.3$ m distancia a la que se encuentra el momento máximo por carga de
 $s_2 = 4.3$ m camión HL-93
 $x = 0.728$ m
 $X_D = 13.228$ m

En el caso del Tandem de diseño la resultante se encuentra a la mitad de la separación entre ejes, por lo tanto la distancia desde el apoyo izquierdo de la viga hasta el punto de momento máximo es el siguiente:

Posición del camión Tandem para la obtención del momento máximo



Donde:

$x = 0.30$ m distancia a la que se encuentra el momento máximo por carga
 $X_T = 12.80$ m del Tandem

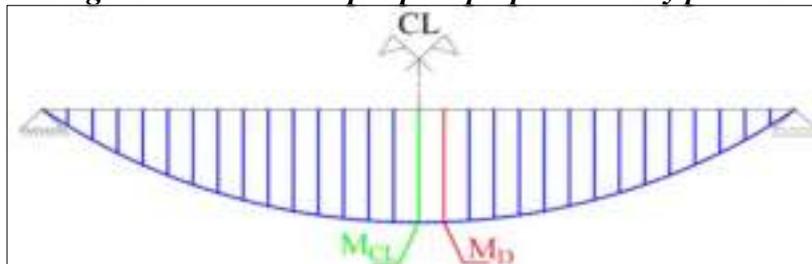
1.2. Solicitaciones de diseño

1.2.1. Momentos de diseño

Peso propio

Para encontrar el momento máximo se deberá comparar los momentos respecto del punto (D) y de centro luz (CL).

Diagrama de momento por peso propio en C.L. y punto D



Pasamanos

$M_{DCpas} = 19.2$ kN-m Centro luz
 $M_{DCpas} = 19.1$ kN-m Punto D

Poste

$M_{DCpost} = 41.2$ kN-m Centro luz
 $M_{DCpost} = 41.0$ kN-m Punto D

Acera

$M_{DCa} = 209.5$ kN-m Centro luz
 $M_{DCa} = 208.8$ kN-m Punto D

Bordillo	$M_{DCbor} = 187.5$ kN-m	Centro luz
	$M_{DCbor} = 186.9$ kN-m	Punto D
Losa	$M_{DClosa} = 912.5$ kN-m	Centro luz
	$M_{DClosa} = 909.4$ kN-m	Punto D
Viga	$M_{DCV} = 1200.0$ kN-m	Centro luz
	$M_{DCV} = 1196.0$ kN-m	Punto D
Diafragma	$M_{DCdiaf} = 126.25$ kN-m	Centro luz
	$M_{DCdiaf} = 126.25$ kN-m	Punto D
Rodadura	$M_{DW} = 213.9$ kN-m	Centro luz
	$M_{DW} = 213.1$ kN-m	Punto D
Peatonal	$M_{PL} = 225.0$ kN-m	Centro luz
	$M_{PL} = 224.2$ kN-m	Punto D
Carril de diseño	$M_{CC} = 726.6$ kN-m	Centro luz
	$M_{CC} = 724.1$ kN-m	Punto D
Tandem de diseño	$M_{Tnd} = 1309.0$ kN-m	Centro luz
	$M_{Tnd} = 1309.8$ kN-m	Punto D
Camión de diseño	$M_{LL} = 1644.3$ kN-m	Centro luz
	$M_{LL} = 1651.1$ kN-m	Punto D

1.2.1.1. Resumen de momentos

Afectando a la carga de carril, camion y tandem de diseño por el factor de distribución se tiene los siguientes valores:

$g = 0.824$ factor de distribución para momento

Resumen de momentos en C.L. y punto D

Elementos	Momentos	
	Centro Luz	Punto D
Pasamanos	19.16	19.10
Poste	41.16	41.02
Acera	209.53	208.82
Bordillo	187.50	186.86
Losa	912.5	909.4
Viga	1200.0	1196.0
Diafragma	126.25	126.25
Rodadura	213.87	213.14
Peatonal	225.00	224.24
Carril de diseño	598.4	596.4
Tandem de diseño	1078.1	1078.7
Camión de diseño	1354.2	1359.9

Comparando los momentos de camión y tandem de diseño, se puede observar que el camión es el que provoca mayor efecto sobre la viga.

Por lo tanto para diseñar en servicio, sumando los efectos en centro luz y en el punto D, se puede obtener los siguientes valores:

$$M_{Ser} = 5087.6 \text{ kN-m} \quad \text{Centro luz}$$

$$M_{Ser} = 5081.1 \text{ kN-m} \quad \text{Punto D}$$

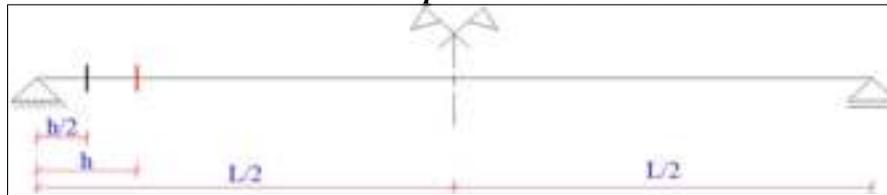
Donde el momento calculado en la sección de centro luz es mayor al de la sección en el punto D, por lo tanto se puede concluir que la sección para el diseño es en centro luz.

1.2.2. Cortantes de diseño

Para el presente informe se verificará las cortantes en dos secciones.

La primera sección será a una distancia $h/2$ del apoyo, donde se tiene una sección ensanchada de la viga y la segunda sección será a una distancia h del apoyo donde termina la transición de la viga ensanchada.

Secciones de análisis para el cortante de diseño



Peso propio

Pasamanos

$$V_{DCpas} = 2.87 \text{ kN} \quad \text{Cortante en } h/2$$

$$V_{DCpas} = 2.67 \text{ kN} \quad \text{Cortante en } h$$

Poste

$$V_{DCpost} = 6.16 \text{ kN} \quad \text{Cortante en } h/2$$

$$V_{DCpost} = 5.74 \text{ kN} \quad \text{Cortante en } h$$

Acera

$$V_{DCa} = 31.38 \text{ kN} \quad \text{Cortante en } h/2$$

$$V_{DCa} = 29.23 \text{ kN} \quad \text{Cortante en } h$$

Bordillo

$$V_{DCbor} = 28.08 \text{ kN} \quad \text{Cortante en } h/2$$

$$V_{DCbor} = 26.16 \text{ kN} \quad \text{Cortante en } h$$

Losa

$$V_{DClosa} = 136.66 \text{ kN} \quad \text{Cortante en } h/2$$

$$V_{DClosa} = 127.31 \text{ kN} \quad \text{Cortante en } h$$

Viga

$$V_{DCV} = 187.52 \text{ kN} \quad \text{Cortante en } h/2$$

$$V_{DCV} = 165.14 \text{ kN} \quad \text{Cortante en } h$$

Diafragma

$$V_{DCdiaf} = 14.90 \text{ kN} \quad \text{Cortante en } h/2$$

$$V_{DCdiaf} = 14.90 \text{ kN} \quad \text{Cortante en } h$$

Rodadura

$$V_{DW} = 32.03 \text{ kN} \quad \text{Cortante en } h/2$$

$$V_{DW} = 29.84 \text{ kN} \quad \text{Cortante en } h$$

Peatonal

$$V_{PL} = 33.70 \text{ kN} \quad \text{Cortante en } h/2$$

	$V_{PL} = 31.39 \text{ kN}$	Cortante en h
Carril de diseño	$V_{CC} = 108.93 \text{ kN}$	Cortante en h/2
	$V_{CC} = 101.85 \text{ kN}$	Cortante en h
Tandem de diseño	$V_{Tnd} = 207.68 \text{ kN}$	Cortante en h/2
	$V_{Tnd} = 200.64 \text{ kN}$	Cortante en h
Camión de diseño	$V_{LL} = 277.62 \text{ kN}$	Cortante en h/2
	$V_{LL} = 267.22 \text{ kN}$	Cortante en h

1.2.2.1. Resumen de cortantes

Afectando a la carga de carril, camion y tandem de diseño por el factor de distribución se tiene los siguientes valores:

$g = 0.956$ factor de distribución para cortante

Resumen de momentos en C.L. y punto D

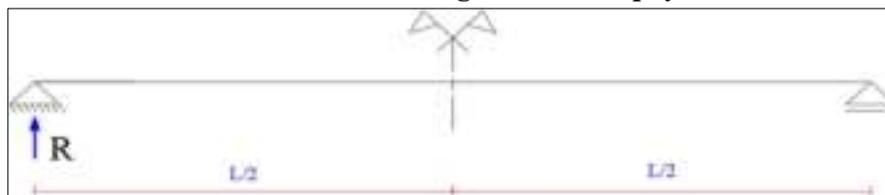
Elementos	Cortantes	
	Sección h/2	Sección h
Pasamanos	2.87	2.67
Poste	6.16	5.74
Acera	31.38	29.23
Bordillo	28.08	26.16
Losa	136.66	127.31
Viga	187.52	165.14
Diafragma	14.90	14.90
Rodadura	32.03	29.84
Peatonal	33.70	31.39
Carril de diseño	104.09	97.32
Tandem de diseño	198.45	191.72
Camión de diseño	265.28	255.34

Comparando las cortantes de camión y tandem de diseño, se puede observar que el camión es el que provoca mayor efecto sobre la viga.

1.2.3. Reacciones en la viga

El cálculo de las reacciones en los apoyos es necesario para el dimensionamiento de los aparatos de apoyo (Neopreno)

Reacciones de la viga sobre un apoyo



Peso propio	
Pasamanos	$R_{DCpas} = 3.07 \text{ kN}$
Poste	$R_{DCpost} = 6.59 \text{ kN}$
Acera	$R_{DCa} = 33.53 \text{ kN}$
Bordillo	$R_{DCbor} = 30.00 \text{ kN}$
Losa	$R_{DClosa} = 146.00 \text{ kN}$
Viga	$R_{DCV} = 209.90 \text{ kN}$
Diafragma	$R_{DCdiaf} = 14.90 \text{ kN}$
Rodadura	$R_{DW} = 34.22 \text{ kN}$
Peatonal	$R_{PL} = 36.00 \text{ kN}$
Carril de diseño	$R_{CC} = 101.85 \text{ kN}$
Tandem de diseño	$R_{Tnd} = 108.93 \text{ kN}$
Camión de diseño	$R_{LL} = 214.72 \text{ kN}$

1.2.3.1. Resumen de reacciones

Afectando a la carga de carril, camion y tandem de diseño por el factor de distribución se tiene los siguientes valores:

$$g = 0.956 \text{ factor de distribución para cortante}$$

Resumen de Reacciones sobre un apoyo

Elementos	Reacciones (kN)
Pasamanos	3.07
Poste	6.59
Acera	33.53
Bordillo	30.00
Losa	146.00
Viga	209.90
Diafragma	14.90
Rodadura	34.22
Peatonal	36.00
Carril de diseño	97.32
Tandem de diseño	104.09
Camión de diseño	205.18

1. Trayectorias de las vainas

1.1. Ecuaciones de las parábolas

Luz de cálculo	25	m
Retranqueo	0.2	m
Luz total	25.4	m

Representación matricial de las ecuaciones

Puntos conocidos de la trayectoria de parábola

Abcisa	Tendón 1	Cable	Tendón 3
x (m)	y (m)	y (m)	y (m)
0	1.3	0.9	0.5
12.7	0.3575	0.2275	0.09750
25.4	1.3	0.9	0.5

1.1.1. Tendón 1

Teniendo 3 puntos conocidos:

Punto 1	x =	0	m	→	y =	1.3	m
Punto 2	x =	12.7	m	→	y =	0.3575	m
Punto 3	x =	25.4	m	→	y =	1.3	m

$$\begin{cases} Ax^2 & Bx & C \\ 0 & 0 & 1 \\ 161.3 & 12.7 & 1 \\ 645.2 & 25.4 & 1 \end{cases} = \begin{cases} D \\ 1.3 \\ 0.358 \\ 1.3 \end{cases}$$

$$A = 0.006$$

$$B = -0.148$$

$$C = 1.30$$

Quedando la función de la siguiente manera:

$$y = Ax^2 + Bx + C$$
$$y = (0.006)x^2 + (-0.148)x + 1.3$$

1.1.2. Cable

Teniendo 3 puntos conocidos:

Punto 1	x =	0	m	→	y =	0.9	m
Punto 2	x =	12.7	m	→	y =	0.2275	m
Punto 3	x =	25.4	m	→	y =	0.9	m

$$\begin{cases} Ax^2 & Bx & C \\ 0 & 0 & 1 \\ 161.3 & 12.7 & 1 \\ 645.2 & 25.4 & 1 \end{cases} = \begin{cases} D \\ 0.9 \\ 0.228 \\ 0.9 \end{cases}$$

$$A = 0.004$$

$$B = -0.106$$

$$C = 0.9$$

Quedando la función de la siguiente manera:

$$y = Ax^2 + Bx + C$$

$$y = (0.004)x^2 + (-0.106)x + 0.9$$

1.1.3. Tendón 3

Teniendo 3 puntos conocidos:

Punto 1	x =	0	m	→	y =	0.5	m
Punto 2	x =	12.7	m	→	y =	0.0975	m
Punto 3	x =	25.4	m	→	y =	0.5	m

$$\begin{Bmatrix} Ax^2 & Bx & C \\ 0 & 0 & 1 \\ 161.29 & 12.7 & 1 \\ 645.16 & 25.4 & 1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} D \\ 0.5 \\ 0.0975 \\ 0.5 \end{Bmatrix}$$

$$A = 0.002$$

$$B = -0.063$$

$$C = 0.5$$

Quedando la función de la siguiente manera:

$$y = Ax^2 + Bx + C$$

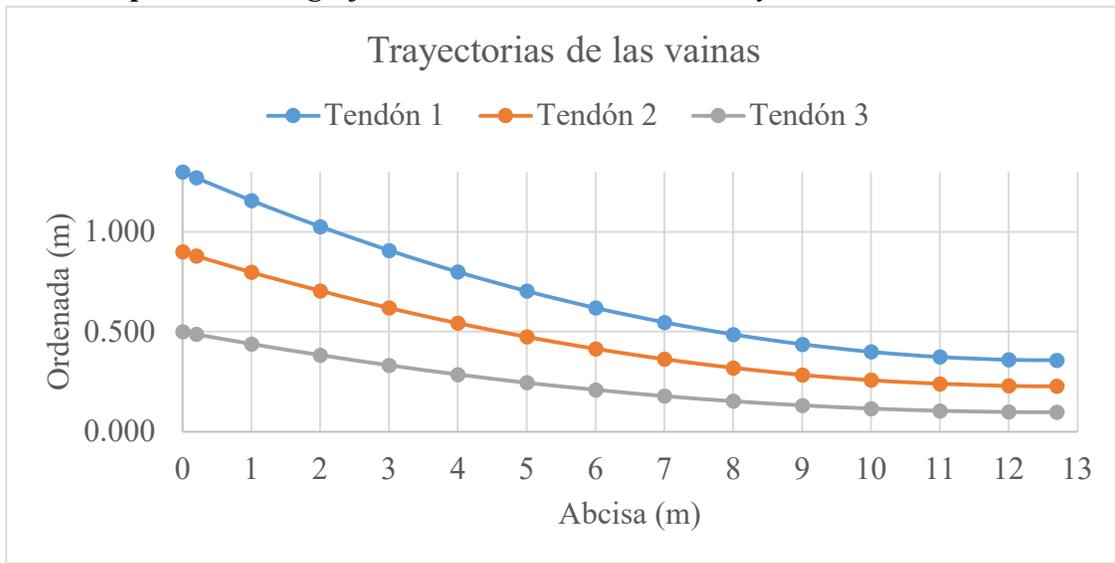
$$y = (0.002)x^2 + (-0.063)x + 0.5$$

1.2. Tabla resumen de las trayectorias

Cordenadas de la trayectoria de las vainas

x (abcisa) m	y (ordenada)		
	tendón 1 m	tendón 2 m	tendón 3 m
0	1.300	0.900	0.500
0.2	1.271	0.879	0.487
1	1.157	0.798	0.439
2	1.027	0.705	0.383
3	0.907	0.620	0.332
4	0.800	0.543	0.286
5	0.704	0.475	0.245
6	0.620	0.415	0.210
7	0.547	0.363	0.179
8	0.487	0.320	0.153
9	0.437	0.285	0.132
10	0.400	0.258	0.116
11	0.374	0.240	0.105
12	0.360	0.230	0.099
12.7	0.358	0.228	0.098

Representación gráfica de las coordenadas de la trayectoria de las vainas



1. Propiedades geométricas

Sección Bruta		
$A_0 =$	0.631	m^2
$I_0 =$	0.209	m^4
$c_{10} =$	0.795	m
$c_{20} =$	0.805	m
$e_0 =$	0.577	m

Sección Homogeneizada y Compuesta		
$A_\infty =$	1.055	m^2
$I_\infty =$	0.426	m^4
$c_{1\infty} =$	0.665	m
$c_{2\infty} =$	1.135	m
$e_\infty =$	0.907	m

2. Propiedades de los materiales

$$\begin{aligned}
 f'_c &= 35 \text{ MPa} \\
 E_c &= 28.433 \text{ GPa} \\
 f'_{ci} &= 24.5 \text{ MPa} & f'_{ci} &= 0.7 * f'_c \\
 E_{ci} &= 23.788 \text{ GPa} \\
 f_y &= 420 \text{ MPa} \\
 E_s &= 200 \text{ GPa} \\
 f_{pu} &= 1860 \text{ MPa} \\
 E_p &= 197.5 \text{ GPa} \\
 f_{py} &= 1674 \text{ MPa} & f_{py} &= 0.9 * f_{pu}
 \end{aligned}$$

3. Solicitaciones

3.1. Momentos

Pasamanos	$M_{DCpas} =$	19.2	kN-m
Poste	$M_{DCpost} =$	41.2	kN-m
Acera	$M_{DCa} =$	209.5	kN-m
Bordillo	$M_{DCbor} =$	187.5	kN-m
Total vereda	$M_{DCvereda} =$	457.4	kN-m
Losa	$M_{DClosa} =$	912.5	kN-m
Viga	$M_{DCV} =$	1200.0	kN-m
Diafragma	$M_{DCdiaf} =$	126.3	kN-m
Rodadura	$M_{DW} =$	213.9	kN-m
Peatonal	$M_{PL} =$	225.0	kN-m
Carril de diseño	$M_{CC} =$	598.4	kN-m
Camión de diseño	$M_{LL} =$	1354.2	kN-m

4. Esfuerzos limites

Estadio 2 (t = 0)

Fibra superior	$f_{ti} = 0.25 * \sqrt{f'_{ci}}$	$f_{ti} =$	1.24	MPa	Tracción
Fibra inferior	$f_{ci} = 0.6 * f'_{ci}$	$f_{ci} =$	-14.70	MPa	Compresión

Estadio 4 (t = ∞)

Fibra superior	$f_{cs} = 0.45 * f'_c$	$f_{cs} =$	-15.75	MPa	Compresión
Fibra inferior	$f_{ts} = 0.5 * \sqrt{f'_c}$	$f_{ts} =$	2.96	MPa	Tracción

5. Cálculo del la Fuerza y Area de presforzado

De la experiencia de algunos ingenieros se recomienda que el esfuerzo que queda en los tendones de presforzado, luego de todas las pérdidas está alrededor de ($f_{pe} = 0.60 \cdot f_{pu}$).

$$f_{pe} = 1116 \text{ MPa}$$

Ya que la fibra que se tiene que controlar en la viga, es la inferior en tiempo infinito, se igualará al valor límite para obtener un limite de la fuerza de presforzado, y así poder estimar el área necesaria de torones.

Estadio 4 ($t = \infty$)

$$f_{2\infty} = + \frac{(M_{DCV} + M_{DClosa} + M_{DCdiaf}) * c_{20}}{I_{\infty}} + \frac{(M_{LL} + M_{CC} + M_{DCvereda} + M_{PL} + M_{DW}) * c_{2\infty}}{I_0} - \frac{(P_e * e_0) * c_{20}}{I_0} - \frac{P_e}{A_0} \leq f_{ts}$$

Despejando el valor de P_e :

$$P_e = 3481.6 \text{ kN}$$

Se obtiene el área necesaria de torones:

$$A_{Tor nec} = \frac{P_e}{f_{pe}}$$

$$A_{Tor nec} = 3119.7 \text{ mm}^2$$

Si, el área de 1 torón es:

$$A_{1Tor} = 98.7 \text{ mm}^2$$

El número de torones necesarios será:

$$N^{\circ}_{Tor nec} = 31.6$$

Se adopta inicialmente:

$$N^{\circ}_{Tor} = 36$$

Utilizando tendones de 12 torones, el número de vainas es la siguiente:

$$N^{\circ}_{vainas} = 3$$

Entonces el área real total de torones será:

$$A_{Tor} = 3553.2 \text{ mm}^2$$

7. Cálculo de las Pérdidas

7.1. Pérdidas instantaneas

7.1.1. Fricción

Ecuación de la trayectoria del cable

$$y = Ax^2 + Bx + C$$

$$L = 25 \text{ m}$$

$$r = 0.2 \text{ m} \quad \text{retranqueo}$$

Teniendo 3 puntos conocidos.

Punto 1	x =	0	m	→	y =	0.9	m
Punto 2	x =	12.7	m	→	y =	0.2275	m
Punto 3	x =	25.4	m	→	y =	0.9	m

$$\begin{cases} 0.9 \\ 0.2275 \\ 0.9 \end{cases} = \begin{cases} 0 * A + 0 * B + C \\ 161.29 * A + 12.7 * B + C \\ 645.16 * A + 25.4 * B + C \end{cases}$$

$$A = 0.00417$$

$$B = -0.1059$$

$$C = 0.9$$

Quedando la función de la siguiente manera:

$$y = 0.00417x^2 - 0.1059x + 0.9$$

Derivando para hallar la pendiente se tiene:

$$y' = 0.00834x - 0.1059$$

Ángulos de la vaina

*Diferencia de ángulos respecto (0*L)*

x m	y m	α rad
0	0.90	0.000
0.2	0.88	0.002
2.7	0.64	0.022
5.2	0.46	0.043
7.7	0.33	0.064
10.2	0.25	0.085
12.7	0.23	0.106
15.2	0.25	0.126
17.7	0.33	0.147
20.2	0.46	0.168
22.7	0.64	0.189
25.2	0.88	0.209
25.4	0.90	0.211

Comenzando a con un esfuerzo máximo permitido por la norma:

En el **Art. 5.9.5.4.4b**, nos dice que si no hay información específica del proyecto disponible, a los fines de este cálculo el valor de $f_{pj} = 0.8 * f_{pu}$

Entonces asumiendo:

$$f_{pj} = 0.79 * f_{pu}$$

$$f_{pj} = 1469.4 \text{ MPa}$$

Esfuerzos que queda después de la pérdida por fricción:

$$f_{p(x)} = f_{pj} * e^{-(k * l(x) + \mu * \alpha(x))}$$

k = 0.0015 1/m Protende

μ = 0.2 Protende

P₀ = 4787.6 kN

Esfuerzos resultantes luego de la pérdida por fricción

	0*L-r	r	L/2	L	L+2r
L (m)	0	0.2	12.7	25.2	25.4
α (rad)	0	0.002	0.106	0.209	0.211
f _{p(x)} (MPa)	1469.4	1468.5	1411.6	1356.9	1356.0

7.1.2.- Acuñamiento

a = 6 mm

L/2 = 12.7 m

$\Delta f_{p(L/2)}$ = 57.8 Mpa

$$l' = \sqrt{\frac{E_p * a * (\frac{L}{2})}{\Delta f_{p(\frac{L}{2})}}}$$

l' = 16.13 m

Fuerza de presforzado inicial

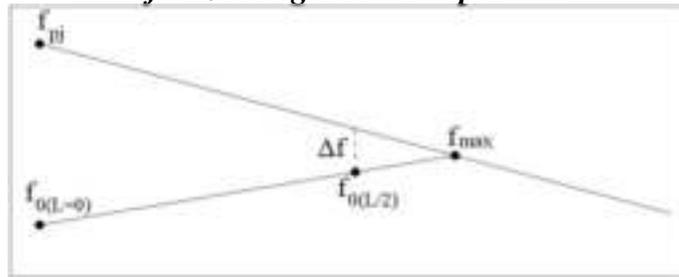
Δf = 31.25 Mpa

f_{max} = 1395.9 Mpa

f_{0(L=0)} = 1322.5 Mpa

f_{0(L/2)} = 1380.3 Mpa

Esfuerzos luego de las las pérdidas



Se obtien el valor de P_{0(L/2)}:

f_{0(L/2)} = 1380.3 Mpa

A_{Tor} = 3553.2 mm²

P_{0(L/2)} = f_{0(L/2)} * A_{Tor}

P_{0(L/2)} = 4904.5 kN

7.1.3.- Acortamiento Elástico

N^o vainas = 3

M_{DCV} = 1200.0 kN-m

E_p = 197.5 GPa

E_{ci} = 23.788 GPa

$$\Delta f_{pES} = \frac{N^{\circ} \text{ vainas} - 1}{2 * N^{\circ} \text{ vainas}} * \frac{E_p}{E_c} * f_{cgp}$$

$$f_{cgp} = \frac{M_{DCV} * e_0}{I_0} - \frac{P_{0(L/2)} * e_0^2}{I_0} - \frac{P_{0(L/2)}}{A_0}$$

f_{cgp} = -12.26 MPa Compresión

Δf_{pES} = 33.94 MPa

Iterando, el valor de $f_{0(L/2)}$, hasta que la variación (Δf) sea mínima o cero

Iteraciones para la obtención de la fuerza de presforzado

Iteraciones	$f_{0(L/2)}$	$P_{0(L/2)}$	f_{cgp}	Δf_{pES}	f_{0i}	P_{0i}	ΔP
	Mpa	kN	Mpa	Mpa	Mpa	kN	kN
0 iteración	1380.3	4904.5	-12.263	33.94	1346.4	4784	120.58
1ra iteración	1380.3	4784	-11.88	32.88	1347.4	4787.7	-3.76
2ra iteración	1380.3	4787.7	-11.892	32.91	1347.4	4787.6	0.12
3ta iteración	1380.3	4787.6	-11.892	32.91	1347.4	4787.6	0.00

La pérdida por acortamiento elástico final es:

$$\Delta f_{pES} = 32.91 \text{ MPa}$$

7.1.4.- Valores para la representación gráfica

Fricción

L (m)	0	12.7	25.4
$f_{p(x)}$ (MPa)	1469.4	1411.6	1356.0

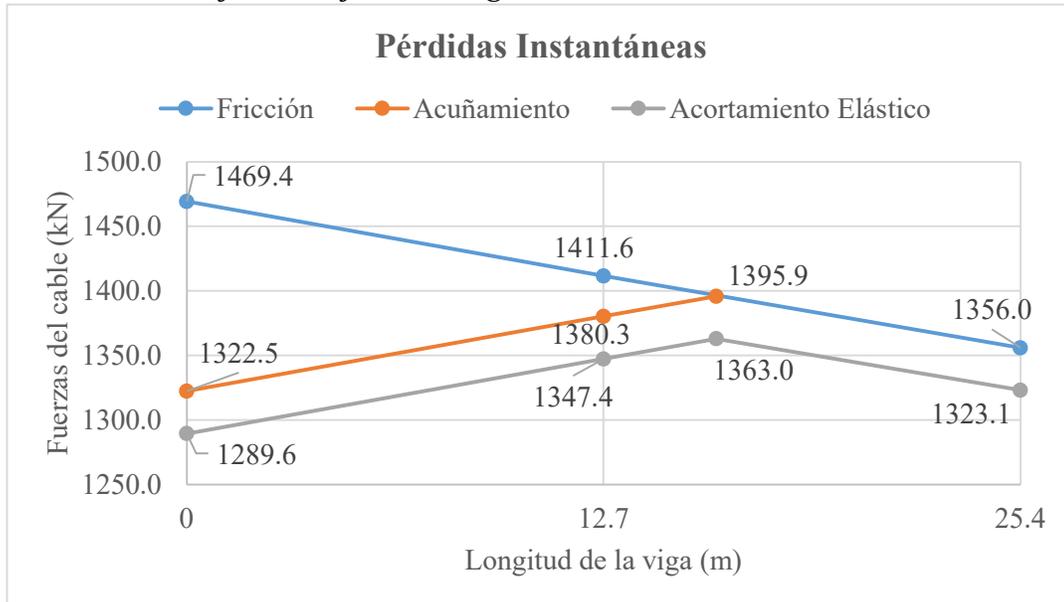
Acuñamiento

L (m)	0	12.7	16.132
$f_{p\Delta(x)}$ (MPa)	1322.5	1380.3	1395.9

Acortamiento Elástico

L (m)	0	12.7	16.132	25.4
$f_{pES(x)}$ (MPa)	1289.6	1347.4	1363.0	1323.1

Gráfico de esfuerzos luego de las Pérdidas Instantáneas



7.2. Pérididas Diferidas

7.2.1. Contracción o Retracción del Hormigón

$$H = 60 \quad \% \quad \Delta f_{pSR} = 93 - 0.85 * H$$

$$\Delta f_{pSR} = 42.00 \text{ MPa}$$

7.2.2.- Fluencia del Hormigón

$$f_{cgp} = -12.26 \text{ MPa} \quad \Delta f_{pCR} = 12 * f_{cgp} - 7 * \Delta f_{cdp}$$

$$\Delta f_{cdp} = + \frac{(M_{DClosa} + M_{DCdiaf}) * e_0 * c_{20}}{I_0} + \frac{(M_{DCvereda}) * e_{\infty} * c_{20}}{I_{\infty}}$$

$$f_{cdp} = 3.4 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pCR} = 123.29 \text{ MPa}$$

7.2.3.- Relajación del Acero

$$\Delta f_{pR2} = 138 - 0.3 * \Delta f_{pF} - 0.4 * \Delta f_{pES} - 0.2 * (\Delta f_{pSR} - \Delta f_{pCR})$$

$$\Delta f_{pF(L/2)} = 57.8 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pES} = 32.91 \text{ MPa} \quad \Delta f_{pR2} = 123.74 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pSR} = 42.00 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pCR} = 123.29 \text{ MPa} \quad 0.3 * \Delta f_{pR2} = 37.12 \text{ MPa}$$

8. Fuerza de presforzado Inicial y Efectiva

Se encuentra el valor real de la tensión en el acero de presforzado luego de las pérdidas instantáneas y luego de todas las pérdidas.

(t = 0)

$$f_{p0} = f_{pj} - f_{pf(\frac{l}{2})} - \Delta f_{pA} - \Delta f_{pES}$$

$$f_{p0} = 1347.4 \text{ MPa}$$

(t = ∞)

$$f_{pe} = f_{pj} - f_{pf(\frac{l}{2})} - \Delta f_{pA} - \Delta f_{pES} - \Delta f_{pSR} - \Delta f_{pCR} - \Delta f_{pR2}$$

$$f_{pe} = 1145.0 \text{ MPa}$$

Dado el área real total de los torones de presforzado, se obtiene la fuerza de presforzado inicial y efectiva.

$$A_{Tor} = 3553.2 \text{ mm}^2$$

$P_0 = f_{p0} * A_{Tor}$	$P_e = f_{pe} * A_{Tor}$
P₀ = 4787.6 kN	P_e = 4068.4 kN

1. Propiedades geométricas

Sección Bruta		
$A_0 =$	0.631	m^2
$I_0 =$	0.209	m^4
$c_{10} =$	0.795	m
$c_{20} =$	0.805	m
$e_0 =$	0.577	m

Sección Homogeneizada y Compuesta		
$A_{\infty} =$	1.055	m^2
$I_{\infty} =$	0.426	m^4
$c_{1\infty} =$	0.665	m
$c_{2\infty} =$	1.135	m
$e_{\infty} =$	0.907	m

2. Propiedades de los materiales

$$\begin{aligned}
 f'_c &= 35 \text{ MPa} \\
 E_c &= 28.433 \text{ GPa} \\
 f'_{ci} &= 24.5 \text{ MPa} & f'_{ci} &= 0.7 * f'_c \\
 E_{ci} &= 23.788 \text{ GPa} \\
 f_y &= 420 \text{ MPa} \\
 E_s &= 200 \text{ GPa} \\
 f_{pu} &= 1860 \text{ MPa} \\
 E_p &= 197.5 \text{ GPa} \\
 f_{py} &= 1674 \text{ MPa} & f_{py} &= 0.9 * f_{pu}
 \end{aligned}$$

3. Solicitaciones

Momentos

Pasamanos	$M_{DCpas} =$	19.2	kN-m
Poste	$M_{DCpost} =$	41.2	kN-m
Acera	$M_{DCa} =$	209.5	kN-m
Bordillo	$M_{DCbor} =$	187.5	kN-m
Total vereda	$M_{DCvereda} =$	457.4	kN-m
Losa	$M_{DClosa} =$	912.5	kN-m
Viga	$M_{DCV} =$	1200.0	kN-m
Diafragma	$M_{DCdiaf} =$	126.3	kN-m
Rodadura	$M_{DW} =$	213.9	kN-m
Peatonal	$M_{PL} =$	225.0	kN-m
Carril de diseño	$M_{CC} =$	598.4	kN-m
Camión de diseño	$M_{LL} =$	1354.2	kN-m

4. Esfuerzos límites

Estadio 2 (t = 0)

Fibra superior	$f_{ti} = 0.25 * \sqrt{f'_{ci}}$	$f_{ti} =$	1.24	MPa	Tracción
Fibra inferior	$f_{ci} = 0.6 * f'_{ci}$	$f_{ci} =$	-14.70	MPa	Compresión

Estadio 4 (t = ∞)

Fibra superior	$f_{cs} = 0.45 * f'_c$	$f_{cs} =$	-15.75	MPa	Compresión
Fibra inferior	$f_{ts} = 0.5 * \sqrt{f'_c}$	$f_{ts} =$	2.96	MPa	Tracción

Fuerzas en centro luz

$$P_0 = 4787.6 \text{ kN}$$

$$P_e = 4068.4 \text{ kN}$$

5. Verificación

5.1. (t = 0) Presforzado y viga

Fibra superior

$$f_{10} = -\frac{P_0}{A_0} + \frac{(P_0 * e_0) * c_{10}}{I_0} - \frac{M_{DCV} * c_{10}}{I_0} \leq f_{ti}$$

Fibra inferior

$$f_{20} = -\frac{P_0}{A_0} - \frac{(P_0 * e_0) * c_{20}}{I_0} + \frac{M_{DCV} * c_{20}}{I_0} \geq f_{ci}$$

$f_{10} =$	-1.65	MPa	\leq	1.24	MPa	Cumple
$f_{20} =$	-13.59	MPa	\geq	-14.70	MPa	Cumple

5.2. (t = intermedio) Presforzado, viga, losa y diafragmas

Fibra superior

$$f_{1\infty} = -\frac{P_e}{A_0} + \frac{(P_0 * e_0) * c_{10}}{I_0} - \frac{(M_{DCV} + M_{DClosa} + M_{DCdiaf}) * c_{10}}{I_0} \geq f_{cs}$$

Fibra inferior

$$f_{2\infty} = -\frac{P_e}{A_0} - \frac{(P_0 * e_0) * c_{20}}{I_0} + \frac{(M_{DCV} + M_{DClosa} + M_{DCdiaf}) * c_{20}}{I_0} \leq f_{ts}$$

$f_{1\infty} =$	-6.03	MPa	\geq	-15.75	MPa	Cumple
$f_{2\infty} =$	-6.86	MPa	\leq	2.96	MPa	Cumple

5.3. (t = intermedio) Presforzado, viga, losa, diafragmas y vereda

Fibra superior

$$f_{1\infty} = -\frac{P_e}{A_0} + \frac{(P_0 * e_0) * c_{10}}{I_0} - \frac{(M_{DCV} + M_{DClosa} + M_{DCdiaf}) * c_{10}}{I_0} - \frac{(M_{DCvereda}) * c_{1\infty}}{I_{\infty}}$$

Fibra inferior

$$f_{2\infty} = -\frac{P_e}{A_0} - \frac{(P_0 * e_0) * c_{20}}{I_0} + \frac{(M_{DCV} + M_{DClosa} + M_{DCdiaf}) * c_{20}}{I_0} + \frac{(M_{DCvereda}) * c_{2\infty}}{I_{\infty}} \leq f_{ts}$$

$f_{1\infty} =$	-6.75	MPa	\geq	-15.75	MPa	Cumple
$f_{2\infty} =$	-5.65	MPa	\leq	2.96	MPa	Cumple

5.4. (t = ∞) Presforzado, viga, losa, diafragmas, vereda, rodadura y carga viva

Fibra superior

$$f_{1\infty} = -\frac{P_e}{A_0} + \frac{(P_0 * e_0) * c_{10}}{I_0} - \frac{(M_{DCV} + M_{DClosa} + M_{DCdiaf}) * c_{10}}{I_0} - \frac{(M_{DCvereda} + M_{DW} + M_{PL} + M_{CC} + M_{LL}) * c_{1\infty}}{I_{\infty}} \geq f_{cs}$$

Fibra inferior

$$f_{2\infty} = -\frac{P_e}{A_0} - \frac{(P_0 * e_0) * c_{20}}{I_0} + \frac{(M_{DCV} + M_{DClosa} + M_{DCdiaf}) * c_{20}}{I_0} + \frac{(M_{DCvereda} + M_{DW} + M_{PL} + M_{CC} + M_{LL}) * c_{2\infty}}{I_{\infty}} \leq f_{ts}$$

$f_{1\infty} =$	-6.75	MPa	\geq	-15.75	MPa	Cumple
$f_{2\infty} =$	0.73	MPa	\leq	2.96	MPa	

Revisión de Deflexión y Contraflecha

Control de deflexiones en Estado Límite de Servicio

Momento en el centro de la viga

$$P_e = 4068.4 \text{ kN}$$

$$e_{\infty} = 0.907 \text{ m}$$

$$M_e = P_e * e_{\infty}$$

$$M_e = 3691.4 \text{ kN-m}$$

Cargas de servicio

Pasamanos

$$DC_{pas} = 0.25 \text{ kN/m}$$

Poste

$$DC_{post} = 0.53 \text{ kN/m}$$

Acera

$$DC_a = 2.68 \text{ kN/m}$$

Bordillo

$$DC_{bor} = 2.40 \text{ kN/m}$$

Losa

$$DC_{losa} = 11.68 \text{ kN/m}$$

Viga

$$DC_{VCL} = 15.15 \text{ kN/m}$$

Diafragma

$$DC_{diaf} = 1.192 \text{ kN}$$

Carga de rodadura

$$DW = 2.74 \text{ kN/m}$$

Total de cargas

$$Q = 36.61 \text{ kN/m}$$

Contraflecha debida al presfuerzo

$$E_{cc} = 28.43 \text{ GPa}$$

$$L = 25 \text{ m}$$

$$I_{\infty} = 0.426 \text{ m}^4$$

$$\Delta_P = \frac{5 * M_e * L^2}{48 * E_{ce} * I_{\infty}}$$

"Wai Fah Chen"

$$\Delta_P = 25.07 \text{ mm}$$

Flecha debida a las cargas de servicio

$$\Delta_G = \frac{5 * Q * L^4}{384 * E_{ce} * I_{\infty}}$$

$$\Delta_G = 14.99 \text{ mm}$$

Flecha debida a la carga vehicular

$$\Delta_{LL+IM} = 10.00 \text{ mm}$$

Verificación

$$\Delta_P \geq \Delta_G + \Delta_{LL+IM}$$

$$\Delta_P = 25.07 \text{ mm} \geq \Delta_P + \Delta_{LL+IM} = 24.99 \text{ mm} \quad \text{Cumple}$$

1. Solicitaniones

Pasamanos	$M_{DCpas} = 19.2$	kN-m
Poste	$M_{DCpost} = 41.2$	kN-m
Acera	$M_{DCa} = 209.5$	kN-m
Bordillo	$M_{DCbor} = 187.5$	kN-m
Losa	$M_{DClosa} = 912.5$	kN-m
Viga	$M_{DCV} = 1200.0$	kN-m
Diafragma	$M_{DCdiaf} = 126.3$	kN-m
Toral peso propio	$M_{DC} = 2696.1$	kN-m
Rodadura	$M_{DW} = 213.9$	kN-m
Peatonal	$M_{PL} = 225.0$	kN-m
Carril de diseño	$M_{CC} = 598.4$	kN-m
Camión de diseño	$M_{LL} = 1354.2$	kN-m

Momento de diseño

En el **Art. 3.6.2.1**, nos dice que los efectos estáticos del camión o tandem de diseño se los afecta por el incremento por carga dinámica.

$$\eta = 1 \quad \text{puente convencional}$$

Resistencia I

$$M_U = \eta * [1.25 * M_{DC} + 1.5 * M_{DW} + 1.75 * (1.33 * M_{LL} + M_{CC} + M_{PL})]$$

$$M_U = 8283.8 \text{ kN-m}$$

2. Verificar condicionante

En el **Art. 5.7.3.1.1**, nos dice que se pueden utilizar la ecuaciones que se muestran a continuación de la tensión media en el acero de pretensado (f_{pe}), si:

$$f_{pe} \geq 0,5 * f_{pu}$$

Si:

$$f_{pe} = 1145.0 \text{ MPa} \quad \geq \quad 0.5 * f_{pu} = 930.0 \text{ MPa} \quad \text{Cumple}$$

Se procede a verificar los momento en la fibra en tracción, primeramente solo con la armadura de presfuerzo, en caso que no verifique se procede a disponer de armadura de refuerzo.

3. Tensión media en el acero de pretensado

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

siendo:

$$k = 2 * \left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}}\right)$$

Para comportamiento de sección rectangular:

$$c = \frac{A_{ps} * f_{pu}}{0.85 * f'c * \beta_1 * b + k * A_{ps} * \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

En el **Art. 5.7.2.2**, nos dice que el factor β_1 se deberá tomar como 0,85 para hormigones cuyas resistencias no superan los 28 MPa. Para resistencias mayores que 28 MPa, a β_1 se le deberá aplicar una reducción de 0,05 por cada 7 MPa de resistencia en exceso de 28 MPa, excepto que β_1 no podrá ser menor que 0,65.

Datos:

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0.80 \\ f_{pu} &= 1860 \text{ MPa} & k &= 0.28 \\ f_{py} &= 1674 \text{ MPa} \\ f'_c &= 35 \text{ MPa} & c &= 13.46 \text{ cm} \\ b &= 2014 \text{ mm} \\ A_{ps} &= 3553 \text{ mm}^2 & f_{ps} &= 1815.4 \text{ MPa} \\ d_p &= 1573 \text{ mm} \end{aligned}$$

4. Momento nominal

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

Donde:

$$\begin{aligned} a &= c * \beta_1 \\ a &= 10.766 \text{ cm} \\ M_n &= 9796.3 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

5. Verificación

$$\varphi = 0.9 \text{ flexion}$$

$$\varphi * M_n \geq M_U$$

$$\varphi * M_n = 8816.7 \text{ kN-m} \quad \geq \quad M_U = 8283.8 \text{ kN-m} \quad \text{Cumple}$$

En Resistencia I, es suficiente con la armadura de presforzado para poder resistir la flexión, pero, se deberá considerar de disponer armadura mínima de refuerzo.

6. Límites para las armaduras

6.1. Armadura mínima

Según el **Art. 5.7.3.3.2**

a) momento mínimo 1

$$M_{min1} = 1.2 * M_{cr} = 1.2 * \left[S_{2\infty} * (f_r + f_{cpe}) - M_{dnc} * \left(\frac{S_{2\infty}}{S_{nc}} - 1 \right) \right] \leq 1.2$$

Donde:

$$\begin{aligned} S_{2\infty} &= 0.375 \text{ m}^3 & f_r &= 0.63 * \sqrt{f'_c} \\ f_r &= 3.7 \text{ MPa} \\ M_{dnc} &= 1038.8 \text{ kN-m} & f_{cpe} &= -\frac{P_e}{A_0} - \frac{(P_e * e_0) * c_{20}}{I_0} \\ S_{nc} &= 0.263 \text{ m}^3 & f_{cpe} &= -15.5 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$M_{min1} = 8113.0 \text{ kN-m}$$

b) momento mínimo 2

$$M_{min2} = 1.33 * M_U$$

$$M_{min2} = 11017.5 \text{ kN-m}$$

Se debe elegir el menor valor, el cual es:

$$M_{\min} = 8113.0 \text{ kN-m}$$

6.1.1. Verificación

$$\varphi = 0.9 \text{ flexion}$$

$$\varphi * M_n \geq M_{\min}$$

$$\varphi * M_n = 8816.7 \text{ kN-m} \geq M_{\min} = 8113.0 \text{ kN-m} \quad \text{Cumple}$$

En Resistencia I, se comprueba que es suficiente con la armadura de presfuerzo para resistir la tracción mínima.

Se dispondrá la siguiente armadura para poder controlar la fisuración y poder amarrar los estribos

Usar: 4Ø12

6.2. Armadura maxima

Debe cumplir la siguiente condición, según el Art. 5.7.3.3.1

$$\frac{c}{d_e} \leq 0.42$$

Siendo:

$$d_p = d_e = 1573 \text{ mm}$$

$$c/d_e = 0.09 \leq 0.42 \quad \text{Cumple}$$

6.3. Armadura para limitar la fisuración

En el Art. 5.7.3.4, nos dice que si la profundidad efectiva, (d_e), de un elemento de hormigón no pretensado o parcialmente pretensado es mayor que 900 mm, se deberá distribuir uniformemente armadura superficial en ambas caras del elemento en una distancia $d/2$ más próxima de la armadura de tracción por flexión. En cada cara lateral el área de armadura superficial A_{sk} , mm²/mm de altura.

$$A_{sk} \geq 0.001 * (d_e - 760) \leq \frac{A_{ps} + A_s}{1200}$$

$$d_p = d_e = 1373 \text{ mm}$$
$$900$$

$$A_{sk} = 0.61 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_{sk} = 613 \text{ mm}^2$$

Disponiendo:

$$N^{\circ} \text{ barras} = 8$$

$$\varnothing = 10 \text{ mm}$$

$$A_f = 628 \text{ mm}^2$$

6.3.1. Verificación

$$A_f \geq A_{sk}$$

$$A_f = 628 \text{ mm}^2 \geq A_{sk} = 613 \text{ mm}^2 \quad \text{Cumple}$$

Usar: 8Ø10 c/cara

1. Diseño a corte

La verificación a cortante, como se lo propuso al momento de hallar las solicitaciones máximas, se lo realizará a una distancia $h/2$, donde se encuentra la sección ensanchada, y a una distancia h , donde se encuentra la misma sección que para centro luz.

2. Solicitaciones máximas

Elementos	Denominación	Sección (h/2) kN	Sección (h) kN
Pasamanos	V_{DCpas}	2.87	2.67
Poste	V_{DCpost}	6.16	5.74
Acera	V_{DCa}	31.38	29.23
Bordillo	V_{DCbor}	28.08	26.16
Losa	V_{DClosa}	136.66	127.31
Viga	V_{DCV}	187.52	165.14
Diafragma	V_{DCdiaf}	14.90	14.90
Peso Propio	V_{DC}	407.57	371.16
Rodadura	V_{DW}	32.03	29.84
Peatonal	V_{PL}	33.70	31.39
Carril de diseño	V_{CC}	104.09	97.32
Camión de diseño	V_{LL}	265.28	255.34

3. Diseño para la sección (h/2)

Cortante de diseño

En el Art. 3.6.2.1, nos dice que los efectos estáticos del camión o tandem de diseño se los afecta por el incremento por carga dinámica.

$$\eta = 1 \quad \text{puente convencional}$$

Resistencia I

$$V_U = \eta * [1.25 * V_{DC} + 1.5 * V_{DW} + 1.75 * (1.33 * V_{LL} + V_{CC} + V_{PL})]$$

$$V_{U(h/2)} = 1416.1 \text{ kN}$$

Altura de corte efectiva

$$d_e = 1573 \text{ mm}$$

$$a = 107.66 \text{ mm}$$

$$h = 1800 \text{ mm}$$

$$d_v = d_e - \frac{a}{2}$$

$$d_v = 1519 \text{ mm}$$

$$d_v = 0.9 * d_e$$

$$d_v = 1415 \text{ mm}$$

$$d_v = 0.72 * h$$

$$d_v = 1296 \text{ mm}$$

El mayor es:

$$d_v = 1519 \text{ mm}$$

Resistencia nominal al corte por aplastamiento del H°

Ec. 5.8.3.3-2

$$b = 0.70 \text{ m}$$

$$d_v = 1.52 \text{ m}$$

$$\phi = 0.9 \text{ Corte}$$

$$V_n = 0.25 * f'_c * b * d_v$$

$$V_n = 9301.8 \text{ kN}$$

Resistencia nominal al corte por tracción del H°

Ec. 5.8.3.3-3

$$V_c = 0.083 * \beta * \sqrt{f'_c} * b * d_v$$

De acuerdo al Art. 5.8.3.4.1, de la norma, se puede adoptar el siguiente valor para β

$$\beta = 2$$

$$V_c = 1044.0 \text{ kN}$$

Componente vertical de la fuerza de presforzado

$$\alpha_{(h/2)} = 0.098 \text{ rad}$$

$$f_{pe(h/2)} = 1091.7 \text{ MPa}$$

$$A_{Tor} = 3553.2 \text{ mm}^2$$

$$P_e = 3879.1 \text{ kN}$$

$$V_p = P_e * \text{sen}(\alpha)$$

$$V_p = 377.9 \text{ kN}$$

Para verificar que el elemento no necesita estribos, la norma en el Art. 5.8.2.4, plantea la siguiente ecuación.

$$V_U < 0.5 * \Phi * (V_p + V_c)$$

$$\phi = 0.9 \text{ Corte}$$

$$1416.1 < 639.8 \text{ Necesita estribos}$$

Resistencia de armadura necesaria

$$V_{S nec} = \frac{V_U}{\Phi} - V_c - V_p$$

$$V_{S nec} = 151.5 \text{ kN}$$

Máxima separación de estribos

En el Art. 5.8.2.7, indica que, la separación de la armadura transversal no deberá ser mayor que la máxima separación admisible, s_{max} , determinada de la siguiente manera:

a) Si : $V_u < 0.125 * f'_c$ entonces $s_{max} = 0.8 * d_v \leq 0.6 \text{ m}$

b) Si : $V_u \geq 0.125 * f'_c$ entonces $s_{max} = 0.4 * d_v \leq 0.3 \text{ m}$

Donde:

V_u = tensión de corte

$$V_u = \frac{V_U - \Phi V_p}{\Phi * b * d_v}$$

Ec. 5.8.2.9-1

$$V_u = 1124.6 \text{ kN/m}^2$$

$$0.125 * f'_c = 4375 \text{ kN/m}^2$$

Verificando se tiene:

$$V_u < 0.125 * f'_c$$

$$V_u = 1124.6 \text{ kN} < 0.125 f'_c = 4375.0 \text{ kN-m} \text{ Cumple}$$

Por lo tanto la s_{max} será:

$$s_{max} = 0.8 * d_v \leq 600 \text{ mm}$$

$$s_{max} = 1215 \text{ mm}$$

Mínima armadura de estibos

Ec. 5.8.2.5-1

Adoptando:

$$s = 100 \text{ mm}$$

Obteniendo una fuerza de:

$$A_v \geq 0.083 * \sqrt{f'_c} * \frac{b * s}{f_y}$$

$$A_v = 81.8 \text{ mm}^2$$

$$V_{sv} = \frac{A_v * f_y * d_v}{sep}$$

$$V_{sv} = 486.7 \text{ kN}$$

Verificando que:

$$V_s > V_{S_{nec}}$$

$$V_{sv} = 486.7 \text{ kN} > V_{S_{nec}} = 151.5 \text{ kN} \quad \text{Cumple}$$

V_{sv} , es mayor a $V_{S_{nec}}$, por tanto se dispondrá una armadura que cumpla con la mínima armadura de estibos y a esta armadura se sumará la armadura que saldrá del cálculo para armadura de desgarramiento en los anclajes.

Disponiendo:

$$\emptyset = 10 \text{ mm}$$

$$A = \frac{\pi * \emptyset^2}{4}$$

$$A = 157.1 \text{ mm}^2$$

Verificando que:

$$A > A_v$$

$$A = 157.1 \text{ mm}^2 > A_v = 81.8 \text{ mm}^2 \quad \text{Cumple}$$

Usar: 2Ø10 c/10

4. Diseño para la sección (h)

Cortante de diseño

$$\eta = 1 \text{ puente convencional}$$

Resistencia I

$$V_{U(h)} = 1328.3 \text{ kN}$$

Resistencia nominal al corte por aplastamiento del H°

Ec. 5.8.3.3-2

$$b = 0.20 \text{ m}$$

$$d_v = 1.52 \text{ m}$$

$$\phi = 0.9 \text{ Corte}$$

$$V_n = 0.25 * f'_c * b * d_v$$

$$V_n = 2657.7 \text{ kN}$$

Resistencia nominal al corte por tracción del H°

Ec. 5.8.3.3-3

$$V_c = 0.083 * \beta * \sqrt{f'_c} * b * d_v$$

De acuerdo al Art. 5.8.3.4.1, de la norma, se puede adoptar el siguiente valor para β

$$\beta = 2$$

$$V_c = 298.3 \text{ kN}$$

Componente vertical de la fuerza de presforzado

$$\alpha_{(h)} = 0.091 \text{ rad}$$

$$f_{pe(h)} = 1095.4 \text{ MPa}$$

$$A_{Tor} = 3553.2 \text{ mm}^2$$

$$P_e = 3892 \text{ kN}$$

$$V_p = P_e * \text{sen}(\alpha)$$

$$V_p = 353.3 \text{ kN}$$

Para verificar que el elemento no necesita estribos, la norma en el **Art. 5.8.2.4**, plantea la siguiente ecuación.

$$V_U < 0.5 * \Phi * (V_P + V_C)$$

$$\phi = 0.9 \quad \text{Corte} \quad 1328.3 < 293.2 \quad \text{Necesita estribos}$$

Resistencia de armadura necesaria

$$V_{S nec} = \frac{V_U}{\Phi} - V_C - V_P$$

$$V_{S nec} = 824.28 \text{ kN}$$

Máxima separación de estribos

En el **Art. 5.8.2.7**, indica que, la separación de la armadura transversal no deberá ser mayor que la máxima separación admisible, s_{max} , determinada de la siguiente manera:

- a) Si : $V_u < 0.125 * f'_c$ entonces $s_{max} = 0.8 * d_v \leq 0.6 m$
 b) Si : $V_u \geq 0.125 * f'_c$ entonces $s_{max} = 0.4 * d_v \leq 0.3 m$

Donde:

V_u = tensión de corte

$$V_u = \frac{V_U - \Phi V_P}{\Phi * b * d_v}$$

Ec. 5.8.2.9-1

$$V_u = 3695.9 \text{ kN/m}^2$$

$$0.125 * f'_c = 4375 \text{ kN/m}^2$$

Verificando se tiene:

$$V_u < 0.125 * f'_c$$

$$V_u = 3695.9 \text{ kN} < 0.125 f'_c = 4375.0 \text{ kN-m} \quad \text{Cumple}$$

Por lo tanto la s_{max} será:

$$s_{max} = 0.8 * d_v \leq 600 \text{ mm}$$

$$s_{max} = 1215 \text{ mm}$$

Mínima armadura de estribos

Ec. 5.8.2.5-1

$$A_v \geq 0.083 * \sqrt{f'_c} * \frac{b * s}{f_y}$$

Adoptando:

$$s = 120 \text{ mm}$$

$$A_v = 28.1 \text{ mm}^2$$

Obteniendo una fuerza de:

$$V_{Sv} = \frac{A_v * f_y * d_v}{sep}$$

$$V_{Sv} = 149.1 \text{ kN}$$

Verificando que:

$$V_S > V_{S nec}$$

$$V_{Sv} = 149.1 \text{ kN} > V_{S nec} = 824.3 \text{ kN} \quad \text{No cumple}$$

V_{Sv} , es menor a $V_{S nec}$, por tanto se dispondrá una armadura necesaria.

Resistencia de armadura disponible

$$\begin{aligned} \emptyset &= 10 \text{ mm} \\ A_v &= 157.08 \text{ mm}^2 \\ f_y &= 420 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$V_S = \frac{A_v * f_y * d_v}{sep}$$

$$V_S = 834.9 \text{ kN}$$

Condición

$$V_S = 834.9 \text{ kN} \quad V_S > V_{S_{nec}} > V_{S_{nec}} = 824.3 \text{ kN} \quad \text{Cumple}$$

Usar: 2Ø10 c/12

5. Diseño para la sección (0.1*L)

Cortante de diseño

$$0.1*L = 2.5 \text{ m} \quad V_{U(0.1*L)} = 1243.2 \text{ kN}$$

Componente vertical de la fuerza de presforzado

$$\begin{aligned} \alpha_{(h)} &= 0.083 \text{ rad} \\ f_{pc(h)} &= 1099.5 \text{ MPa} \\ A_{Tor} &= 3553.2 \text{ mm}^2 \\ P_e &= 3906.6 \text{ kN} \end{aligned} \quad \begin{aligned} V_p &= P_e * \text{sen}(\alpha) \\ V_p &= 325.4 \text{ kN} \end{aligned}$$

Para verificar que el elemento no necesita estribos, la norma en el **Art. 5.8.2.4**, plantea la siguiente ecuación.

$$V_U < 0.5 * \Phi * (V_p + V_c)$$

$$\phi = 0.9 \text{ Corte} \quad 1243.2 < 280.7 \text{ Necesita estribos}$$

Resistencia de armadura necesaria

$$\begin{aligned} V_{S_{nec}} &= \frac{V_U}{\Phi} - V_c - V_p \\ V_{S_{nec}} &= 757.7 \text{ kN} \end{aligned}$$

Máxima separación de estribos

Tensión de corte

Ec. 5.8.2.9-1

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{V_U - \Phi V_p}{\Phi * b * d_v} \\ V_u &= 3476.7 \text{ kN/m}^2 \\ 0.125 * f'_c &= 4375 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Verificando se tiene:

$$V_u < 0.125 * f'_c$$

$$V_u = 3476.7 \text{ kN} < 0.125f'_c = 4375.0 \text{ kN-m} \quad \text{Cumple}$$

Por lo tanto la s_{max} será:

$$\begin{aligned} S_{max} &= 0.8 * d_v \leq 600 \text{ mm} \\ S_{max} &= 1215 \text{ mm} \end{aligned}$$

Mínima armadura de estibos

Ec. 5.8.2.5-1

Adoptando:

$$s = 130 \text{ mm}$$

Obteniendo una fuerza de:

$$\begin{aligned} A_v &\geq 0.083 * \sqrt{f'_c} * \frac{b * s}{f_y} \\ A_v &= 30.4 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{Sv} &= \frac{A_v * f_y * d_v}{sep} \\ V_{Sv} &= 149.1 \text{ kN} \end{aligned}$$

Verificando que:

$$V_{Sv} = 149.1 \text{ kN} \quad V_S > V_{S_{nec}} > V_{S_{nec}} = 757.7 \text{ kN} \quad \text{No cumple}$$

V_{Sv} , es menor a $V_{S_{nec}}$, por tanto se dispondrá una armadura necesaria.

Resistencia de armadura disponible

$$\begin{aligned} \emptyset &= 10 \text{ mm} \\ A_v &= 157.08 \text{ mm}^2 \\ f_y &= 420 \text{ MPa} \end{aligned} \quad V_S = \frac{A_v * f_y * d_v}{sep}$$
$$V_S = 770.7 \text{ kN}$$

Condición

$$V_{Sv} = 770.7 \text{ kN} \quad V_S > V_{S_{nec}} > V_{S_{nec}} = 757.7 \text{ kN} \quad \text{Cumple}$$

Usar: 2Ø10 c/13

6. Diseño para la sección (0.2*L)

Cortante de diseño

$$0.2*L = 5 \text{ m} \quad V_{U(0.2*L)} = 1007.1 \text{ kN}$$

Componente vertical de la fuerza de presforzado

$$\begin{aligned} \alpha_{(h)} &= 0.063 \text{ rad} \\ f_{pc(h)} &= 1110.8 \text{ MPa} \\ A_{Tor} &= 3553.2 \text{ mm}^2 \\ P_e &= 3947 \text{ kN} \end{aligned} \quad \begin{aligned} V_P &= P_e * \text{sen}(\alpha) \\ V_p &= 246.7 \text{ kN} \end{aligned}$$

Para verificar que el elemento no necesita estribos, la norma en el **Art. 5.8.2.4**, plantea la siguiente ecuación.

$$\phi = 0.9 \text{ Corte} \quad V_U < 0.5 * \Phi * (V_P + V_C)$$
$$1007.1 < 245.2 \quad \text{Necesita estribos}$$

Resistencia de armadura necesaria

$$V_{S_{nec}} = \frac{V_U}{\Phi} - V_C - V_P$$
$$V_{S_{nec}} = 574.0 \text{ kN}$$

Máxima separación de estribos

Tensión de corte

Ec. 5.8.2.9-1

$$V_u = \frac{V_U - \Phi V_P}{\Phi * b * d_v}$$
$$V_u = 2871.9 \text{ kN/m}^2$$
$$0.125 * f'_c = 4375 \text{ kN/m}^2$$

Verificando se tiene:

$$V_u < 0.125 * f'_c$$
$$V_u = 2871.9 \text{ kN} < 0.125f'_c = 4375.0 \text{ kN-m} \quad \text{Cumple}$$

Por lo tanto la s_{max} será:

$$S_{max} = 0.8 * d_v \leq 600 \text{ mm}$$
$$s_{max} = 1215 \text{ mm}$$

Mínima armadura de estibos

Ec. 5.8.2.5-1

Adoptando:

$$s = 170 \text{ mm}$$

$$A_v \geq 0.083 * \sqrt{f'_c} * \frac{b * s}{f_y}$$

$$A_v = 39.8 \text{ mm}^2$$

Obteniendo una fuerza de:

$$V_{Sv} = \frac{A_v * f_y * d_v}{sep}$$

$$V_{Sv} = 149.1 \text{ kN}$$

Verificando que:

$$V_{Sv} = 149.1 \text{ kN} < V_{S_{nec}} = 574.0 \text{ kN} \quad \text{No cumple}$$

V_{Sv} , es menor a $V_{S_{nec}}$, por tanto se dispondrá una armadura necesaria.

Resistencia de armadura disponible

$$\emptyset = 10 \text{ mm}$$

$$A_v = 157.08 \text{ mm}^2$$

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

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d_v}{sep}$$

$$V_s = 589.4 \text{ kN}$$

Condición

$$V_{Sv} = 589.4 \text{ kN} > V_{S_{nec}} = 574.0 \text{ kN} \quad \text{Cumple}$$

Usar: 2Ø10 c/17

7. Diseño para la sección (0.3*L)

Cortante de diseño

$$0.3*L = 7.5 \text{ m}$$

$$V_{U(0.3*L)} = 770.9 \text{ kN}$$

Componente vertical de la fuerza de presforzado

$$\alpha_{(h)} = 0.042 \text{ rad}$$

$$f_{pe(h)} = 1122.2 \text{ MPa}$$

$$A_{Tor} = 3553.2 \text{ mm}^2$$

$$P_e = 3987.5 \text{ kN}$$

$$V_p = P_e * \text{sen}(\alpha)$$

$$V_p = 166.2 \text{ kN}$$

Para verificar que el elemento no necesita estribos, la norma en el Art. 5.8.2.4, plantea la siguiente ecuación.

$$V_U < 0.5 * \Phi * (V_p + V_c)$$
$$\phi = 0.9 \text{ Corte} \quad 770.9 < 209.0 \quad \text{Necesita estribos}$$

Resistencia de armadura necesaria

$$V_{S_{nec}} = \frac{V_U}{\Phi} - V_c - V_p$$

$$V_{S_{nec}} = 392.1 \text{ kN}$$

Máxima separación de estribos

Tensión de corte

Ec. 5.8.2.9-1

$$V_u = \frac{V_U - \Phi V_p}{\Phi * b * d_v}$$

$$V_u = 2272.9 \text{ kN/m}^2$$

$$0.125 * f'_c = 4375 \text{ kN/m}^2$$

Verificando se tiene:

$$V_u = 2272.9 \text{ kN} \quad V_u < 0.125 * f'_c < 0.125f'_c = 4375.0 \text{ kN-m} \quad \text{Cumple}$$

Por lo tanto la s_{max} será:

$$s_{max} = 0.8 * d_v \leq 600 \text{ mm}$$

$$s_{max} = 1215 \text{ mm}$$

Mínima armadura de estibos

Ec. 5.8.2.5-1

Adoptando:

$$s = 220 \text{ mm}$$

$$A_v \geq 0.083 * \sqrt{f'_c} * \frac{b * s}{f_y}$$

$$A_v = 51.4 \text{ mm}^2$$

Obteniendo una fuerza de:

$$V_{Sv} = \frac{A_v * f_y * d_v}{sep}$$

$$V_{Sv} = 149.1 \text{ kN}$$

Verificando que:

$$V_{Sv} = 149.1 \text{ kN} \quad V_S > V_{S nec} > V_{S nec} = 392.1 \text{ kN} \quad \text{No cumple}$$

V_{Sv} , es menor a $V_{S nec}$, por tanto se dispondrá una armadura necesaria.

Resistencia de armadura disponible

$$\emptyset = 10 \text{ mm}$$

$$A_v = 157.08 \text{ mm}^2$$

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

$$V_S = \frac{A_v * f_y * d_v}{sep}$$

$$V_S = 455.4 \text{ kN}$$

Condición

$$V_{Sv} = 455.4 \text{ kN} \quad V_S > V_{S nec} > V_{S nec} = 392.1 \text{ kN} \quad \text{Cumple}$$

Usar: 2Ø10 c/22

8. Diseño para la sección (0.4*L)

Cortante de diseño

$$0.4*L = 10 \text{ m} \quad V_{U(0.4*L)} = 516.1 \text{ kN}$$

Componente vertical de la fuerza de presforzado

$$\alpha_{(h)} = 0.021 \text{ rad}$$

$$f_{pe(h)} = 1133.6 \text{ MPa}$$

$$A_{Tor} = 3553.2 \text{ mm}^2$$

$$P_e = 4027.9 \text{ kN}$$

$$V_p = P_e * \text{sen}(\alpha)$$

$$V_p = 84.0 \text{ kN}$$

Para verificar que el elemento no necesita estribos, la norma en el Art. 5.8.2.4, plantea la siguiente ecuación.

$$\phi = 0.9 \text{ Corte} \quad V_U < 0.5 * \Phi * (V_p + V_c)$$

$$516.1 < 172.0 \quad \text{Necesita estribos}$$

Resistencia de armadura necesaria

$$V_{S_{nec}} = \frac{V_U}{\Phi} - V_c - V_P$$
$$V_{S_{nec}} = 191.2 \text{ kN}$$

Máxima separación de estribos

Tensión de corte

Ec. 5.8.2.9-1

$$V_u = \frac{V_U - \Phi V_P}{\Phi * b * d_v}$$
$$V_u = 1611.6 \text{ kN/m}^2$$
$$0.125 * f'_c = 4375 \text{ kN/m}^2$$

Verificando se tiene:

$$V_u < 0.125 * f'_c$$
$$V_u = 1611.6 \text{ kN} < 0.125 f'_c = 4375.0 \text{ kN-m} \quad \text{Cumple}$$

Por lo tanto la s_{max} será:

$$s_{max} = 0.8 * d_v \leq 600 \text{ mm}$$
$$s_{max} = 1215 \text{ mm}$$

Mínima armadura de estibos

Ec. 5.8.2.5-1

Adoptando:

$$s = 300 \text{ mm}$$

$$A_v \geq 0.083 * \sqrt{f'_c} * \frac{b * s}{f_y}$$
$$A_v = 70.1 \text{ mm}^2$$

Obteniendo una fuerza de:

$$V_{Sv} = \frac{A_v * f_y * d_v}{sep}$$
$$V_{Sv} = 149.1 \text{ kN}$$

Verificando que:

$$V_{Sv} = 149.1 \text{ kN} < V_{S_{nec}} = 191.2 \text{ kN} \quad \text{No cumple}$$

V_{Sv} , es mayor a $V_{S_{nec}}$, por tanto se dispondrá una armadura mínima.

Resistencia de armadura disponible

$$\emptyset = 10 \text{ mm}$$
$$A_v = 157.08 \text{ mm}^2$$
$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$V_S = \frac{A_v * f_y * d_v}{sep}$$
$$V_S = 334.0 \text{ kN}$$

Condición

$$V_S > V_{S_{nec}}$$
$$V_{Sv} = 334.0 \text{ kN} > V_{S_{nec}} = 191.2 \text{ kN} \quad \text{Cumple}$$

Usar: 2Ø10 c/30

Diseño a Torsión

Datos :

Momento torsional factorizado

$$T_{Max} = 468.71 \text{ kN-m}$$

Resistencia cilíndrica a la compresión del concreto

$$f'_c = 35 \text{ MPa} \quad 5.0764 \text{ klb/pulg}^2$$

Esfuerzo de cedencia del acero de refuerzo

$$f_y = 420 \text{ MPa} \quad 60.917 \text{ klb/pulg}^2$$

Condición para considerar los momentos torsionales

Primero se debe verificar la condición que permite determinar si se puede o no obviar el efecto de la torsión. Para ello se procede como se indica a continuación.

Se calcula el área gruesa de la sección transversal de la columna.

$$A_{cp} = 1.569 \text{ m}^2 \quad 2431.3 \text{ pulg}^2$$

Se calcula el perímetro externo de la sección transversal.

$$P_c = 8.548 \text{ m} \quad 336.5 \text{ pulg}$$

A continuación, se calcula el momento torsional de agrietamiento.

$$T_{cr} = 0.125 \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{P_c}$$

$$T_{cr} = 4947.3 \text{ klb-pulg} \quad 570.0 \text{ kN-m}$$

Finalmente se puede realizar la revisión.

$$\phi_t = 0.9 \quad \text{torsión} \quad T_u > 0.25 \phi_t T_{cr}$$

$$T_u = 128.2 \text{ kN-m}$$

$$T_{Max} = 468.7 \text{ kN} > T_u = 128.2 \text{ kN-m} \quad \text{Considerar Torsión}$$

Acero de refuerzo transversal requerido por torsión

Ahora, se estima el acero de refuerzo transversal requerido por torsión, de una rama, por longitud unitaria.

$$\frac{A_t}{s} = \left(\frac{T_n}{2 A_0 f_y} \right) \tan \theta$$

Siendo:

$$\theta = 45^\circ \quad T_n = \frac{T_{Max}}{\phi_t}$$

$$A_0 = 1.490 \text{ m}^2 \quad T_n = 520.8 \text{ kN-m}$$

$$\text{Se tiene:} \quad A_t / s = 0.042 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Recordando que esta cantidad de acero calculada, representa el área requerida por una única rama.

Por lo cual se obtiene un área definida en su disposición de separación provista.

$$s = 10 \text{ cm} \quad A_t = 41.61 \text{ mm}^2$$

Área total de armadura de corte requerida:

$$A_{Sv} = 11.88 \text{ mm}^2 \quad A_T = A_{Sv} + A_{s1} + A_t$$

$$A_{s1} = 91.53 \text{ mm}^2 \quad A_T = 145.01 \text{ mm}^2$$

Verificando area dispuesta de armadura vertical, se tiene:

$$\begin{aligned} \phi_1 &= 10 \text{ mm} \\ \phi_2 &= 12 \text{ mm} \end{aligned} \quad A = \frac{\pi (\phi_1^2 + \phi_2^2)}{4}$$

$$A = 191.64 \text{ mm}^2$$

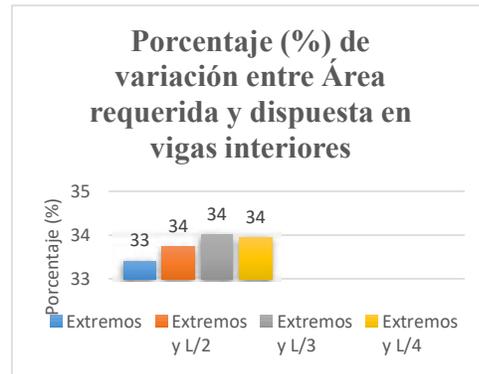
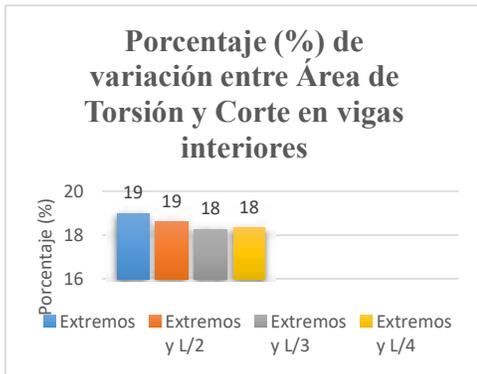
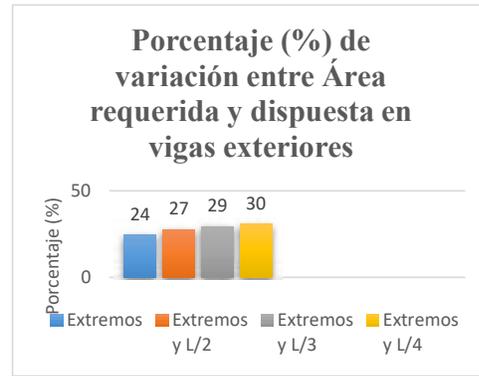
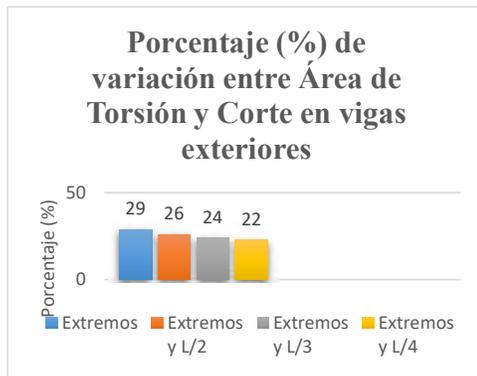
Tablas resumen

Viga exterior					
Referencia	Unidades	Extremos	Extremos y L/2	Extremos y L/3	Extremos y L/4
Torsión de diseño	T_{max} (kN-m)	468.7	403.1	362.0	338.2
Torsión de verificación	T_u (kN-m)	128.2	128.2	128.2	128.2
Condición		<i>Considerar Torsión</i>	<i>Considerar Torsión</i>	<i>Considerar Torsión</i>	<i>Considerar Torsión</i>
Torsión nominal	T_n (kN-m)	520.8	447.8	402.2	375.8
Area necesaria (torsión)	A_t (mm ²)	41.6	35.8	32.1	30.0
Area necesaria (corte)	A_{Sv} (mm ²)	11.9	11.9	11.9	11.9
Area nec. (desgarramiento)	A_{sI} (mm ²)	91.5	91.5	91.5	91.5
	Σ (mm ²) =	145.0	139.2	135.5	133.4
Area ($\phi=10\text{mm}$)	$A_{\phi 10}$ (mm ²)	78.5	78.5	78.5	78.5
Area ($\phi=12\text{mm}$)	$A_{\phi 12}$ (mm ²)	113.1	113.1	113.1	113.1
	Σ (mm ²) =	191.6	191.6	191.6	191.6

Referencia	Unidades	Extremos	Extremos y L/2	Extremos y L/3	Extremos y L/4
Area nec. de torsión	A_t (mm ²)	41.6	35.8	32.1	30.0
Area nec. Corte	A_v (mm ²)	103.4	103.4	103.4	103.4
<i>%acero a torsión del total</i>	(%)	29	26	24	22
Area total requerida	A_{TR} (mm ²)	145.0	139.2	135.5	133.4
Area total dispuesta	A_{TD} (mm ²)	191.6	191.6	191.6	191.6
Porcent. de variación	(%)	24	27	29	30

Viga interior					
Referencia	Unidades	Extremos	Extremos y L/2	Extremos y L/3	Extremos y L/4
Torsión de diseño	T_{max} (kN-m)	272.7	266.0	260.2	261.3
Torsión de verificación	T_u (kN-m)	128.2	128.2	128.2	128.2
Condición		<i>Considerar Torsión</i>	<i>Considerar Torsión</i>	<i>Considerar Torsión</i>	<i>Considerar Torsión</i>
Torsión nominal	T_n (kN-m)	303.0	295.6	289.1	290.3
Area necesaria (torsión)	A_t (mm ²)	24.2	23.6	23.1	23.2
Area necesaria (corte)	A_{Sv} (mm ²)	11.9	11.9	11.9	11.9
Area nec. (desgarramiento)	A_{sI} (mm ²)	91.5	91.5	91.5	91.5
	Σ (mm ²) =	127.6	127.0	126.5	126.6
Area (Ø=10mm)	$A_{Ø10}$ (mm ²)	78.5	78.5	78.5	78.5
Area (Ø=12mm)	$A_{Ø12}$ (mm ²)	113.1	113.1	113.1	113.1
	Σ (mm ²) =	191.6	191.6	191.6	191.6

Referencia	Unidades	Extremos	Extremos y L/2	Extremos y L/3	Extremos y L/4
Area nec. de torsión	A_t (mm ²)	24.2	23.6	23.1	23.2
Area nec. Corte	A_v (mm ²)	103.4	103.4	103.4	103.4
%acero a torsión del total	(%)	19	19	18	18
Area total requerida	A_{TR} (mm ²)	127.6	127.0	126.5	126.6
Area total dispuesta	A_{TD} (mm ²)	191.6	191.6	191.6	191.6
Porcent. de variación	(%)	33	34	34	34



1. Modelos de Bielas y Tirantes

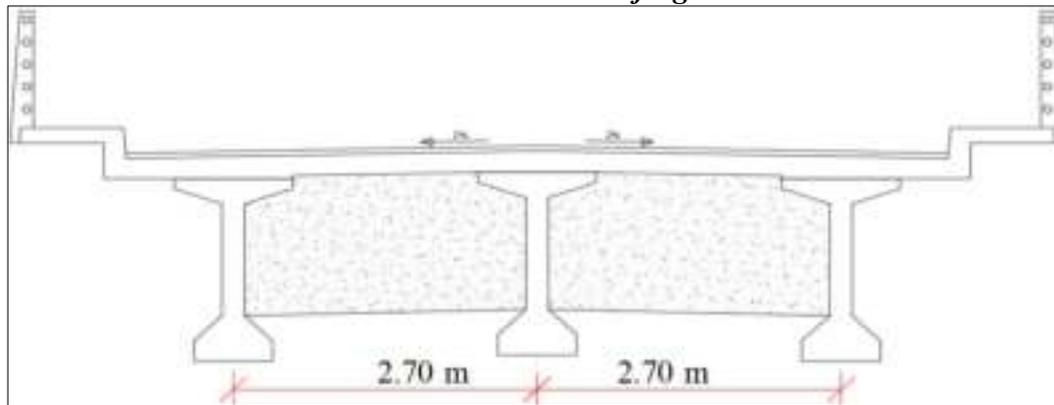
En el **Art. 5.8.1.1**, nos especifica que si se cumplen cualquiera de los siguientes dos casos, se aplica el modelo de bielas y tirantes.

1. Los elementos en los cuales la distancia entre el punto de corte nulo y la cara del apoyo es menor que $2d$ (siendo d , la distancia desde la cara de compresión al centroide del acero de refuerzo de tracción)

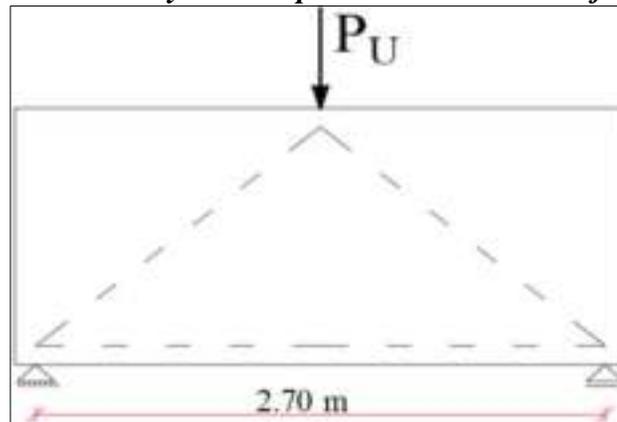
2. Para elementos en los cuales una carga que origine más del 50% de la fuerza cortante en un soporte esté ubicada a una distancia menor que $2d$ hasta la cara del soporte.

A continuación se detalla el diseño del diafragma, como una viga de gran altura, empleando el modelo de bielas y tirantes.

Ubicación de los diafragmas



Modelo de bielas y tirantes para el análisis del diafragma



Materiales

$f_c =$	21	MPa
$f_y =$	420	MPa
$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} =$	24	kN/m ³
$E_s =$	200	GPa

Datos:

$b_{\text{diaf}} =$	0.20	m
$h_{\text{diaf}} =$	1.35	m
$s_{\text{diaf}} =$	2.70	m
$L_{\text{placa}} =$	0.20	m

(Espesor del alma de la viga I)

Cargas

Peso Propio

$$P_{DC} = 17.50 \text{ kN}$$

Camión de diseño

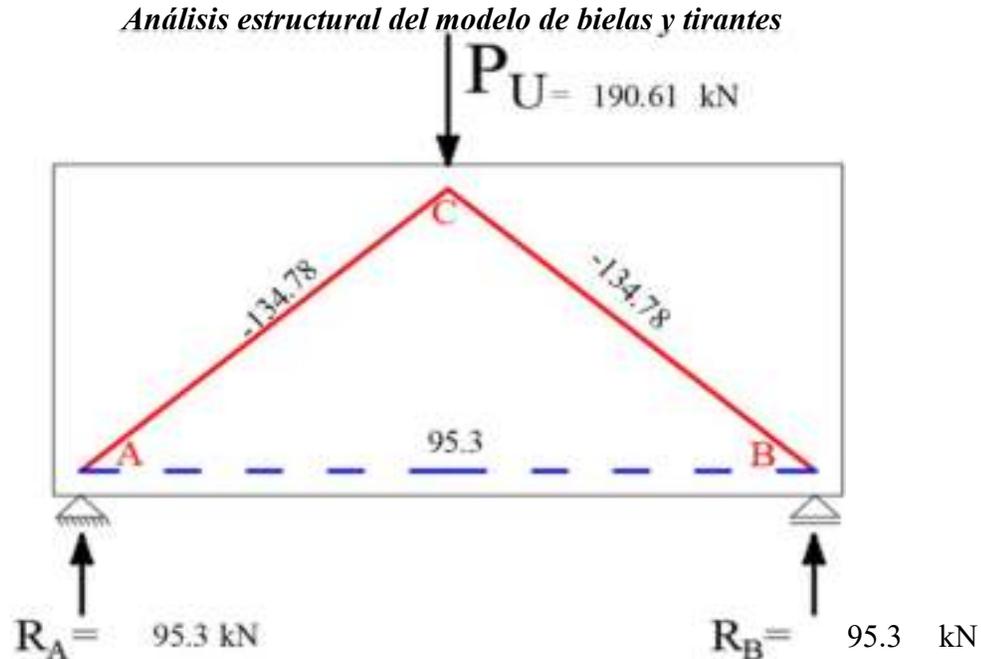
$$P_{LL} = 72.50 \text{ kN}$$

Carga de diseño

$$P_U = \eta * [1.25 * P_{DC} + 1.75 * 1.33 * P_{LL}]$$
$$P_U = 190.61 \text{ kN}$$

2. Analisis Estructural

La siguiente figura muestran los resultados de análisis estructural de la armadura planteada para el modelo de bielas y tirantes



3. Verificación de aplastamiento en los apoyos

En el Art. 5.7.5, nos indica que la resistencia al aplastamiento mayorada se deberá tomar como:

$$P_U \leq P_r$$
$$P_r = \phi P_n$$

Donde: $\phi P_n = \phi * (0.85 * f'_c) * A_1 * m$

P_n = Resistencia nominal al aplastamiento

A_1 = Área debajo del dispositivo de apoyo

m = Factor de modificación, $m=1$ ($A_1=A_2$)

$\phi = 0.7$ (Bielas y Tirantes)

$$P_U \leq \phi * (0.85 * f'_c) * A_1 * 1$$

Se ajusta la ecuación para verificar a través de esfuerzos:

$$\frac{P_U}{A_1} \leq \phi * 0.85 * f'_c$$

Máximo esfuerzo permitido por aplastamiento:

$$\phi * 0.85 * f'_c = 12.50 \text{ MPa}$$

Area de apoyo

$$A_1 \leq b_{diaf} * L_{placa}$$

$$A_1 = 0.04 \text{ m}^2$$

* Verificación de Apoyo C

$$\frac{P_U}{A_1} = 4.77 \text{ MPa} \quad \text{Cumple}$$

* Verificación de Apoyo A y C

$$\frac{R_A}{A_1} = 2.38 \text{ MPa} \quad \text{Cumple}$$

4. Cálculo del área de acero de los tirantes (tensores)

De la condición de resistencia que se debe cumplir en los tirantes traccionados, teniendo la tracción última del análisis podremos igualarla a su ecuación de resistencia y así poder obtener el área de acero requerida para el cumplimiento de resistencia

En el **Art. 5.7.6.1**, nos indica que en los elementos traccionados en su totalidad, la fuerza será resistida por el acero

Dicha condición es la siguiente:

$$P_U \leq P_r$$

$$P_r = \phi P_n$$

Donde:
$$P_U = \phi * f_y * A_{St}$$

A_{St} = Área de acero de refuerzo requerido en el tirante

$$\phi = 0.9 \quad (\text{Tracción en H}^\circ\text{A}^\circ)$$

5. Área de acero de refuerzo en el Tirante A-B

$$T_U = 95.30 \text{ kN}$$

$$A_{St} = \frac{P_U}{\phi * f_y}$$

Disponiendo:

$$A_{St} = 252.12 \text{ cm}^2$$

$$N^\circ_{\text{barras}} = 3$$

$$\phi = 12 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{\pi * \phi^2}{4}$$

$$A_s = 339 \text{ mm}^2$$

Verificación:

$$A_f \geq A_{St}$$

$$A_s = 339 \text{ mm}^2 \geq A_{St} = 252 \text{ mm}^2 \quad \text{Cumple}$$

Usar: 3Ø12

La armadura dispuesta en la parte superior, para el amarrado de estribos serán 2 barras del mismo diámetro que la armadura dispuesta para el momento negativo de la losa del tablero.

Usar: 2Ø12

6. Cálculo del esfuerzo de compresión f_{cu} en zonas nodales

El esfuerzo máximo de compresión que pueden desarrollar las zonas nodales depende del anclaje en las regiones nodales.

En el **Art. 5.6.3.5**, nos indica que a menos que se provea armadura de confinamiento y su efecto se compruebe mediante análisis o ensayos, la tensión de compresión del hormigón en las zonas nodales de la biela no deberá ser mayor que:

* Para regiones nodales limitadas por bielas comprimidas y áreas de apoyo

$$\begin{aligned} \emptyset &= 0.7 & f_{cu} &= \emptyset * 0.85 * f'_c \\ & & f_{cu} &= 12.50 \text{ MPa} \end{aligned}$$

* Para regiones nodales que anclan tirantes traccionados en una dirección

$$\begin{aligned} \emptyset &= 0.7 & f_{cu} &= \emptyset * 0.75 * f'_c \\ & & f_{cu} &= 11.03 \text{ MPa} \end{aligned}$$

* Para regiones nodales que anclan tirantes traccionados en más de una dirección

$$\begin{aligned} \emptyset &= 0.7 & f_{cu} &= \emptyset * 0.65 * f'_c \\ & & f_{cu} &= 9.56 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Los valores de esfuerzos máximos de compresión en las zonas nodales según su anclaje, se muestran en la siguiente tabla resumen:

Esfuerzos máximos de compresión en las zonas nodales

Elemento		β_n	f _{cu} MPa
Nodos	A	0.75	11.03
	B	0.75	11.03
	C	0.85	12.50

7. Cálculo del esfuerzo de compresión limitante f_{cu} en bielas y puntales

En el **Art. 5.6.3.3.3**, nos indica que la tensión de compresión limitante f_{cu} , se deberá tomar como:

$$f_{cu} = \frac{f'_c}{0.8 + 170 * \varepsilon_1} \leq 0.85 * f'_c$$

Siendo:

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_s + (\varepsilon_s + 0.002) * \cot(\alpha_s)$$

Donde:

ε_s = deformación específica por tracción del hormigón en la dirección del tirante traccionado

α_s = menor ángulo entre la biela comprimida y los tirantes traccionados adyacentes

8. Esfuerzo de compresión limitante en la Biela A-C y B-C

En el **Art. 5.6.3.3.3**, nos indica que para un tirante traccionado que consiste en barras de armadura de refuerzo, ε_s se puede tomar como la deformación específica por tracción debida a las cargas mayoradas en las barras de armadura de refuerzo

Fuerza de tracción en el Tirante A-B

$$T_U = 95.30 \text{ kN}$$

La armadura provista es:

$$A_s = 339 \text{ mm}^2$$

Siendo su deformación unitaria:

$$\varepsilon = \frac{T_U}{A_s * E_s}$$

$$\varepsilon = 0.0014$$

Como la deformación varía a lo ancho de la base de la biela, se debe utilizar el valor correspondiente al eje de la biela

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon}{2}$$

$$\varepsilon_s = 0.0007$$

Entonces:

$$\alpha_s = 45.0 \quad \circ \quad \varepsilon_1 = \varepsilon_s + (\varepsilon_s + 0.002) * \cot(\alpha_s)$$

$$\varepsilon_1 = 0.0034$$

El esfuerzo de compresión limitante es:

$$f_{cu} = \frac{f'_c}{0.8 + 170 * \varepsilon_1}$$

$$f_{cu} = 15.23 \text{ MPa}$$

Esfuerzos limitantes de compresión para las bielas

Puntal	Tensor Asociado	T_U kN	A_s mm²	ε	ε_s	ε₁	f_{cu} MPa
A-C	A-B	95.30	339	0.0014	0.0007	0.0034	15.23
B-C	B-A	95.30	339	0.0014	0.0007	0.0034	15.23

Se procede a corregir el esfuerzo de compresión limitante f_{cu} de la biela, en el caso que domine la resistencia del nodo sobre la de la biela, entonces se tiene:

Corrección de los esfuerzos limitantes de compresión para las bielas

Puntal	f_{cu} correg MPa
A-C	11.03
B-C	11.03

9. Cálculo del ancho de los puntales

Igualando la fuerza de compresión actuante mayorada de los puntales a su resistencia minorada, podremos obtener la dimensión del ancho del puntal para cumplir la condición de resistencia

$$P_U \leq \emptyset * f_{cu} * w * e$$

Donde:

w = ancho del puntal

e = espesor del puntal que coincide con la base del elemento

f_{cu} = esfuerzo limitante a compresión del puntal

$$w \leq \frac{P_U}{\emptyset * f_{cu} * e}$$

Ancho requerido de las bielas

Miembro	Fuerza Axial	f_{cu} correg MPa	w (cm)
Puntal	A-C	-134.8	11.03
	B-C	-134.8	11.03

10. Dimensiones de los nodos

$$(H \text{ o } w) \leq \frac{P_U}{\phi * f_{cu} * e}$$

Ancho requerido de los nodos

Nodo	Cara	F. de Anclaje(kN)	f_{cu} MPa	H_{min} (w) (cm)	Ancho min (w)(cm)
A	Vertical	95.3	11.03	7	-
	Horizontal	-		-	-
B	Vertical	95.3	11.03	7	-
	Horizontal	-		-	-

11. Armadura para limitar la fisuración

En el **Art. 5.6.3.6**, nos indica que se deberá proveer de una malla ortogonal de barras de armaduras próxima a cada cara.

La separación de las barras de estas mallas no deberá ser mayor que 30 cm.

La relación entre el área de armadura y el área bruta de hormigón deberá ser:

$$\frac{A_H}{b_{diaf} * s_v} \geq 0.003$$

Donde:

A_H = área total de refuerzo en sentido horizontal o vertical

b_{diaf} = base de la viga

s_v = separación vertical u horizontal

Disponiendo ϕ en el sentido horizontal en ambas caras se tiene:

$$\phi = 10 \text{ mm} \quad A_H = \frac{\pi * \phi^2}{4}$$

$$A_H = 0.79 \text{ cm}^2$$

Verificando:

$$s_v = 0.20 \text{ m}$$

$$b_{diaf} = 0.20 \text{ m}$$

$$\frac{2_{caras} * A_H}{b_{diaf} * s_v} \geq 0.003$$

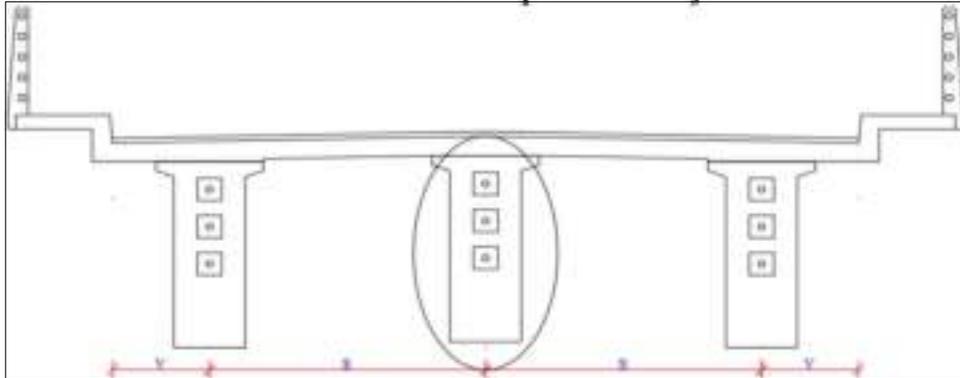
$$0.0039 \geq 0.003 \quad \text{Cumple}$$

La disposición de armaduras será la misma para ambos sentidos, por lo tanto:

Usar: $\phi 10$ c/20

1. Diseño de bloque de anclaje

Ubicación de los bloques de anclaje



2. Resistencia al aplastamiento

En el diseño de las zonas locales la norma en el **Art. 5.10.9.7.2** nos brinda las siguientes formulas:

La fuerza de aplastamiento admisible:

$$P_r \geq \varphi * f_n * A_b$$

Siendo f_n el menor valor entre:

$$f_n = 0.7 * f'_{ci} * \sqrt{\frac{A}{A_g}} \quad ; \quad f_n = 2.25 * f'_{ci}$$

Dónde:

$\varphi = 0.8$ Factor de resistencia (compresión en zonas de anclaje)

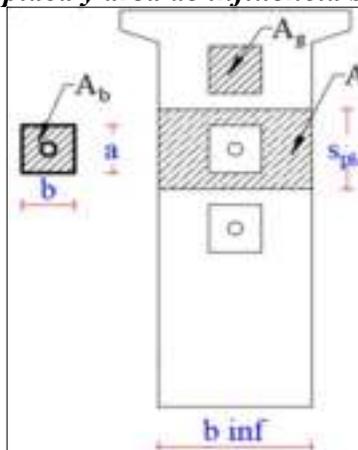
$A =$ Máxima área de la porción de superficie de apoyo que es similar al área cargada y concéntrica con la misma

$A_g =$ Área bruta de la placa de apoyo

$A_b =$ Área neta efectiva de la placa de apoyo calculada como el área menos el área de los orificios de la placa de apoyo

$f'_{ci} =$ Resistencia nominal del hormigón en el momento de aplicar la fuerza en el tendón

Área de la placa y área de influencia sobre la viga



Datos:

a = alto de la placa de anclaje	0.24	m
b = ancho de la placa de anclaje	0.24	m
b_{inf} = ancho de ala inferior	0.70	m
s_{plc} = separación entre placas de anclaje	0.4	m
\varnothing_{vaina} = diametro de la vaina	0.065	m

$$\begin{aligned} A &= 0.280 \text{ m}^2 \\ A_g &= 0.058 \text{ m}^2 \\ A_b &= 0.054 \text{ m}^2 \\ f'_{ci} &= 24.50 \text{ MPa} \end{aligned} \quad \begin{aligned} f_{n1} &= 37.81 \text{ MPa} \\ f_{n2} &= 55.13 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Elegimos el menor: $f_n = 37.81 \text{ MPa}$

Por tanto la fuerza de aplastamiento será:

$$\begin{aligned} P_r &= \varphi * f_n * A_b \\ P_r &= 1642.0 \text{ kN} \end{aligned}$$

2.1. Verificación al aplastamiento de los anclajes

Según la norma en el **Art. 3.4.3.2**, nos dice que la fuerza de diseño para las zonas de anclaje de postesado se deberá tomar como 1.2 veces la fuerza de tesado

El esfuerzo en el gato es:

$$f_{pj} = 1469.4 \text{ MPa}$$

Por tanto la fuerza será:

$$\begin{aligned} A_{Tor} &= 3553.2 \text{ mm}^2 \\ P_{pj} &= f_{pj} * A_{Tor} \\ P_{pj} &= 5221.1 \text{ kN} \end{aligned}$$

Asumiendo que el tesado de los tendones se lo realizará en dos tiempos, el cual para el primero será el 66,66% de la fuerza de tesado total.

Entonces se tiene:

$$P_{pj(66.66\%)} = 3480.7 \text{ kN}$$

Fuerza mayorada:

$$\begin{aligned} P_{pjU} &= 1.2 * P_{pj} \\ P_{pjU} &= 4176.9 \text{ kN} \end{aligned}$$

Fuerza en cada tendón mayorada:

$$\begin{aligned} N^{\circ}_{vainas} &= 3 \\ P_U &= \frac{P_{pjU}}{N^{\circ}_{vaina}} \\ P_U &= 1392.3 \text{ kN} \end{aligned}$$

Condición:

$$\begin{aligned} P_r &> P_U \\ 1642.0 \text{ kN} &> 1392.3 \text{ kN} \quad \text{Cumple} \end{aligned}$$

3. Tensión de compresión

En el diseño de la zona general la norma en el **Art. 5.10.9.6.2** nos brinda las siguientes formulas:

$$f_{ca} = \frac{0.6 * P_U * K}{A_b * \left(1 + l_c * \left(\frac{1}{b_{eff}} - \frac{1}{t}\right)\right)}$$

Para lo cual:

$$\text{Si : } a \leq s < 2 * a_{eff}$$

Entonces:

$$K = 1 + \left(2 - \frac{S_{plc}}{a_{eff}}\right) * \left(0.3 + \frac{n}{15}\right)$$

Donde:

f_{ca} = tensión de compresión

K = factor de corrección para anclajes poco separados

a_{eff} = dimensión lateral del área de apoyo efectiva medida paralela a la mayor dimensión de la sección transversal

b_{eff} = dimensión lateral del área de apoyo efectiva medida paralela a la menor dimensión de la sección transversal

P_U = fuerza mayorada en el tendón

t = espesor del elemento (ancho del ala inferior)

s = separación entre centros de los anclajes

n = número de anclajes en una fila

l_c = extensión longitudinal de la armadura de confinamiento de la zona local; no se debe tomar mayor que el mayor valor entre $1.15a_{eff}$ ó $1.15b_{eff}$

A_b = área de apoyo efectiva

Datos:

$$P_U = 1392.3 \text{ kN}$$

$$a_{eff} = 0.24 \text{ m}$$

$$b_{eff} = 0.24 \text{ m}$$

$$s_{plc} = 0.4 \text{ m}$$

$$A_b = 0.054 \text{ m}^2$$

$$l_c = 0.276 \text{ m}$$

$$t = 0.70 \text{ m}$$

$$n = 3$$

$$K = 1.167$$

$$f_{ca} = 10.23 \text{ MPa}$$

3.1. Verificación de la tensión de compresión

Según la norma en el **Art. 5.10.9.3.1**, nos dice la tensión de compresión mayorada del hormigón de la zona general no debe ser mayor que $0,7\phi f'_{ci}$

Entonces:

$$f_{ca} < f' = 0.7 * \phi * f'_{ci}$$

$$f_{ca} = 10.23 \text{ MPa} < f' = 13.72 \text{ MPa} \quad \text{Cumple}$$

4. Fuerzas de desgarramiento por tracción

En el diseño de la zona general la norma en el **Art. 5.10.9.6.3**, nos brinda las siguientes formulas:

$$T_{burst} = 0.25 * \Sigma P_U * \left(1 - \frac{a}{h}\right) + 0.5 * |\Sigma(P_U * \text{sen}(\alpha))|$$

La ubicación de la fuerza de desgarramiento se puede tomar como:

$$d_{burst} = 0.5 * (h - 2 * e) + 5 * e * \text{sen}(\alpha)$$

Donde:

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

P_U = fuerza mayorada en el tendón

d_{burst} = distancia entre el dispositivo de anclaje y el baricentro de la fuerza de desgarramiento, T_{burst}

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

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

h = dimensión lateral de la sección transversal en la dirección considerada

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

Ubicación de la fuerza de desgarramiento:

$e = 0.07$ m (excentricidad de la resultante en el anclaje)

$h = 1.60$ m (altura de la sección)

$\alpha = 0.1055$ rad (ángulo de inclinación del anclaje resultante)

$$d_{burst} = 0.766 \text{ m}$$

Fuerza de desgarramiento

$$\alpha_1 = 0.1473 \text{ rad} \quad T_{burst} = 0.25 * \Sigma P_U * \left(1 - \frac{a}{h}\right) + 0.5 * |\Sigma(P_U * \text{sen}(\alpha))|$$

$$\alpha_2 = 0.1055 \text{ rad}$$

$$\alpha_3 = 0.0633 \text{ rad}$$

$$T_{burst} = 1107.1 \text{ kN}$$

4.1. Armadura de desgarramiento

En el **Art. 5.10.9.3.2**, nos menciona los siguientes lineamientos para la disposición de la armadura de desgarramiento

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

Distancia de distribución de las armaduras:

$$d_{burst} = 0.766 \text{ m}$$
$$h = 1.60 \text{ m}$$

$$d_1 = 2.5 * d_{burst}$$
$$d_1 = 1.92 \text{ m}$$

$$d_2 = 1.5 * h$$
$$d_2 = 2.40 \text{ m}$$

El menor valor es:

$$d = 1.92 \text{ m}$$

La armadura distribuida en la longitud (**h**) ensanchada será:

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$
$$\phi = 0.9 \text{ Tracción}$$

$$A_s = \frac{T_{burst}}{\Phi * f_y}$$

$$A_s = 2929 \text{ mm}^2$$

Distribuyendo la armadura por 1 metro se tiene:

$$L_{ensan} = 1.60 \text{ m}$$

$$A_{s1} = \frac{A_s}{L_{ensan}}$$

$$A_{s1} = 1831 \text{ mm}^2$$

Disponiendo:

$$\emptyset = 12 \text{ mm}$$
$$s = 100 \text{ mm}$$

$$A = \frac{\pi * \emptyset^2}{4}$$

$$A = 2262 \text{ mm}^2$$

Condición:

$$A > A_{s1}$$

$$2262 > 1831 \text{ Cumple}$$

Usar: 2Ø12 c/10

5. Fuerzas de descantillado

En el **Art. 5.10.9.3.2**, nos dice que para múltiples anclajes con una separación entre centros menor que 0,4 veces la altura de la sección, la fuerza de descantillado no se deberá tomar menor que **2%** de la fuerza total del tendón mayorada (**P_U**).

Por lo que se elige = 2 %

$$P_{pjU} = 4176.9 \text{ kN}$$

$$P_{desc} = 83.5 \text{ kN}$$

5.1. Armadura de descantillado

Por lo que la armadura distribuida en la longitud (**h**) ensanchada será:

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$
$$\phi = 0.9 \text{ Tracción}$$

$$A_s = \frac{P_{desc}}{\Phi * f_y}$$

$$A_s = 221 \text{ mm}^2$$

Disponiendo:

$$\emptyset = 12 \text{ mm}$$

$$A = \frac{\pi * \emptyset^2}{4}$$
$$A = 226 \text{ mm}^2$$

Condición:

$$A > A_{S1}$$
$$226 > 221 \text{ **Cumple**}$$

Usar: 2Ø12

1. Diseño de aparato de apoyo

2. Solicitaciones máximas

Se muestra en la siguiente tabla las reacciones de la viga sobre el aparato de apoyo

Resumen de Reacciones sobre un apoyo

Elementos	Denominación	Reacciones kN
Pasamanos	R_{DCpas}	3.07
Poste	R_{DCpost}	6.59
Acera	R_{DCa}	33.53
Bordillo	R_{DCbor}	30.00
Losa	R_{DClosa}	146.00
Viga	R_{DCV}	209.90
Diafragma	R_{DCdiaf}	14.90
Rodadura	R_{DW}	34.22
Peatonal	R_{PL}	36.00
Carril de diseño	R_{CC}	97.32
Camión de diseño	R_{LL}	205.18

Las reacciones para el dimensionamiento del aparato de apoyo se lo diseña en **Servicio I**.
Por lo que la fuerza de reacción total de la viga es:

$$R_T = 816.7 \text{ kN}$$

3. Area en planta del aparato de apoyo

Area requerida

Donde:

$$A_{req} = \text{Area requerida} \quad A_{req} = \frac{R_T}{\sigma_s}$$

R_T = Fuerza de reacción total

σ_s = esfuerzo en compresión promedio por carga total para el estado límite de Servicio aplicable.

Siendo:

$$\sigma_s = 8.6 \text{ MPa} \quad \text{Art. 14.7.6.3.2-8}$$

$$A_{req} = 94965 \text{ mm}^2$$

Area real

Adoptando:

$$w = 600 \text{ mm}$$

$$x = \frac{A_{req}}{w}$$

$$x = 158 \text{ mm}$$

Donde:

w = dimension transversal del aparato de apoyo

x = dimension longitudinal del aparato de apoyo

Adoptando el valor de x se tiene un área de:

$$x = 300 \text{ mm}$$

$$A_{real} = w * x$$

$$A_{real} = 180000 \text{ mm}^2$$

4. Máxima deformación por cortate en el dispositivo de apoyo

En el Art. 14.7.6.3.4, nos dice que la máxima deformación por corte del dispositivo se toma como el máximo desplazamiento horizontal de la superestructura

4.1. Por temperatura:

La temperatura en la zona de proyecto está ubicada en el cantón de Tomatas Grande tiene una variación de temperatura aproximada de 2°C a 20°C. Siendo la temperatura media 14°C

$$\varepsilon_{Temp} = \alpha * \Delta T$$

Donde:

ε_{Temp} = Deformación por temperatura

ΔT = Diferencia de temperatura

α = coeficiente de expansión termica 1.08E-05 1/°C **Art. 5.4.2.2**

Donde:

$T_{m\acute{a}x}$ = Temperatura máxima

$$\Delta T = T_{max} - T_{min}$$

$T_{m\acute{i}n}$ = Temperatura mínima

Siendo:

$T_{m\acute{a}x} = 16 \text{ } ^\circ\text{C}$

$$\Delta T = 14 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$T_{m\acute{i}n} = 2 \text{ } ^\circ\text{C}$

Obteniendo:

$$\varepsilon_{Temp} = 0.0002 \text{ mm/mm}$$

4.2. Por Postesado

$$\Delta_{post} = 10 \text{ mm}$$

4.3. Por contracción del H°

En el Art.5.4.2.3.1, nos indica que se puede asumir que los coeficientes de contracción son de 0,0002 luego de 28 días.

$$\varepsilon_{sh} = 0.0002 \text{ mm/mm}$$

Entonces se tiene que la máxima deformación longitudinal de la viga es:

$$\Delta S_{max} = \gamma_{TU} * L_c * (\varepsilon_{Temp} + \varepsilon_{sh}) + \Delta_{post}$$

Donde:

$\Delta S_{m\acute{a}x}$ = máxima deformación longitudinal de la viga

γ_{TU} = Factor de carga para temperatura uniforme 1.2 **Tabla 3.4.1-1**

$$\Delta S_{m\acute{a}x} = 20.5 \text{ mm}$$

5. Espesor requerido de elastómero

El espesor total del neopreno h_{rt} , no debe ser menor que dos veces la deformación provocada por el esfuerzo de corte Δs , esto para prevenir deformaciones altas y des laminaciones en el neopreno producidos por la fatiga.

$$h_{rt} = 2 * \Delta s$$

$$h_{rt} = 47.2 \text{ mm}$$

6. Factor de forma mínimo en una capa interior de neopreno

Art. 14.7.6.3.2-7

$$S_{i \min} = \frac{\sigma_s}{1.25 * G}$$

Donde:

G = módulo de cortante del neopreno (dureza 60)

σ_s = esfuerzo en compresión promedio por carga total para el estado límite de Servicio aplicable.

$$\begin{aligned} G &= 0.9 \text{ MPa} \\ A_{\text{real}} &= 180000 \text{ mm}^2 \end{aligned} \quad \text{Norma (Tabla 14.7.6.2-1)}$$

$$\sigma_s = \frac{R_T}{A_{\text{real}}}$$

$$\sigma_s = 4.54 \text{ MPa}$$

$$S_{i \min} = 4.03$$

7. Espesor de una capa interna de elastómero

Art. 14.7.5.1

$$h_{ri} = \frac{x * w}{2 * S_{i \min} * (x + w)}$$

$$h_{ri} = 24.8 \text{ mm}$$

Adoptamos:

$$h_{ri} = 15 \text{ mm}$$

Entonces tenemos un nuevo factor de forma

$$S_i = \frac{x * w}{2 * h_{ri} * (x + w)}$$

$$S_i = 6.67$$

Verificamos:

$$S_i \geq S_{i \min}$$

$$S_i = 6.67 \geq S_{i \min} = 4.03 \quad \text{Cumple}$$

8. Espesor de una capa externa de elastómero

En el Art. 14.7.5.1, nos dice que las capas internas deben tener el mismo espesor y las capas de cobertura no deben tener más del 70 por ciento del espesor de las capas internas.

$$h_{re \max} \leq 0.7 * h_{ri}$$

$$h_{re \max} \leq 10.5 \text{ mm}$$

Adoptamos un valor menor al máximo:

$$h_{re} = 7.5 \text{ mm}$$

Por lo que el factor de forma para capa exterior será:

$$S_e = \frac{x * w}{2 * h_{re} * (x + w)}$$

$$S_e = 13.33$$

9. Número de capas interiores

$$n = \frac{h_{rt} - 2 * h_{re}}{h_{ri}}$$
$$n = 2.15$$

Redondeando a:

$$n = 3$$

Para dispositivos rectangulares con ($n \geq 3$) verifica lo siguiente:

$$\frac{S_t^2}{n + 0.5 + 0.5} < 20$$

Cuando el espesor de la capa exterior de elastómero es igual o mayor que la mitad del espesor de una capa interior, el parámetro (**n**), puede aumentarse a la mitad para cada capa exterior.

Por lo tanto como cumplimos con este requisito se aumentará el **50%** de la capa interior para cada capa exterior.

$$11.1 < 20 \quad \text{Cumple}$$

10. Espesor total de elastómero

$$h_{rt} = n * h_{ri} + 2 * h_{re}$$
$$h_{rt} = 60 \quad \text{mm}$$

11. Espesor de las placas de refuerzo

En el **Art. 14.7.5.3.5**, nos dice que se debe adoptar el espesor mayor del estado límite de Servicio y Fatiga

Estado límite de Servicio

$$h_s \geq \frac{3 * h_{ri} * \sigma_s}{f_y}$$

$$F_y = 250 \quad \text{MPa} \quad \text{Esfuerzo de fluencia de las placas de refuerzo (A-36)}$$
$$\sigma_s = 4.54 \quad \text{MPa}$$

$$h_s \geq 0.82 \quad \text{mm}$$

Estado límite de Fatiga

$$h_s \geq \frac{2 * h_{ri} * \sigma_L}{\Delta F_{TH}}$$

Donde:

ΔF_{TH} = umbral de fatiga de amplitud constante para la **Categoría A, Tabla (6.6.1.2.3-1)**

σ_L = esfuerzo promedio de compresión debido a la carga viva

$$\Delta F_{TH} = 165.4 \quad \text{MPa}$$

$$P_{LL} = 288.02 \quad \text{kN}$$

$$A_{real} = 180000 \quad \text{mm}^2$$

$$\sigma_L = \frac{P_{LL}}{A_{real}}$$

Factorando la carga viva por su correspondiente factor de carga en fatiga se tiene:

$$P_{LL} = 0.75 * P_{LL}$$

$$P_{LL} = 216.02 \quad \text{kN}$$

Entonces el esfuerzo promedio de compresión es:

$$\sigma_L = 1.20 \text{ MPa}$$

Por lo tanto h_s será:

$$h_s \geq 0.33 \text{ mm}$$

El valor máximo es:

$$h_s = 0.82 \text{ mm}$$

Adoptamos un valor mayor al mínimo recomendado por la normativa:

$$h_s = 2.0 \text{ mm} > h_{s \text{ mín}} = 1.5 \text{ mm} \quad \text{Cumple}$$

12. Altura total del aparato de apoyo de elastómero reforzado

$$H = h_{rt} + (n + 1) * h_s$$

$$H = 68 \text{ mm}$$

13. Verificaciones

13.1. Estabilidad del dispositivo

En el Art. 14.7.6.3.6 nos dice que para asegurar la estabilidad, el espesor total (H) de la almohadilla no debe exceder el menor entre $x/3$ y $w/3$

$$\frac{x}{3} = 100 \text{ mm}$$

$$\frac{w}{3} = 200 \text{ mm}$$

$$H = 68 \text{ mm} < H_{\text{máx}} = 100 \text{ mm} \quad \text{Cumple}$$

13.2. Esfuerzo de compresión por carga de servicio

En el Art. 14.7.6.3.6 nos dice En el estado límite de servicio, los esfuerzos promedio de compresión, deben satisfacer:

Para apoyos de elastómero reforzados

$$\sigma_s \leq 1.25 * G * S_i$$

$$\sigma_s = 4.54 \text{ MPa} \leq \sigma_{s \text{ máx}} = 7.50 \text{ MPa} \quad \text{Cumple}$$

$$\sigma_s \leq 8.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 4.54 \text{ MPa} \leq \sigma_{s \text{ máx}} = 8.6 \text{ MPa} \quad \text{Cumple}$$

13.3. Deformación por compresión en el aparato de apoyo

En el Art. 14.7.6.3.3 nos dice que la deflexión de compresión bajo carga viva instantánea y carga muerta inicial del PEP o una capa interna de un apoyo elastomérico reforzado con acero en el estado límite de servicio sin impacto no debe exceder $0.09 * h_{ri}$

Esfuerzo en el aparato de apoyo debido a cargas muertas:

$$\sigma_D = \frac{P_{DC}}{A_{real}}$$

Donde:

P_{DC} = fuerza sobre el aparato de apoyo debido a cargas muertas

$$P_{DC} = 478.2 \text{ kN}$$

$$A_{real} = 180000 \text{ mm}^2$$

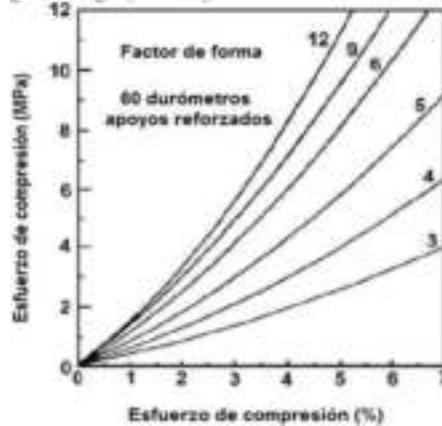
$$\sigma_D = 2.66 \text{ MPa}$$

Esfuerzo en compresión promedio por carga total

$$\sigma_s = 4.54 \text{ MPa}$$

Se estima las deformaciones con ayuda de la siguiente figura:

Curvas esfuerzo deformación en una capa de elastómero para apoyos reforzados con acero



Fuente: AASHTO LRFD 2004

Deformaciones por compresión para elastómero dureza 60

Capa	Carga	S	σ Mpa	ϵ (%)
Interior	Muerta	6.67	2.66	2.2
	Total	6.67	4.54	3.2
Exterior	Muerta	13.33	2.66	1.8
	Total	13.33	4.54	2.7

Deflexión por compresión inicial del aparato de apoyo

$$\delta = n * h_{ri} * \epsilon_{int} + 2 * h_{re} * \epsilon_{ext}$$

$$\delta = 1.85 \text{ mm}$$

Deflexión por compresión inicial debido a la carga muerta

$$\delta_{DC} = n * h_{ri} * \epsilon_{Dint} + 2 * h_{re} * \epsilon_{Dext}$$

$$\delta_{DC} = 1.26 \text{ mm}$$

Deflexión por compresión debido a la carga viva

$$\delta_{LL} = \delta - \delta_{DC}$$

$$\delta_{LL} = 0.59 \text{ mm}$$

Deflexión por CREEP

$$\delta_{CREEP} = C_d * \delta_{DC}$$

Donde:

$$C_d = 0.35 \text{ Norma Tabla (14.7.6.2-1)}$$

$$\delta_{CREEP} = 0.44 \text{ mm}$$

Deflexión debido a CREEP y carga viva

En el **Art. 14.7.5.3.6** nos dice que es importante limitar las deflexiones instantáneas de carga viva para asegurar que las juntas y los sellos del tablero no se dañen. Se sugiere una deflexión máxima relativa de carga viva de **3 mm** a través de una junta.

$$\delta_{CREEP+LL} = \delta_{CREEP} + \delta_{LL}$$

$$\delta_{creep+LL} = 1.03 \text{ mm} \leq \delta_{\text{máx}} = 3 \text{ mm} \quad \text{Cumple}$$

Deflexión por compresión inicial en una capa de elastómero

$$\delta_i = \varepsilon_{Dint} * h_{ri} < 0.09 * h_{ri}$$

$$\delta_i = 0.48 \text{ mm} \leq \delta_{\text{máx}} = 1.35 \text{ mm} \quad \text{Cumple}$$

14. Anclaje del dispositivo de apoyo

En el **Art. 14.8.3.1**, nos dice que los apoyos elastoméricos pueden dejarse sin anclajes si se dispone de fricción adecuada. Puede suponerse un coeficiente de fricción de diseño de 0.2 entre el elastómero y concreto o acero limpios

Fuerza desestabilizadora

En el **Art. 14.8.3.1**, nos dice que la fuerza debida a la deformación de un elemento elastomérico debe ser:

$$H_{bu} = G * A_{real} * \frac{\Delta_U}{h_{rt}}$$

Donde:

H_{bu} = Fuerza desestabilizadora

G = máximo valor de módulo de cortante del elastómero **Norma Tabla (14.7.6.2-1)**

A_{real} = área en planta del elemento elastomérico o del apoyo

Δ_u = deformación de cortante, obtenida de las combinaciones de carga de resistencia aplicables

h_{rt} = espesor total del elastómero

Siendo:

$$\Delta_U = \Delta_s \text{ max}$$

$$G = 1.38 \text{ MPa}$$

$$\Delta_u = 20.5 \text{ mm}$$

$$h_{rt} = 60.0 \text{ mm}$$

Entonces:

$$H_{bu} = 85 \text{ kN}$$

Fuerza estabilizadora

En el **Art. 14.8.3.1**, nos dice que la fuerza de fricción por deslizamiento debe tomarse como:

$$F_f = \mu * P_{DC}$$

Donde:

μ = coeficiente de fricción (**Art. 14.8.3.1**)

P_{DC} = Carga permanente mínima en servicio

Siendo:

$$\mu = 0.2$$

$$P_{DC} = 478.2 \text{ kN}$$

$$F_f = 96 \text{ kN}$$

Verificando que la fuerza desestabilizadora no supere la fuerza estabilizadora:

$$H_{bu} < F_f$$

$$H_{bu} = 85 \text{ kN} < F_f = 96 \text{ kN} \quad \text{Cumple}$$

No es necesario disponer anclajes en el dispositivo de apoyo

Resumen

3 capas interiores = 3*15 =	45	mm
2 capas exteriores = 2*8 =	15	mm
4 planchas de refuerzo = 4*2 =	8	mm
Espesor total =	68	mm



FABRICA DE PRODUCTOS DE GOMA "GOMATEX" LTDA.
 Av. 15 de abril 568 -Villa Fátima
 Teléfonos: 2210118 – 2214216 – 2211308 • Fax (591-2) 211116
 E-Mail: info@gomatex.com - ventas@gomatex.com
 www.gomatex.com
 La Paz – Bolivia



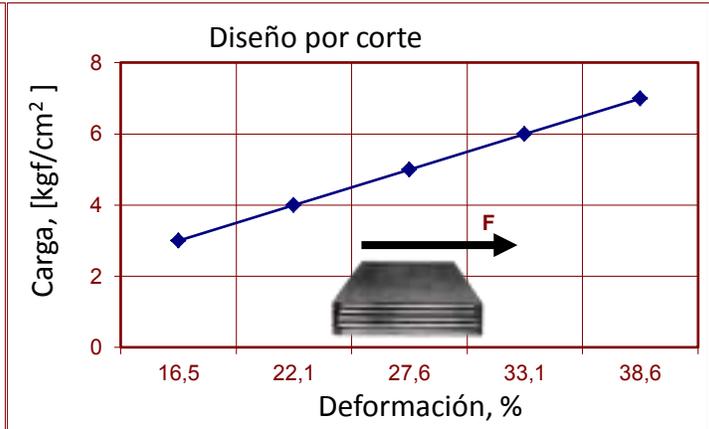
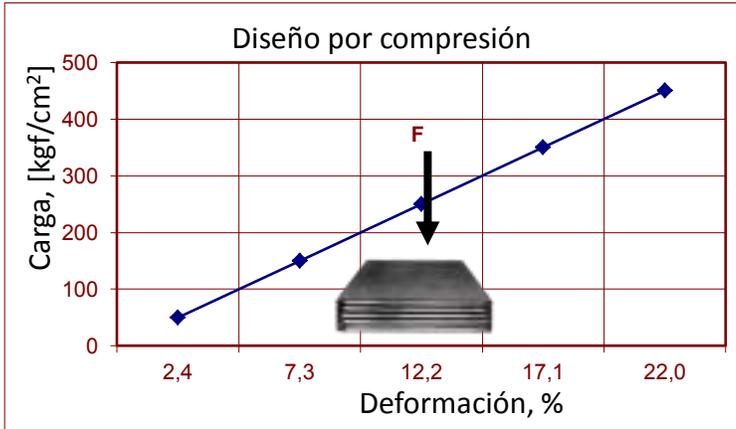
COTIZACIÓN NEOPRENOS COMPUESTOS SEGÚN NORMA ASTM D4014

COTIZACIÓN No.	094	CONTACTO:	
FECHA DE EMISIÓN:	18 - Jul - 2022	ENTREGA:	15 DÍAS HÁBILES, CONFIRMADO EL PEDIDO
CLIENTE:		PAGO:	CONTADO CON PEDIDO
E-mail:		PRECIOS:	PUESTO NUESTRO ALMACEN
TELÉF/FAX:	76810209	DESPACHO:	FLOTA POR PAGAR
CIUDAD:		VALIDEZ	30 DÍAS

ENSAYO: DEFORMACIÓN EN CORTE Y COMPRESIÓN

Norma	Cant. (pzas.)	Dimensiones nominales (mm)		S factor de forma	Nº de Placas	Precio Unitario (Bs/pza)	Precio Total (Bs)
ASTM D-4014	6	largo:	600	6,34	4	4.781,70	28.690,20
Dureza (Shore A)		ancho:	300	Vol. (dcc)	Esp. (mm)		
60+/-5		alto:	69	12,42	2		

SON: VEINTIOCHO MIL SEISCIENTOS NOVENTA 20/100 BOLIVIANOS



TRANSFER. 0 DEPÓSITOS EN: Bco. BISA Cta. Cte. Bs. N° 12730012
 Bco. NACIONAL DE BOLIVIA Cta. Cte. Bs. N° 1000241381
 Bco. UNIÓN Cta. Cte. Bs. N° 10000028887161
 CHEQUE A NOMBRE DE: GOMATEX LTDA.

PROYECTO:

1. Diseño del dado a poyo

La geometría del adao está en función del área en planta del neopreno, es recomendable que la superficie del dado sea igual o mayor que la del neopreno.

2. Dimensiones del dado

Longitud paralela el tráfico	$x' =$	0.4	m
Longitud perpendicular al tráfico	$w' =$	0.7	m
Altura del dado	$h' =$	0.1	m

3. Solicitaniones máximas

Se muestra en la siguiente tabla las reacciones de la viga sobre el aparato de apoyo

Resumen de Reacciones sobre un apoyo

Elementos	Denominación	Reacciones kN
Pasamanos	R_{DCpas}	3.07
Poste	R_{DCpost}	6.59
Acera	R_{DCa}	33.53
Bordillo	R_{DCbor}	30.00
Losa	R_{DClosa}	146.00
Viga	R_{DCV}	209.90
Diafragma	R_{DCdiaf}	14.90
Rodadura	R_{DW}	34.22
Peatonal	R_{PL}	36.00
Carril de diseño	R_{CC}	97.32
Camión de diseño	R_{LL}	205.18

Reacción de diseño

$$\eta = 1 \quad \text{puente convencional}$$

Resistencia I

$$R_U = \eta * [1.25 * R_{DC} + 1.5 * R_{DW} + 1.75 * (1.33 * R_{LL} + R_{CC} + R_{PL})]$$

$$R_U = 1317.2 \text{ kN}$$

4. Diseño de armadura

Para el diseño de las armaduras se determinará la armadura correspondiente paralela y perpendicular al tráfico

4.1. Armadura paralela al tráfico

Siendo:

$$A_{sa} = 0.25 * \frac{R_U}{f_y} * \left(\frac{x' - x}{x'} \right)$$

$$\begin{aligned} x &= 0.3 \text{ m} \\ f_y &= 420 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$A_{sa} = 196.01 \text{ mm}^2$$

Disponiendo:

$$\begin{aligned} \emptyset &= 10 \text{ mm} \\ N^{\circ} \text{ bar} &= 3 \end{aligned}$$

$$A = \frac{\pi * \emptyset^2}{4}$$

$$A = 236 \text{ mm}^2$$

Condición:

$$A > A_{sa}$$
$$235.62 > 196.01 \text{ Cumple}$$

Usar: 3Ø10

4.2. Armadura perpendicular al tráfico

Siendo:

$$A_{sa} = 0.25 * \frac{R_U}{f_y} * \left(\frac{w' - w}{w'} \right)$$
$$w = 0.6 \text{ m}$$
$$f_y = 420 \text{ MPa}$$
$$A_{sa} = 112.00 \text{ mm}^2$$

Disponiendo:

$$\varnothing = 10 \text{ mm}$$
$$N^{\circ}_{\text{bar}} = 6$$
$$A = \frac{\pi * \varnothing^2}{4}$$
$$A = 471 \text{ mm}^2$$

Condición:

$$A > A_{sa}$$
$$471.24 > 112.00 \text{ Cumple}$$

Usar: 6Ø10

5. Resistencia al aplastamiento

En el **Art. 5.7.5**, nos indica el procedimiento para verificar la resistencia del hormigón al aplastamiento

$$\varphi * R_n \geq R_U \quad ; \quad R_n = 0.85 * f'_c * A_1 * m \quad ; \quad m = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$$

Donde:

$\varphi = 0.7$ Factor de resistencia (para apoyo sobre hormigón)

R_n = resistencia nominal de aplastamiento

A_1 = área en planta del dado de apoyo

A_2 = área en planta debajo del dado de apoyo

m = factor de modificación

Siendo:

$$A_1 = x' * w'$$
$$f'_c = 28 \text{ MPa}$$
$$A_1 = A_2 = 0.28 \text{ m}^2$$
$$m = 1.0$$
$$R_n = 6664.0 \text{ kN}$$

Condición:

$$\varphi * R_n \geq R_U$$
$$4664.8 \geq 1317.2 \text{ Cumple}$$

DISEÑO DE LOS ESTRIBOS

1. Materiales

$f'_c =$	28	MPa	Resistencia Característica del Hormigón.
$\gamma_{H^o} =$	24	kN/m ³	Peso específico del Hormigón.
$f_y =$	420	MPa	Resistencia del Acero Estructural
$\gamma_s =$	20.5	kN/m ³	Peso específico del Terraplén.
$\gamma_{Spunt} =$	17.0	kN/m ⁴	Peso específico del Terraplén.
$\sigma_{adm} =$	0.22	MPa	Esfuerzo admisible del suelo.
$\emptyset_{max-agregado} =$	2.50	cm	Tamaño máximo del agregado grueso:

2. Solicitaciones máximas

Se muestra en la siguiente tabla las reacciones de la viga sobre el aparato de apoyo

Resumen de Reacciones sobre un apoyo

Elementos	Denominación	Reacciones kN
Pasamanos	R_{DCpas}	3.07
Poste	R_{DCpost}	6.59
Acera	R_{DCa}	33.53
Bordillo	R_{DCbor}	30.00
Losa	R_{DClosa}	146.00
Viga	R_{DCV}	209.90
Diafragma	R_{DCdiaf}	14.90
Rodadura	R_{DW}	34.22
Peatonal	R_{PL}	36.00
Carril de diseño	R_{CC}	97.32
Camión de diseño	R_{LL}	205.18

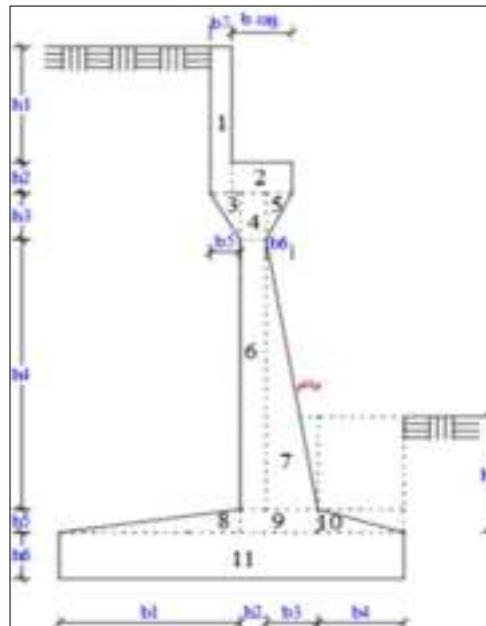
3. Predimensionamiento

Distancias horizontales

$b_1 =$	1.8	m
$b_2 =$	0.4	m
$b_3 =$	0.4	m
$b_4 =$	1.25	m
$b_5 =$	0.35	m
$b_6 =$	0.2	m
$b_7 =$	0.25	m
$b_8 =$	0.20	m

Distancias verticales

$h_1 =$	1.95	m
$h_2 =$	0.5	m
$h_3 =$	0.5	m
$h_4 =$	2.45	m
$h_5 =$	0.35	m
$h_6 =$	0.45	m
$h_7 =$	0.6	m

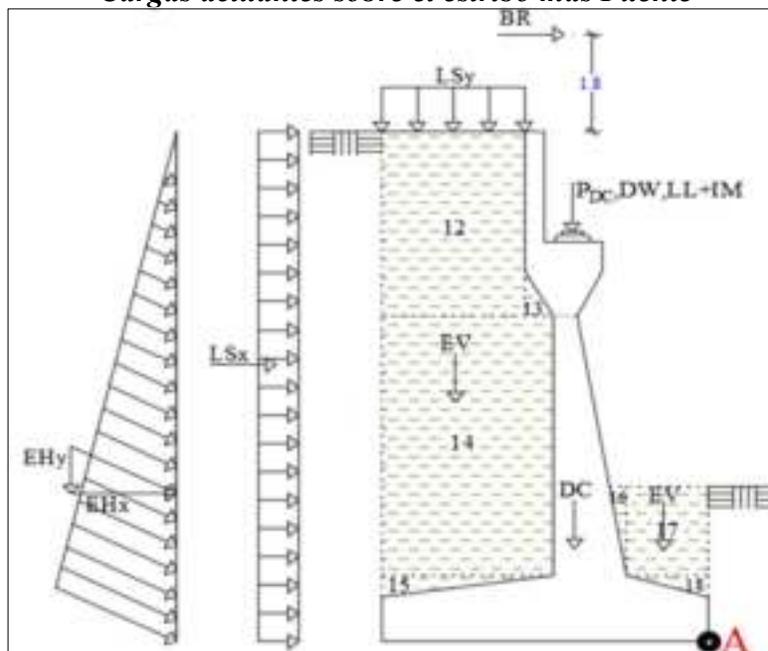


Dimensiones finales del estribo

DIMENSIÓN		VALORES		
		RECOMENDADO	ADOPTADO	
Altura Total del Estribo	H =	-	6.20	m
Altura de la Pantalla	H' =	-	5.40	m
Altura del Relleno	h =	-	5.75	m
Altura suelo en la puntera	hp =	-	0.60	m
Ancho suelo intrados	b8 =	-	0.20	m
Ancho de la Zapata	B =	0.4H - 0.70H	3.85	m
Altura de la Zapata	h5+h6 =	0.1 H	0.80	m
Ancho de la punta	b4 =	0.05H - 0.25H	1.25	m
Ancho del talón	b1 =	-	1.80	m
Ancho sup. de pantalla	b2 =	S/10 - S/15 (t ≥ 0.3m)	0.4	m
Ancho inf. de pantalla	b2+b3 =	S/10 - S/15 (t ≥ 0.3m)	0.8	m
Altura del muro central	h4 =	-	2.45	m
Ancho de la corona izq.	b5 =	-	0.35	m
Ancho de la corona der.	b6 =	-	0.21	m
Altura del la corona	h3 =	-	0.50	m
Altura de viga cabezal	h2 =	-	0.50	m
Altura del Espaldar	h1 =	-	1.95	m
Ancho del Espaldar	b7 =	-	0.25	m
Ancho del cajeadado	b caj. =	-	0.71	m
Longitud de Cajeadado	L caj. =	-	8.30	m
Angulo de la pantalla	0.316 rad			

A) CASO I - ESTRIBO CON PUENTE

Cargas actuantes sobre el estribo más Puente

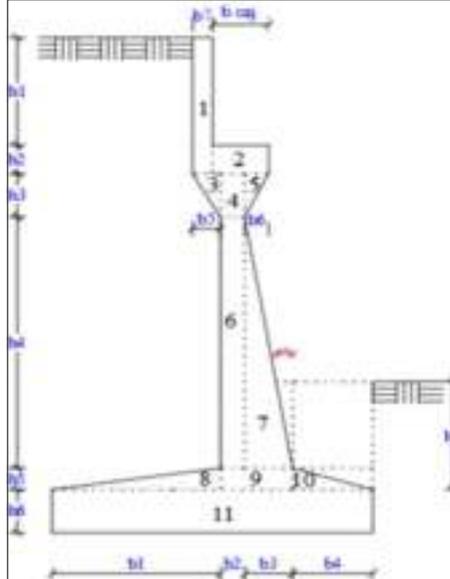


4. Cargas Verticales (por 1 metro de profundidad)

Cargas DC

Peso propio estribo de H°A° DC:

Discretización del área del estribo



$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 24 \text{ kN/m}^3$

Pesos parciales del estribo

Elemento	Area (Ai)	P.E. (γ)	Dci	Brazo (Xi)	Ai*Xi
	kN	kN/m ³	kN	m	kN-m
1	0.61	24	14.70	2.28	33.44
2	0.35	24	8.46	1.80	15.21
3	0.09	24	2.10	2.17	4.55
4	0.20	24	4.80	1.85	8.88
5	0.05	24	1.23	1.58	1.95
6	0.98	24	23.52	1.85	43.51
7	0.49	24	11.76	1.52	17.84
8	0.32	24	7.56	2.65	20.03
9	0.28	24	6.72	1.65	11.09
10	0.22	24	5.25	0.83	4.38
11	1.733	24	41.58	1.93	80.04
$\Sigma =$			127.68		240.91

$$Xa = \frac{\Sigma A * Xi}{\Sigma Ai}$$

Xa = 1.887 m

DC = 127.68 kN/m

Peso propio de la sepreestructura:

$P_{DC} = 167.54 \text{ kN/m}$

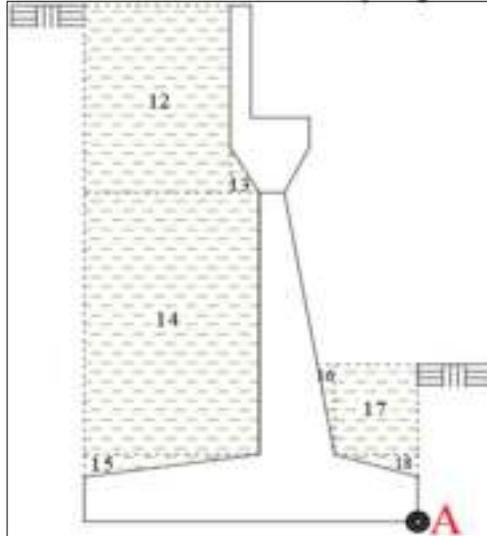
Xa = 1.820 m

Cargas DW

Peso de la capa de rodadura: $P_{DW} = 12.91 \text{ kN/m}$
 $X_a = 1.820 \text{ m}$

Cargas EV (peso del suelo)

Suelo de relleno sobre el talón y la puntera



$\gamma_s = 20.5 \text{ kN/m}^3$

$EV = \gamma * A$

Empujes parciales sobre el talón

Elemento	Area (Ai)	P.E. (γ)	Evi	Brazo (Xi)	EV*Xi
	kN	kN/m ³	kN	m	kN-m
12	4.28	20.5	87.69	3.13	274.03
13	0.09	20.5	1.79	2.28	4.10
14	4.41	20.5	90.41	2.95	266.69
15	0.32	20.5	6.46	3.25	20.99
$\Sigma =$			186.3		565.8

$X_a = \frac{\Sigma EV * Xi}{\Sigma EVi}$

$X_a = 3.036 \text{ m}$

$EV = 186.35 \text{ kN/m}$

Suelo sobre la puntera

$\gamma_{Spunt} = 17.0 \text{ kN/m}^3$

Empujes parciales sobre la puntera

Elemento	Area (Ai)	P.E. (γ)	Evi	Brazo (Xi)	EV*Xi
	kN	kN/m ³	kN	m	kN-m
16	0.06	17.0	1.00	1.32	1.31
17	0.75	17.0	12.75	0.63	7.97
18	0.22	17.0	3.72	0.42	1.55
$\Sigma =$			17.5		10.8

$$Xa = \frac{\Sigma EV * Xi}{\Sigma EVi}$$

$$Xa = 0.620 \text{ m}$$

$$EVp = 17.47 \text{ kN/m}$$

Cargas EHy (presion lateral del terreno)

$$k_a = 0.297 \quad EHy = \frac{1}{2} * H * (p) * \text{sen}(\delta) = \frac{1}{2} * H * (k_a * H * \gamma_s) * \text{sen}(\delta)$$

$$\gamma_s = 20.5 \text{ kN/m}^3$$

$$H = 6.20 \text{ m} \quad EHy = 40.07 \text{ kN}$$

$$Ya = 3.850 \text{ m}$$

Cargas LL+IM

Carga viva e impacto desde la superestructura:

$$P_{LL+IM} = 153.28 \text{ kN/m}$$

$$Xa = 1.820 \text{ m}$$

Cargas LSy (sobrecarga por carga viva en el terreno)

Altura equivalente de suelo por S/C

Tabla 3.11.6.4-1

Para alturas mayor a 6 m, la altura de sobrecarga viva será:

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

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

Fuente: AASHTO LRFD 2004

$$h' = 0.6 \text{ m}$$

Base de apoyo de la sobre carga viva:

$$\gamma_s = 20.5 \text{ kN/m}^3 \quad LSy = \gamma * b' * h'$$

$$b' = 1.450 \text{ m} \quad LSy = 17.835 \text{ kN}$$

$$Xa = 3.125 \text{ m}$$

Resumen de cargas verticales

Carga	Tipo	V	Xa	Mv
		kN	m	kN-m
DC	DC	127.68	1.887	240.91
P_{DC}	DC	167.54	1.820	304.92
P_{DW}	DW	12.91	1.820	23.50
EV	EV	203.81	2.829	576.64
EHy	EH	40.07	3.850	154.25
P_{LL+IM}	LL+IM	153.28	1.820	278.98
LSy	LS	17.84	3.125	55.73
	$\Sigma =$	723.1		1634.9

5. Cargas Horizontales (por 1 metro de profundidad)

Calculo del coeficiente del K_a

El coeficiente de empuje lateral activo (k_a) se puede tomar como:

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

Donde:

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

Y además:

θ = Angulo que forma el respaldo del muro respecto de la horizontal.

ϕ'_f = Angulo efectivo de fricción interna.

β = Angulo que forma la superficie del relleno respecto de la horizontal.

δ = Angulo de fricción entre relleno y muro tomado como se especifica en la norma.

$\theta =$	90	°		
$\phi'_f =$	30	°	$\Gamma =$	2.684
$\beta =$	0	°		
$\delta =$	20	°	$k_a =$	0.297

Cargas actuantes:

Cargas LSx (sobrecarga por carga viva en el terreno)

Componente horizontal de la sobrecarga por carga viva:

$h' =$	0.6	m	$LS_x = H * (p') = H * (k_a * \gamma_s * h')$	
$k_a =$	0.297			
$\gamma_s =$	20.5	kN/m ³	$LS_x =$	22.67 kN
$H =$	6.2	m	$Y_a =$	3.100 m

Cargas EHx (presion lateral del terreno)

$k_a =$	0.297	$EH_x = \frac{1}{2} * H * (p) * \cos(\delta) = \frac{1}{2} * H * (k_a * H * \gamma_s) * \cos(\delta)$		
$\gamma_s =$	20.5	kN/m ³	$EH_x =$	110.08 kN
$H =$	6.2	m	$Y_a =$	2.067 m

Cargas BR (frenado)

Camión

$P_1 =$	35	kN
$P_2 =$	145	kN
$P_3 =$	145	kN

Tandem

$P_1 =$	110	kN
$P_2 =$	110	kN

Carril

$CC =$	9.30	kN/m	
$L =$	25	m	Longitud de calculo

a2) Cargas Mayoradas
Cargas Verticales (Vu)

Tipo	DC		DW	EV	EH	LL+IM	LS	$\Sigma =$
Carga	DC	P _{DC}	P _{DW}	EV	EHy	P _{LL+IM}	LS _Y	Vu (kN)
V (kN) =	127.7	167.5	12.9	203.8	40.1	153.3	17.8	723.1
γ	0.9	0.9	0.65	1	0.9	0	0	514.0
Resist. Ia	114.9	150.8	8.4	203.8	36.1	0.0	0.0	
γ	1.25	1.25	1.5	1.35	1.5	1.75	1.75	1023.1
Resist. Ib	159.6	209.4	19.4	275.1	60.1	268.2	31.2	
γ	1	1	1	1	1	1	1	723.1
Servicio I	127.7	167.5	12.9	203.8	40.1	153.3	17.8	

Momentos estabilizador por cargas verticales (M_{VU})

Tipo	DC		DW	EV	EH	LL+IM	LS	$\Sigma =$
Carga	DC	P _{DC}	P _{DW}	EV	EHy	P _{LL+IM}	LS _Y	Mv(kN-m)
Mv (kN-m) =	240.9	304.9	23.5	576.6	154.3	279.0	55.7	1634.9
γ	0.9	0.9	0.65	1	0.9	0	0	1222.0
Resist. Ia	216.8	274.4	15.3	576.6	138.8	0.0	0.0	
γ	1.25	1.25	1.5	1.35	1.5	1.75	1.75	2313.1
Resist. Ib	301.1	381.2	35.3	778.5	231.4	488.2	97.5	
γ	1	1	1	1	1	1	1	1634.9
Servicio I	240.9	304.9	23.5	576.6	154.3	279.0	55.7	

Cargas Horizontales (Hu)

Tipo	LS	EH	BR	$\Sigma =$
Carga	LSx	EHx	BR	Hu (kN)
H (kN) =	22.67	110.08	11.75	144.50
γ	1.75	1.5	1.75	225.36
Resist. Ia	39.68	165.12	20.56	
γ	1.75	1.5	1.75	225.36
Resist. Ib	39.68	165.12	20.56	
γ	1	1	1	144.50
Servicio I	22.67	110.08	11.75	

Momentos de vuelco por cargas horizontales (M_{HU})

Tipo	LS	EH	BR	$\Sigma =$
Carga	LSx	EHx	BR	M _H (kN-m)
M _H (kN-m) =	70.29	227.50	93.98	391.76
γ	1.75	1.5	1.75	628.71
Resist. Ia	123.00	341.25	164.46	
γ	1.75	1.5	1.75	628.71
Resist. Ib	123.00	341.25	164.46	
γ	1	1	1	391.76
Servicio I	70.29	227.50	93.98	

b) Chequeo en la estabilidad de esfuerzos

b1) Vuelco alrededor del punto "A"

Art. 11.6.3.3

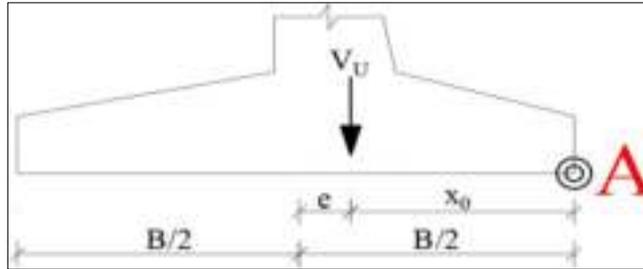
Cálculo de $e_{máx}$:

Estado límite de Resistencia (Art. 11.6.3.3)

En las fundaciones en suelo la ubicación de la resultante de las fuerzas de reacción deberá estar dentro del medio central del ancho de la base.

Se debe mantener la resultante en la base del cimiento dentro de los dos tercios centrales ($e \leq B/4$)

Vuelco respecto al punto A



$B = 3.85 \text{ m}$ base de la zapata

$$X_0 = \frac{M_{VU} - M_{HU}}{V_U} \quad e = \frac{B}{2} - X_0$$

Estado	Vu	M _{VU}	M _{HU}	X ₀	e	e _{MAX}	Condición
	kN	kN-m	kN-m	m	m	m	
Resist. Ia	514.0	1222.0	628.7	1.15	0.77	0.96	OK
Resist. Ib	1023.1	2313.1	628.7	1.65	0.28	0.96	OK
Servicio I	723.1	1634.9	391.8	1.72	0.21	0.96	OK

b2) Deslizamiento en base del estribo

Art. 11.6.3.6

La fuerza de fricción es la siguiente:

$$\phi'_f = 30^\circ \quad \mu = \text{tag}(\phi'_f) \quad F_f = \mu * (\phi_T * V_U)$$

$$\mu = 0.577$$

$\phi_T = 1.0$ **Norma Tabla 10.5.5-1** (Procedimiento semiempírico utilizando datos de ensayos SPT)

Estado	Vu	F _f	Hu	Condición
	kN	kN	kN	
Resist. Ia	514.0	296.7	225.4	OK
Resist. Ib	1023.1	590.7	225.4	OK
Servicio I	723.1	417.5	144.5	OK

b3) Presiones actuantes en la base del estribo

Art. 11.6.3.2

Capacidad de carga factorada del terreno (q_R)

Estado límite de Resistencia, con

$$\phi_b = 0.55 \quad \text{Norma Tabla 10.5.5-1}$$

$$F.S. = 3$$

$$\sigma_{adm} = 0.220 \text{ MPa}$$

$$B = 3.85 \text{ m}$$

$$q_R = \phi_b * (FS * \sigma_{adm})$$

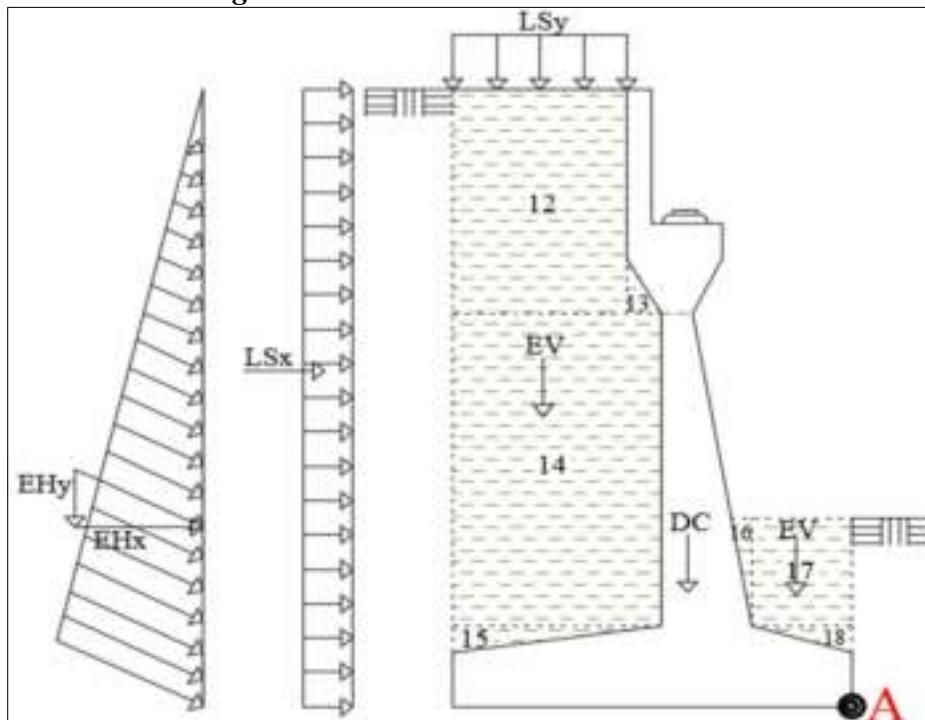
$$q_R = 0.363 \text{ MPa}$$

$$q = \frac{Vu}{B - 2 * e}$$

Estado	Vu	e	q	q _R	Condición
	kN	m	Mpa	m	
Resist. Ia	513.96	0.77	0.223	0.363	OK
Resist. Ib	1023.1	0.28	0.311	0.363	OK
Servicio I	723.1	0.21	0.210	0.363	OK

B) CASO II - ESTRIBO SIN PUENTE

Cargas actuantes sobre el estribo sin Puente



a) Estados límites aplicables y combinaciones de cargas

Cargas Verticales (Vu)

Tipo	DC	EV	EH	LS	Σ =
Carga	DC	EV	EH _y	LS _y	Vu (kN)
V (kN) =	127.68	203.81	40.07	17.84	389.39
γ	0.9	1	0.9	0	354.78
Resist. Ia	114.91	203.81	36.06	0.00	
γ	1.25	1.35	1.5	1.75	526.06
Resist. Ib	159.60	275.15	60.10	31.21	
γ	1	1	1	1	389.39
Servicio I	127.68	203.81	40.07	17.84	

Momentos estabilizador por cargas verticales (M_{VU})

Tipo	DC	EV	EH	LS	$\Sigma =$
Carga	DC	EV	EHy	LSy	Mv(kN-m)
Mv (kN-m) =	240.91	576.64	154.25	55.73	1027.5
γ	0.9	1	0.9	0	932.3
Resist. Ia	216.82	576.64	138.83	0.00	
γ	1.25	1.35	1.5	1.75	1408.5
Resist. Ib	301.14	778.5	231.38	97.54	
γ	1	1	1	1	1027.5
Servicio I	240.91	576.64	154.25	55.73	

Cargas Horizontales (H_U)

Tipo	LS	EH	$\Sigma =$
Carga	LSx	EHx	Hu (kN)
H (kN) =	22.67	110.08	132.75
γ	1.75	1.5	204.80
Resist. Ia	39.68	165.12	
γ	1.75	1.5	204.80
Resist. Ib	39.68	165.12	
γ	1	1	132.75
Servicio I	22.67	110.08	

Momentos de vuelco por cargas horizontales (M_{HU})

Tipo	LS	EH	$\Sigma =$
Carga	LSx	EHx	MH(kN-m)
MH (kN-m) =	70.29	227.50	297.79
γ	1.75	1.5	464.25
Resist. Ia	123.00	341.25	
γ	1.75	1.5	464.25
Resist. Ib	123.00	341.25	
γ	1	1	297.79
Servicio I	70.29	227.50	

b) Chequeo en la estabilidad de esfuerzos

b1) Vuelco alrededor del punto "A"

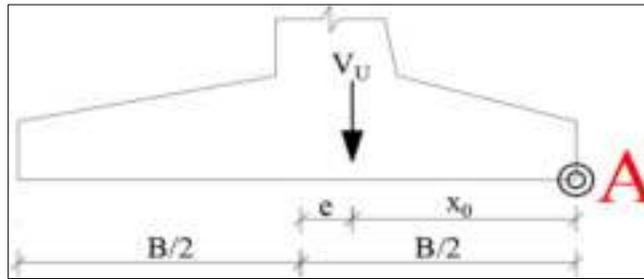
Cálculo de $e_{m\acute{a}x}$:

Estado límite de Resistencia (Art. 11.6.3.3)

En las fundaciones en suelo la ubicación de la resultante de las fuerzas de reacción deberá estar dentro del medio central del ancho de la base.

Se debe mantener la resultante en la base del cimiento dentro de los dos tercios centrales ($e \leq B/4$)

Vuelco respecto al punto A



$B = 3.85 \text{ m}$ base de la zapata

$$X_0 = \frac{M_{VU} - M_{HU}}{V_U} \quad e = \frac{B}{2} - X_0$$

Estado	Vu	M _{VU}	M _{HU}	X ₀	e	e _{MAX}	Condición
	kN	kN-m	kN-m	m	m	m	
Resist. Ia	354.8	932.3	464.2	1.319	0.606	0.963	OK
Resist. Ib	526.1	1408.5	464.2	1.795	0.130	0.963	OK
Servicio I	389.4	1027.5	297.8	1.874	0.051	0.963	OK

b2) Deslizamiento en base del estribo

$\phi'_f = 30^\circ$ $\mu = \tan(\phi'_f)$ $F_f = \mu * (\phi_T * V_U)$
 $\mu = 0.577$

$\phi_T = 1.0$ **Norma Tabla 10.5.5-1** (Procedimiento semienpírico utilizando datos de ensayos SPT)

Estado	Vu	F _f	Hu	Condición
	kN	kN	kN	
Resist. Ia	354.78	204.83	204.80	OK
Resist. Ib	526.06	303.72	204.80	OK
Servicio I	389.39	224.82	132.75	OK

b3) Presiones actuantes en la base del estribo

Capacidad de carga factorada del terreno (q_R)

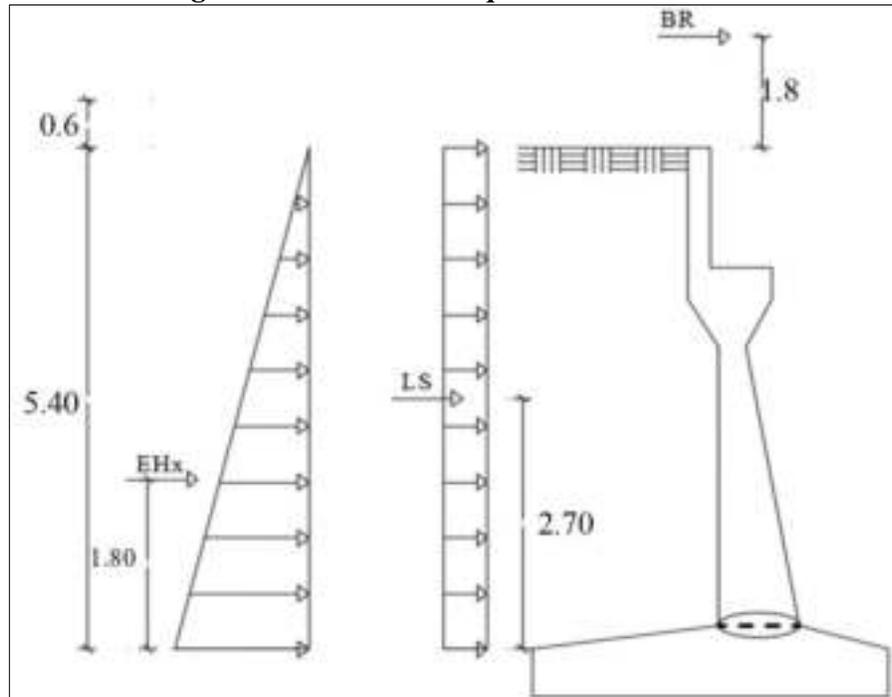
Estado límite de Resistencia, con

$\phi_b = 0.55$ $q_R = \phi_b * (FS * \sigma_{adm})$ $q = \frac{Vu}{B - 2 * e}$
 F.S. = 3
 $\sigma_{adm} = 0.220 \text{ MPa}$ $q_R = 0.363 \text{ MPa}$
 $B = 3.85 \text{ m}$

Estado	Vu	e	q	q _R	Condición
	kN	m	Mpa	Mpa	
Resist. Ia	354.78	0.606	0.13	0.363	OK
Resist. Ib	526.06	0.130	0.15	0.363	OK
Servicio I	389.39	0.051	0.10	0.363	OK

DISEÑO DE LA PANTALLA

Cargas actuantes sobre la pantalla del estribo



Cargas LS (sobrecarga por carga viva en el terreno)

Componente horizontal de la sobrecarga por carga viva:

$$h' = 0.6 \text{ m}$$

$$k_a = 0.297$$

$$\gamma S = 21 \text{ kN/m}^3$$

$$H' = 5.4 \text{ m}$$

$$LS = H' * (k_a * \gamma S * h')$$

$$LS = 19.75 \text{ kN}$$

$$H'/2 = 2.700 \text{ m}$$

$$M_{LS} = 53.32 \text{ kN-m}$$

Cargas BR (frenado)

$$BR = 11.75 \text{ kN}$$

$$y_{BR} = 7.200 \text{ m}$$

$$M_{BR} = 84.58 \text{ kN-m}$$

Cargas EHx (presión lateral del terreno)

$$\delta = 20^\circ$$

$$EH_x = \frac{1}{2} * H' * (k_a * H' * \gamma S) * \cos(\delta)$$

$$EH_x = 83.50 \text{ kN}$$

$$H'/3 = 1.800 \text{ m}$$

$$M_{EH_x} = 150.31 \text{ kN-m}$$

Momento de diseño

Estado Limite de Resistencia I, con un valor $n = n_D n_R n_I = 1$

$$M_{MAX} = n * (1.75 * M_{LS} + 1.5 * M_{EH} + 1.75 * M_{BR})$$

$$M_{MAX} = 466.78 \text{ kN-m}$$

Diseño a flexión

$$\begin{aligned}M_U &= 466.78 \text{ kN-m} \\f'_c &= 28 \text{ Mpa} \\f_y &= 420 \text{ Mpa} \\b &= 1 \text{ m} \\h &= 0.80 \text{ m} \\r &= 50 \text{ mm} \\\emptyset &= 20 \text{ mm}\end{aligned}$$

Canto útil

$$\begin{aligned}d &= h - r - \frac{\emptyset}{2} \\d &= 0.740 \text{ m}\end{aligned}$$

Altura de compresión

$$\begin{aligned}\phi &= 0.9 \text{ flexion} \\\beta &= 0.85\end{aligned}$$

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_U}{\phi * \beta * f'_c * b * d^2}} \right)$$
$$a = 3.01 \text{ cm}$$

Altura al eje neutro

$$c = \frac{a}{\beta}$$
$$c = 3.54 \text{ cm}$$

Armadura necesaria

$$A_{s_{nec}} = \frac{0.85 * f'_c * b * a}{f_y}$$
$$A_{s_{nec}} = 17.03 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

Según el Art. 5.7.3.3.2

a) momento mínimo 1

$$M_{min1} = 1.2 * M_{cr} = 1.2 * S_c * f_r$$

Módulo de sección

$$S_c = \frac{b * h^2}{6} = 0.107 \text{ m}^3$$

Módulo de rotura del H°

$$f_r = 0.63 * \sqrt{f'_c} = 3334 \text{ kPa}$$

Entonces el momento mínimo 1 es:

$$M_{min1} = 426.71 \text{ kN-m}$$

b) momento mínimo 2

$$M_{min2} = 1.33 * M_U$$
$$M_{min2} = 620.82 \text{ kN-m}$$

Se debe elegir el menor valor, el cual es:

$$M_{min} = 426.71 \text{ kN-m}$$

El M_u , rige el diseño para A_s nec.

Armadura maxima

Debe cumplir la siguiente condición, según el Art. 5.7.3.3.1

$$\frac{c}{d} \leq 0.42$$
$$c/d = 0.05 \leq 0.42 \text{ OK, } A_s \text{ nec está dentro del rango}$$

Disposición de armadura necesaria

$$\begin{aligned}\varnothing &= 20 \text{ mm} \\ A &= 3.14 \text{ cm}^2 \\ A_{S_{nec}} &= 17.03 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

El número de barras será:

$$\begin{aligned}N^{\circ}_{barras} &= \frac{A_{S_{nec}}}{A} \\ N^{\circ}_{barras} &= 6 \text{ barras}\end{aligned}$$

Usar: Ø20 c/15

Armadura por temperatura

Según el Art. 5.10.8.2, esta armadura se deberá repartir entre las dos caras

La armadura mínima por temperatura se colocará por no contar con ningún tipo de acero en el sentido perpendicular a la armadura principal de la pantalla y también en ambos sentidos de la cara interior de la pantalla.

$$\begin{aligned}A_{S_{min}} &= \frac{0.0018 * b * d}{2} \\ A_{S_{min}} &= 5.13 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Disposición de armadura por temperatura

$$\begin{aligned}\varnothing &= 12 \text{ mm} \\ A &= 1.13 \text{ cm}^2 \\ A_{S_{min}} &= 5.13 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

El número de barras será:

$$\begin{aligned}N^{\circ}_{barras} &= \frac{A_{S_{min}}}{A} \\ N^{\circ}_{barras} &= 5 \text{ barras}\end{aligned}$$

Usar: Ø12 c/20

Cortante de diseño

Estado Limite de Resistencia I, con un valor $n = n_D n_R n_I = 1$

$$\begin{aligned}V_{MAX} &= n * (1.75 * V_{LS} + 1.5 * V_{EH} + 1.75 * V_{BR}) \\ V_{MAX} &= 180.37 \text{ kN}\end{aligned}$$

Diseño a corte

$$\begin{aligned}V_U &= 180.37 \text{ kN} \\ f'_c &= 28 \text{ Mpa} \\ f_y &= 420 \text{ Mpa} \\ b &= 1 \text{ m} \\ h &= 0.8 \text{ m} \\ d &= 0.74 \text{ m} \\ a &= 3.01 \text{ cm} \\ \phi &= 0.9 \text{ Corte}\end{aligned}$$

Brazo mecanico

$$\begin{aligned}d_v &= d - \frac{a}{2} \\ d_v &= 0.725 \text{ m}\end{aligned}$$

Resistencia nominal al corte por aplastamiento del H°

Ec. 5.8.3.3-2

$$\begin{aligned}V_n &= 0.25 * f'_c * b * d_v \\ V_c &= 5074.8 \text{ kN}\end{aligned}$$

Resistencia nominal al corte por tracción del H°

Ec. 5.8.3.3-3

$$V_c = 0.083 * \beta * \sqrt{f'_c} * b * d_v$$

De acuerdo al **Art. 5.8.3.4.1**, de la norma, se puede adoptar el siguiente valor para β

$$\beta = 2$$

$$V_c = 636.81 \text{ kN}$$

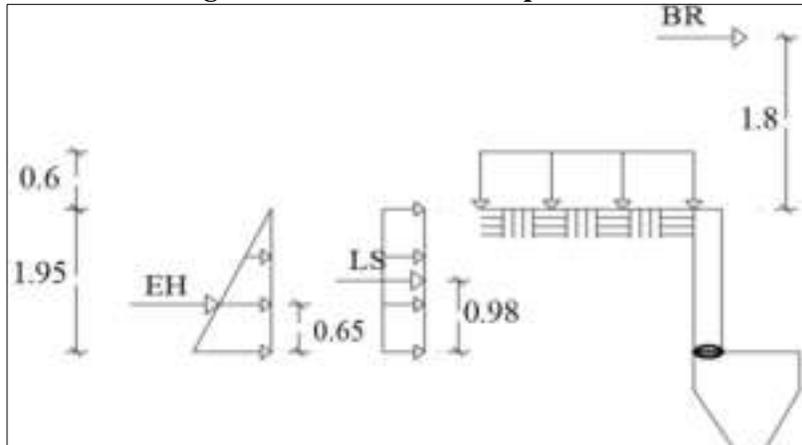
Para verificar que el elemento no necesita estribos, la norma en el **Art. 5.8.2.4**, plantea la siguiente ecuación.

$$V_U < 0.5 * \Phi * V_c$$

$$180.37 < 286.56 \text{ No necesita estribos}$$

DISEÑO DEL ESPALDAR

Cargas actuantes sobre el espaldar del estribo



Cargas LS (sobrecarga por carga viva en el terreno)

Componente horizontal de la sobrecarga por carga viva:

$$h' = 0.6 \text{ m}$$

$$k_a = 0.297$$

$$\gamma S = 20.500 \text{ kN/m}^3$$

$$h_1 = 1.95 \text{ m}$$

$$LS = h_1 * (k_a * \gamma_s * h')$$

$$LS = 7.13 \text{ kN}$$

$$H'/2 = 0.975 \text{ m}$$

$$M_{LS} = 6.95 \text{ kN-m}$$

Cargas BR (frenado)

$$BR = 11.75 \text{ kN}$$

$$y_{BR} = 1.95 \text{ m}$$

$$M_{BR} = 22.91 \text{ kN-m}$$

Cargas EHx (presión lateral del terreno)

$$\delta = 20^\circ \quad EH_x = \frac{1}{2} * h_1 * (k_a * h_1 * \gamma_s) * \cos(\delta)$$

$$EH_x = 10.89 \text{ kN}$$

$$H'/3 = 0.650 \text{ m}$$

$$M_{EH_x} = 7.08 \text{ kN-m}$$

Momento de diseño

Estado Limite de Resistencia I, con un valor $n = n_D n_R n_I = 1$

$$M_{MAX} = n * (1.75 * M_{LS} + 1.5 * M_{EH} + 1.75 * M_{BR})$$

$$M_{MAX} = 62.87 \text{ kN-m}$$

Diseño a flexión

$$\begin{aligned}M_U &= 62.87 \text{ kN-m} \\f'_c &= 28 \text{ Mpa} \\f_y &= 420 \text{ Mpa} \\b &= 1 \text{ m} \\h &= 0.25 \text{ m} \\r &= 15 \text{ mm} \\Ø &= 12 \text{ mm}\end{aligned}$$

Canto útil

$$\begin{aligned}d &= h - r - \frac{Ø}{2} \\d &= 0.229 \text{ m}\end{aligned}$$

Altura de compresión

$$\begin{aligned}\phi &= 0.9 \text{ flexion} \\β &= 0.85\end{aligned}$$

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_U}{\phi * \beta * f'_c * b * d^2}} \right)$$
$$a = 1.32 \text{ cm}$$

Altura al eje neutro

$$c = \frac{a}{\beta}$$
$$c = 1.55 \text{ cm}$$

Armadura necesaria

$$A_{s_{nec}} = \frac{0,85 * f'_c * b * a}{f_y}$$
$$A_{s_{nec}} = 7.48 \text{ cm}^2$$

Armadura minima

Según el Art. 5.7.3.3.2

a) momento mínimo 1

$$M_{min1} = 1.2 * M_{cr} = 1.2 * S_c * f_r$$

Módulo de sección

$$S_c = \frac{b * h^2}{6} = 0.010 \text{ m}^3$$

Módulo de rotura del H°

$$f_r = 0.63 * \sqrt{f'_c} = 3334 \text{ kPa}$$

Entonces el momento mínimo 1 es:

$$M_{min1} = 41.67 \text{ kN-m}$$

b) momento mínimo 2

$$M_{min2} = 1.33 * M_U$$
$$M_{min2} = 83.62 \text{ kN-m}$$

Se debe elegir el menor valor, el cual es:

$$M_{min} = 41.67 \text{ kN-m}$$

El M_u , rige el diseño para A_s nec.

Armadura maxima

Debe cumplir la siguiente condición, según el Art. 5.7.3.3.1

$$\frac{c}{d} \leq 0.42$$
$$c/d = 0.07 \leq 0.42 \text{ OK, } A_s \text{ nec está dentro del rango}$$

Disposición de armadura necesaria

$$\begin{aligned}\emptyset &= 12 \text{ mm} \\ A &= 1.13 \text{ cm}^2 \\ A_{S_{nec}} &= 7.48 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

El número de barras será:

$$\begin{aligned}N^{\circ}_{barras} &= \frac{A_{S_{nec}}}{A} \\ N^{\circ}_{barras} &= 7 \text{ barras}\end{aligned}$$

Usar: Ø12 c/15

Armadura por temperatura

Según el Art. 5.10.8.2, esta armadura se deberá repartir entre las dos caras

La armadura mínima por temperatura se colocará por no contar con ningún tipo de acero en el sentido perpendicular a la armadura principal de la pantalla y también en ambos sentidos de la cara interior de la pantalla.

$$\begin{aligned}A_{S_{min}} &= 0.0018 * b * d \\ A_{S_{min}} &= 4.12 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Disposición de armadura por temperatura

$$\begin{aligned}\emptyset &= 12 \text{ mm} \\ A &= 1.13 \text{ cm}^2 \\ A_{S_{min}} &= 4.12 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

El número de barras será:

$$\begin{aligned}N^{\circ}_{barras} &= \frac{A_{S_{min}}}{A} \\ N^{\circ}_{barras} &= 4 \text{ barras}\end{aligned}$$

Usar: Ø12 c/24

DISEÑO A CORTE

Cortante de diseño

Estado Limite de Resistencia I, con un valor $n = n_D n_R n_I = 1$

$$\begin{aligned}V_{MAX} &= n * (1.75 * V_{LS} + 1.5 * V_{EH} + 1.75 * V_{BR}) \\ V_{MAX} &= 49.37 \text{ kN}\end{aligned}$$

Diseño a corte

$$\begin{aligned}V_U &= 49.37 \text{ kN} \\ f'_c &= 28 \text{ Mpa} \\ f_y &= 420 \text{ Mpa} \\ b &= 1 \text{ m} \\ h &= 0.25 \text{ m} \\ d &= 0.229 \text{ m} \\ a &= 1.32 \text{ cm} \\ \phi &= 0.9 \text{ Corte}\end{aligned}$$

Brazo mecanico

$$\begin{aligned}d_v &= d - \frac{a}{2} \\ d_v &= 0.222 \text{ m}\end{aligned}$$

Resistencia nominal al corte por aplastamiento del H°

Ec. 5.8.3.3-2

$$\begin{aligned}V_n &= 0.25 * f'_c * b * d_v \\ V_c &= 1556.8 \text{ kN}\end{aligned}$$

Resistencia nominal al corte por tracción del H°

Ec. 5.8.3.3-3

$$V_c = 0.083 * \beta * \sqrt{f'_c} * b * d_v$$

De acuerdo al **Art. 5.8.3.4.1**, de la norma, se puede adoptar el siguiente valor para β
 $\beta = 2$ $V_c = 195.35 \text{ kN}$

Para verificar que el elemento no necesita estribos, la norma en el **Art. 5.8.2.4**, plantea la siguiente ecuación.

$$V_U < 0.5 * \Phi * V_c$$

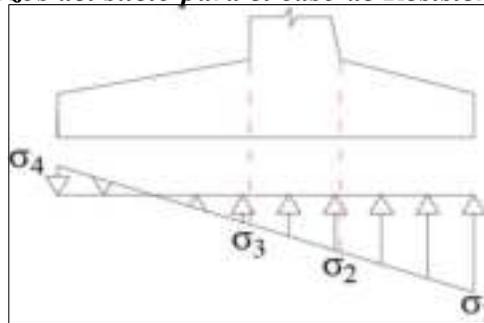
$$49.37 < 87.91 \quad \text{No necesita estribos}$$

ESFUERZOS SOBRE EL SUELO

Para obtener el caso crítico de esfuerzo sobre el suelo se analizará el caso de Resistencia Ia y Resistencia Ib.

Resistencia Ia

Esfuerzos del suelo para el caso de Resistencia Ia



$$B = 3.85 \text{ m}$$

$$\Sigma V_U = 513.96 \text{ kN}$$

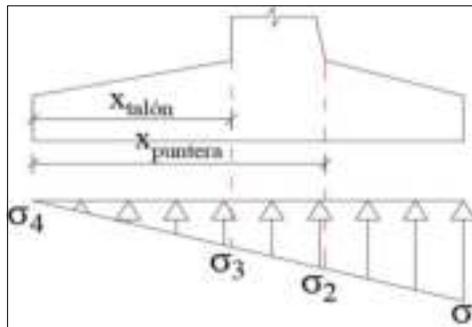
$$\sigma_1 = \frac{\Sigma V_U}{B} * \left(1 + \frac{6 * e}{B} \right)$$

$$\sigma_4 = \frac{\Sigma V_U}{B} * \left(1 - \frac{6 * e}{B} \right)$$

Estado	e	q _{4 min}	q _{1 max}
	m	kN/m	kN/m
Resist. Ib	0.77	-26.8	293.8

Debido a que el signo del esfuerzo mínimo sale negativo, a decisión del proyectista se decide que el esfuerzo en dicho punto se considera cero, debido a que el suelo no resiste esfuerzos de tracción. Representando así en el siguiente gráfico:

Esfuerzos del suelo para el caso de Resistencia Ia (Modificado)



$$B = 3.85 \text{ m}$$

$$\Sigma V_U = 513.96 \text{ kN}$$

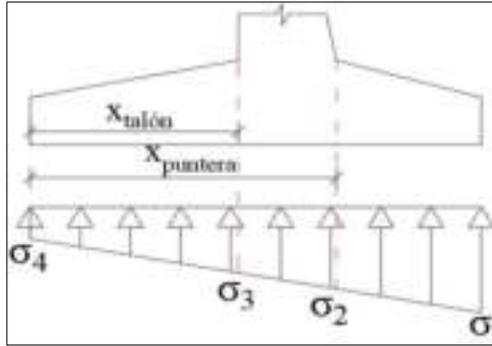
$$X_{\text{talón}} = 1.8 \text{ m}$$

$$X_{\text{punter}} = 2.6 \text{ m}$$

Estado	e	q ₄ min	q ₃ talón	q ₂ punt	q ₁ max
	m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m
Resist. Ib	0.77	0.0	137.4	198.4	293.8

Resistencia Ib

Esfuerzos del suelo para el caso de Resistencia Ib



$$\begin{aligned}
 B &= 3.85 \text{ m} \\
 \Sigma V_U &= 1023.1 \text{ kN} \\
 X_{talón} &= 1.8 \text{ m} \\
 X_{puntera} &= 2.6 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_1 &= \frac{\Sigma V_U}{B} * \left(1 + \frac{6 * e}{B}\right) \\
 \sigma_4 &= \frac{\Sigma V_U}{B} * \left(1 - \frac{6 * e}{B}\right)
 \end{aligned}$$

Estado	e	q ₄ min	q ₃ talón	q ₂ punt	q ₁ max
	m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m
Resist. Ib	0.28	150.4	258.2	306.2	381.1

Debido a que los esfuerzos del Caso de Resistencia Ib son mayores se trabajará con esos esfuerzos como los críticos.

Cortante ejercido por el suelo sobre el talón

$$L_{talón} = 1.8 \text{ m} \quad V_{suelo talón} = 367.75 \text{ kN-m}$$

Momento ejercido por el suelo sobre el talón

$$L_{talón} = 1.8 \text{ m} \quad M_{suelo talón} = 301.84 \text{ kN-m}$$

Cortante ejercido por el suelo sobre la puntera

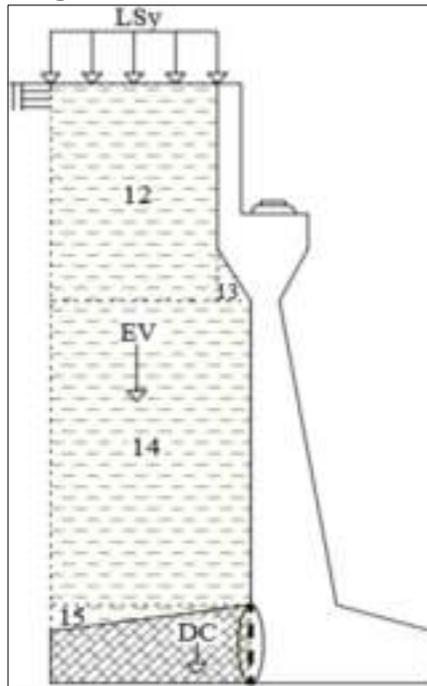
$$L_{puntera} = 1.25 \text{ m} \quad V_{suelo puntera} = 429.58 \text{ kN-m}$$

Momento ejercido por el suelo sobre la puntera

$$L_{puntera} = 1.25 \text{ m} \quad M_{suelo puntera} = 278.24 \text{ kN-m}$$

DISEÑO DEL TALÓN

Cargas actuantes sobre el talón



Peso propio DC

$$\gamma_H = 24 \text{ kN/m}^3$$

$$DC = 27.00 \text{ kN}$$

$$X_a = 0.816 \text{ m}$$

$$M_{DC} = 22.032 \text{ kN-m}$$

Cargas EHy (presión lateral del terreno)

$$EH_y = \frac{1}{2} * H * (p) * \text{sen}(\delta) = \frac{1}{2} * H * (k_a * h1 * \gamma_s) * \text{sen}(\delta)$$

$$k_a = 0.297$$

$$\gamma_s = 20.5 \text{ kN/m}^3$$

$$H = 5.40 \text{ m}$$

$$EH_y = 30.39 \text{ kN}$$

$$X_a = 1.800 \text{ m}$$

$$M_{EH_y} = 54.708 \text{ kN-m}$$

Cargas EV (peso del suelo)

Suelo de relleno

$$X_a = 0.986 \text{ m}$$

$$EV = 186.35 \text{ kN/m}$$

$$M_{EV} = 183.80 \text{ kN-m}$$

Cargas LSy (sobrecarga por carga viva en el terreno)

$$h' = 0.6 \text{ m}$$

$$b' = 1.450 \text{ m}$$

$$\gamma_s = 20.5 \text{ kN/m}^3$$

$$LS_y = \gamma * b' * h'$$

$$LS_y = 17.84 \text{ kN}$$

$$X_a = 1.075 \text{ m}$$

$$M_{LS_y} = 19.173 \text{ kN-m}$$

Cortantes mayoradas de las cargas gravitatorias sobre el talón

Tipo	DC	EH	EV	LS	$\Sigma =$
Carga	DC	EHy	EV	LS _Y	V _{talón}
V (kN) =	27.00	30.39	186.35	17.84	261.6
γ	1.25	1.5	1.35	1.75	362.12
Resist. Ib	33.75	45.59	251.57	31.21	

Momento mayorado de las cargas gravitatorias sobre el talón

Tipo	DC	EH	EV	LS	$\Sigma =$
Carga	DC	EHy	EV	LS _Y	M _{talón}
M (kN-m) =	22.03	54.71	183.80	19.17	279.7
γ	1.25	1.5	1.35	1.75	391.28
Resist. Ib	27.54	82.06	248.13	33.55	

Momento de diseño

Despreciando del lado conservador la reacción del suelo

$$M_{MAX} = M_{talón}$$

$$M_{MAX} = 391.28 \text{ kN-m}$$

Diseño a Flexión

$$M_U = 391.28 \text{ kN-m}$$

$$f'_c = 28 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 420 \text{ Mpa}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$h = 0.80 \text{ m}$$

$$r = 50 \text{ mm}$$

$$\emptyset = 16 \text{ mm}$$

$$\phi = 0.9 \text{ flexion}$$

$$\beta = 0.85$$

Canto útil

$$d = h - r - \frac{\emptyset}{2}$$

$$d = 0.742 \text{ m}$$

Altura de compresión

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_U}{\phi * \beta * f'_c * b * d^2}} \right)$$

$$a = 2.50 \text{ cm}$$

Altura al eje neutro

$$c = \frac{a}{\beta}$$

$$c = 2.95 \text{ cm}$$

Armadura necesaria

$$A_{S_{nec}} = \frac{0.85 * f'_c * b * a}{f_y}$$

$$A_{S_{nec}} = 14.19 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

Según el Art. 5.7.3.3.2

a) momento mínimo 1

$$M_{min1} = 1.2 * M_{Cr} = 1.2 * S_C * f_r$$

Módulo de sección

$$S_c = \frac{b * h^2}{6} = 0.107 \text{ m}^3$$

Módulo de rotura del H°

$$f_r = 0.63 * \sqrt{f'_c} = 3334 \text{ kPa}$$

Entonces el momento mínimo 1 es:

$$M_{\min 1} = 426.71 \text{ kN-m}$$

b) momento mínimo 2

$$M_{\min 2} = 1.33 * M_U$$
$$M_{\min 2} = 520.40 \text{ kN-m}$$

Se debe elegir el menor valor, el cual es:

$$M_{\min} = 426.71 \text{ kN-m}$$

El M_u , no rige el diseño para A_s nec, se debe calcular A_s nec con este nuevo valor.

Recalculando los valores de (a, c y $A_{s\text{ nec}}$), con el valor de M_{\min} , se tiene:

$$a = 2.74 \text{ cm}$$
$$c = 3.22 \text{ cm}$$
$$A_{s\text{ nec}} = 15.50 \text{ cm}^2$$

Armadura maxima

Debe cumplir la siguiente condición, según el **Art. 5.7.3.3.1**

$$\frac{c}{d} \leq 0.42$$
$$c/d = 0.04 \leq 0.42 \text{ OK, } A_s \text{ nec está dentro del rango}$$

Disposición de armadura necesaria

$$\begin{aligned} \emptyset &= 16 \text{ mm} \\ A &= 2.01 \text{ cm}^2 \\ A_{s\text{ nec}} &= 15.50 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

El número de barras será:

$$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{A_{s\text{ nec}}}{A}$$
$$N^{\circ} \text{ barras} = 8 \text{ barras}$$

Usar: Ø16 c/12.5

Armadura por temperatura

Según el **Art. 5.10.8.2**, esta armadura se deberá repartir entre las dos caras

La armadura mínima por temperatura se colocará por no contar con ningún tipo de acero en el sentido perpendicular a la armadura principal del talón.

$$A_{s\text{ min}} = \frac{0.0018 * b * d}{2}$$
$$A_{s\text{ min}} = 6.68 \text{ cm}^2$$

Disposición de armadura por temperatura

$$\begin{aligned}\varnothing &= 12 \text{ mm} \\ A &= 1.13 \text{ cm}^2 \\ A_{s_{min}} &= 6.68 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

El número de barras será:

$$\begin{aligned}N^{\circ}_{barras} &= \frac{A_{s_{min}}}{A} \\ N^{\circ}_{barras} &= 6 \text{ barras}\end{aligned}$$

Usar: Ø12 c/17

Cortante de diseño

Despreciando del lado conservador el 50% de la reacción del suelo

$$V_{MAX} = V_{suelo \ talón} - 0.5 * V_{talón}$$

$$V_{MAX} = 178.24 \text{ kN}$$

Diseño a Corte

$$\begin{aligned}V_U &= 178.24 \text{ kN} \\ f'_c &= 28 \text{ Mpa} \\ f_y &= 420 \text{ Mpa} \\ b &= 1 \text{ m} \\ h &= 0.8 \text{ m} \\ d &= 0.742 \text{ m} \\ a &= 2.50 \text{ cm} \\ \phi &= 0.9 \text{ Corte}\end{aligned}$$

Brazo mecanico

$$d = d - \frac{a}{2}$$

$$d = 0.729 \text{ m}$$

Resistencia nominal al corte por aplastamiento del H°

Ec. 5.8.3.3-2

$$V_n = 0.25 * f'_c * b * d_v$$

$$V_n = 5106.4 \text{ kN}$$

Resistencia nominal al corte por tracción del H°

Ec. 5.8.3.3-3

$$V_c = 0.083 * \beta * \sqrt{f'_c} * b * d_v$$

De acuerdo al **Art. 5.8.3.4.1**, de la norma, se puede adoptar el siguiente valor para β

$$\beta = 2$$

$$V_c = 640.77 \text{ kN}$$

Para verificar que el elemento no necesita estribos, la norma en el **Art. 5.8.2.4**, plantea la siguiente ecuación.

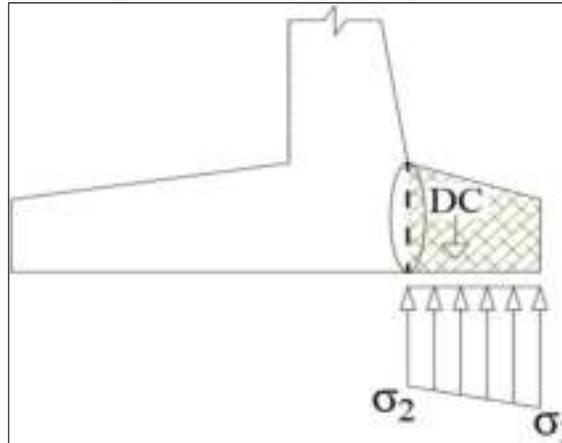
$$V_U < 0.5 * \Phi * V_c$$

$$\phi = 0.9 \text{ Corte}$$

$$178.24 < 288.35 \text{ No necesita estribos}$$

DISEÑO DE LA PUNTERA

Cargas actuantes sobre la puntera



Peso propio DC

$$\gamma_H = 24 \text{ kN/m}^3$$

$$DC = 18.75 \text{ kN}$$

$$X_a = 0.567 \text{ m}$$

$$M_{DC} = 10.625 \text{ kN-m}$$

Cargas EV (peso del suelo)

Despreciando del lado conservador el empuje vertical del suelo sobre la puntera

Cortantes mayoradas de las cargas gravitatorias sobre el talón

Tipo	DC	$\Sigma =$
Carga	DC	V_{puntera}
V (kN) =	18.75	18.8
γ	1.25	23.44
Resist. Ib	23.44	

Momento mayorado de las cargas gravitatorias sobre el talón

Tipo	DC	$\Sigma =$
Carga	DC	M_{puntera}
M (kN-m) =	10.63	10.6
γ	1.25	13.28
Resist. Ib	13.28	

Momento de diseño

$$M_{MAX} = M_{\text{suelo puntera}} - M_{\text{puntera}}$$

$$M_{MAX} = 264.96 \text{ kN-m}$$

Diseño a Flexión

$$\begin{aligned}M_U &= 352.41 \text{ kN-m} \\f'_c &= 28 \text{ Mpa} \\f_y &= 420 \text{ Mpa} \\b &= 1 \text{ m} \\h &= 0.80 \text{ m} \\r &= 50 \text{ mm} \\Ø &= 16 \text{ mm}\end{aligned}$$

Canto útil

$$\begin{aligned}d &= h - r - \frac{Ø}{2} \\d &= 0.742 \text{ m}\end{aligned}$$

Altura de compresión

$$\begin{aligned}\phi &= 0.9 \text{ flexion} \\β &= 0.85\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}a &= d * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_U}{\phi * \beta * f'_c * b * d^2}} \right) \\a &= 2.25 \text{ cm}\end{aligned}$$

Altura al eje neutro

$$\begin{aligned}c &= \frac{a}{\beta} \\c &= 2.65 \text{ cm}\end{aligned}$$

Armadura necesaria

$$\begin{aligned}A_{s_{nec}} &= \frac{0.85 * f'_c * b * a}{f_y} \\A_{s_{nec}} &= 12.76 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Armadura mínima

Según el Art. 5.7.3.3.2

a) momento mínimo 1

$$M_{min1} = 1.2 * M_{cr} = 1.2 * S_c * f_r$$

Módulo de sección

$$S_c = \frac{b * h^2}{6} = 0.107 \text{ m}^3$$

Módulo de rotura del H°

$$f_r = 0.63 * \sqrt{f'_c} = 3334 \text{ kPa}$$

Entonces el momento mínimo 1 es:

$$M_{min1} = 426.71 \text{ kN-m}$$

b) momento mínimo 2

$$\begin{aligned}M_{min2} &= 1.33 * M_U \\M_{min2} &= 468.71 \text{ kN-m}\end{aligned}$$

Se debe elegir el menor valor, el cual es:

$$M_{min} = 426.71 \text{ kN-m}$$

El M_u , no rige el diseño para $A_{s_{nec}}$, se debe calcular $A_{s_{nec}}$ con este nuevo valor.

Recalculando los valores de (a, c y $A_{s_{nec}}$), con el valor de M_{min} , se tiene:

$$\begin{aligned}a &= 2.25 \text{ cm} \\c &= 2.65 \text{ cm} \\A_{s_{nec}} &= 12.76 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Armadura maxima

Debe cumplir la siguiente condición, según el **Art. 5.7.3.3.1**

$$\frac{c}{d} \leq 0.42$$

$c/d = 0.04 \leq 0.42$ OK, As nec está dentro del rango

Disposición de armadura necesaria

$$\begin{aligned}\emptyset &= 16 \text{ mm} \\ A &= 2.01 \text{ cm}^2 \\ A_{s_{nec}} &= 12.76 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

El número de barras será:

$$N^{\circ}_{barras} = \frac{A_{s_{nec}}}{A}$$

$N^{\circ}_{barras} = 7$ barras

Usar: Ø16 c/15

Armadura por temperatura

Según el **Art. 5.10.8.2**, esta armadura se deberá repartir entre las dos caras

La armadura mínima por temperatura se colocará por no contar con ningún tipo de acero en el sentido perpendicular a la armadura principal de la puntera.

$$A_{s_{min}} = \frac{0.0018 * b * d}{2}$$

$A_{s_{min}} = 6.68 \text{ cm}^2$

Disposición de armadura por temperatura

$$\begin{aligned}\emptyset &= 12 \text{ mm} \\ A &= 1.13 \text{ cm}^2 \\ A_{s_{min}} &= 6.68 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

El número de barras será:

$$N^{\circ}_{barras} = \frac{A_{s_{min}}}{A}$$

$N^{\circ}_{barras} = 6$ barras

Usar: Ø12 c/17

Cortante de diseño

$$V_{MAX} = V_{suelo puntera} - V_{puntera}$$

$$V_{MAX} = 406.14 \text{ kN}$$

Diseño a corte

$$\begin{aligned}V_U &= 406.14 \text{ kN} \\ f'c &= 28 \text{ Mpa} \\ f_y &= 420 \text{ Mpa} \\ b &= 1 \text{ m} \\ h &= 0.8 \text{ m} \\ d &= 0.742 \text{ m} \\ a &= 2.25 \text{ cm} \\ \phi &= 0.9 \text{ Corte}\end{aligned}$$

Brazo mecanico

$$d = d - \frac{a}{2}$$

$d = 0.731 \text{ m}$

Resistencia nominal al corte por aplastamiento del H°

Ec. 5.8.3.3-2

$$V_n = 0.25 * f'_c * b * d_v$$

$$V_n = 5115.2 \text{ kN}$$

Resistencia nominal al corte por tracción del H°

Ec. 5.8.3.3-3

$$V_c = 0.083 * \beta * \sqrt{f'_c} * b * d_v$$

De acuerdo al **Art. 5.8.3.4.1**, de la norma, se puede adoptar el siguiente valor para β

$$\beta = 2$$

$$V_c = 641.88 \text{ kN}$$

Para verificar que el elemento no necesita estribos, la norma en el **Art. 5.8.2.4**, plantea la siguiente ecuación.

$$V_U < 0.5 * \Phi * V_c$$

$$\phi = 0.9 \quad \text{Corte}$$

$$406.14 < 408.88 \quad \text{No necesita estribos}$$

ANEXO E
APORTE ACADÉMICO

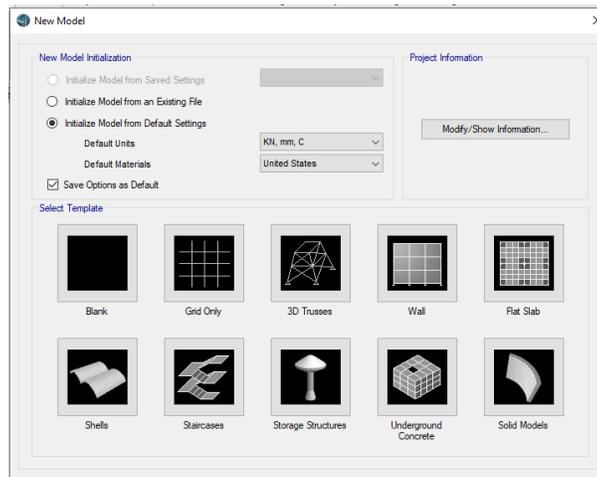
APORTE ACADÉMICO

1. Producto – aporte

1.1. Parámetros De Diseño

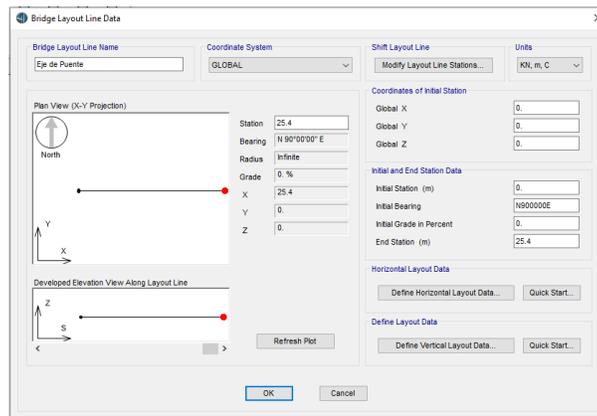
• Creación de un Nuevo Modelo

Se elige una hoja de modelo en blanco **File > New > More > Blank**



• Eje longitudinal de Puente

La longitud del modelo es de 25.4 m. El trazo de la línea de eje del puente no presenta variación horizontal ni vertical. **Layout > Add a new layout line**



• Carril de diseño

Carril derecho

El ancho de carril derecho es de 3.65 m en toda la longitud del puente. **Add a new lane**

The screenshot shows the 'Bridge Lane Data' dialog box for a right lane. The 'Lane Name' is 'Carril Derecho'. The 'Coordinate System' is 'GLOBAL' and 'Units' are 'KN, m, C'. The 'Maximum Lane Load Discretization Lengths' are set to 3 for 'Along Lane' and 3 for 'Across Lane'. The 'Additional Lane Load Discretization Parameters Along Lane' are checked for 'Discretization Length Not Greater Than 1/4 of Span Length' and 'Discretization Length Not Greater Than 1/10 of Lane Length'. The 'Lane Data' table shows three rows for 'Eje de Puente' with stations 0, 25, and 25, centerline offsets of 1.825, 1.825, and 1.825, and lane widths of 3.65, 3.65, and 3.65. The 'Lane type' is 'Fixed Lane'. The 'Plan View (X-Y Projection)' shows a horizontal line with a green arrow pointing right. The 'Lane Edge Type' is set to 'Interior' for the left edge and 'Exterior' for the right edge. The 'Objects Loaded By Lane' are set to 'Program Determined'.

Bridge Layout Line	Station m	Centerline Offset m	Lane Width m	Radius m
Eje de Puente	0	1.825	3.65	0
Eje de Puente	25	1.825	3.65	0
Eje de Puente	25	1.825	3.65	0

Carril izquierdo

El ancho de carril izquierdo es de 3.65 m en toda la longitud del puente. **Add a new lane**

The screenshot shows the 'Bridge Lane Data' dialog box for a left lane. The 'Lane Name' is 'Carril Izquierdo'. The 'Coordinate System' is 'GLOBAL' and 'Units' are 'KN, m, C'. The 'Maximum Lane Load Discretization Lengths' are set to 3 for 'Along Lane' and 3 for 'Across Lane'. The 'Additional Lane Load Discretization Parameters Along Lane' are checked for 'Discretization Length Not Greater Than 1/4 of Span Length' and 'Discretization Length Not Greater Than 1/10 of Lane Length'. The 'Lane Data' table shows three rows for 'Eje de Puente' with stations 0, 25, and 25, centerline offsets of -1.825, -1.825, and -1.825, and lane widths of 3.65, 3.65, and 3.65. The 'Lane type' is 'Fixed Lane'. The 'Plan View (X-Y Projection)' shows a horizontal line with a blue arrow pointing left. The 'Lane Edge Type' is set to 'Exterior' for the left edge and 'Interior' for the right edge. The 'Objects Loaded By Lane' are set to 'Program Determined'.

Bridge Layout Line	Station m	Centerline Offset m	Lane Width m	Radius m
Eje de Puente	0	-1.825	3.65	0
Eje de Puente	25	-1.825	3.65	0
Eje de Puente	25	-1.825	3.65	0

1.2. Definir Materiales

- **Hormigón 21 MPa.** – Se define el peso específico de 24 kN/m³ y el módulo de elasticidad. **Components > Material properties > Add a new material property**

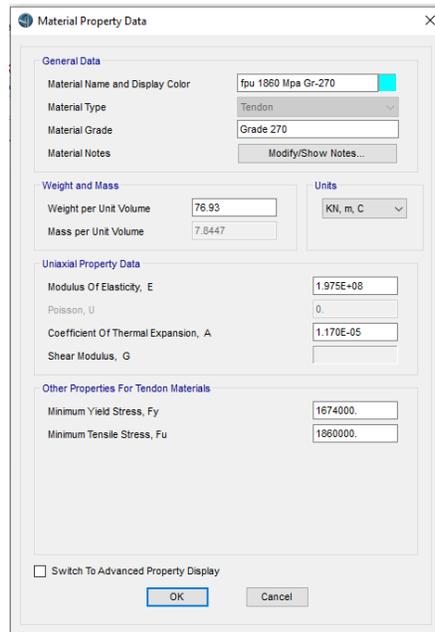
The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for a concrete material. The 'General Data' section includes 'Material Name and Display Color' (fc 21 Mpa), 'Material Type' (Concrete), and 'Material Grade' (Fc 3000 psi). The 'Weight and Mass' section shows 'Weight per Unit Volume' (24) and 'Mass per Unit Volume' (2.4473). The 'Isotropic Property Data' section includes 'Modulus Of Elasticity, E' (22023859), 'Poisson, U' (0.2), 'Coefficient Of Thermal Expansion, A' (9.900E-06), and 'Shear Modulus, G' (9176608). The 'Other Properties For Concrete Materials' section includes 'Specified Concrete Compressive Strength, Fc' (21000), 'Expected Concrete Compressive Strength' (21000), and a checkbox for 'Lightweight Concrete'. The 'Switch To Advanced Property Display' checkbox is unchecked. The 'OK' and 'Cancel' buttons are visible at the bottom.

- **Hormigón 35 MPa.** - Se define el peso específico de 24 kN/m³ y el módulo de elasticidad. **Components > Material properties > Add a new material property**

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for a concrete material. The 'General Data' section includes 'Material Name and Display Color' (fc 35 Mpa), 'Material Type' (Concrete), and 'Material Grade' (Fc 5000 psi). The 'Weight and Mass' section shows 'Weight per Unit Volume' (24) and 'Mass per Unit Volume' (2.4473). The 'Isotropic Property Data' section includes 'Modulus Of Elasticity, E' (28432679), 'Poisson, U' (0.2), 'Coefficient Of Thermal Expansion, A' (9.900E-06), and 'Shear Modulus, G' (11846950). The 'Other Properties For Concrete Materials' section includes 'Specified Concrete Compressive Strength, Fc' (35000), 'Expected Concrete Compressive Strength' (35000), and a checkbox for 'Lightweight Concrete'. The 'Switch To Advanced Property Display' checkbox is unchecked. The 'OK' and 'Cancel' buttons are visible at the bottom.

• **Torones G-270 ($f_{pu}= 1860 \text{ MPa}$).** – Se define el peso específico, al igual que el modulo de elasticidad, como también el esfuerzo de fluencia.

Components > Material properties > Add a new material property



The dialog box 'Material Property Data' is used to define material properties. It contains the following fields:

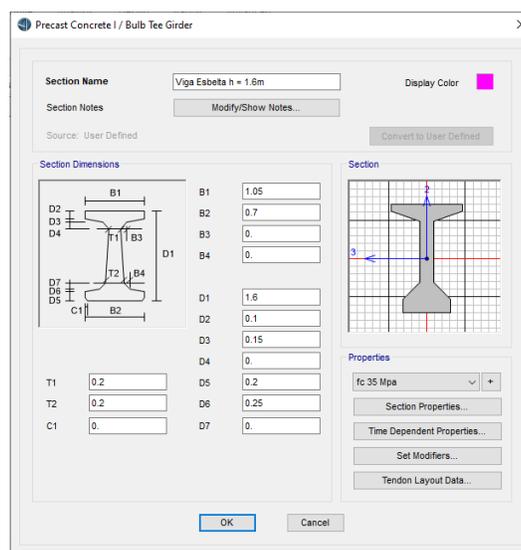
- General Data:** Material Name and Display Color (fpu 1860 Mpa Gr-270), Material Type (Tendon), Material Grade (Grade 270), and Material Notes (Modify/Show Notes...).
- Weight and Mass:** Weight per Unit Volume (76.93), Mass per Unit Volume (7.8447), and Units (KN, m, C).
- Uniaxial Property Data:** Modulus Of Elasticity, E (1.975E+08), Poisson, U (0), Coefficient Of Thermal Expansion, A (1.170E-05), and Shear Modulus, G.
- Other Properties For Tendon Materials:** Minimum Yield Stress, Fy (1674000), and Minimum Tensile Stress, Fu (1860000).

At the bottom, there is a checkbox for 'Switch To Advanced Property Display' and 'OK' and 'Cancel' buttons.

1.3. Definir Secciones De La Superestructura

• **Sección de la viga.** – Se define las configuraciones de la viga con $h=1.6\text{m}$.

Components > Frame properties > Add a new frame section property



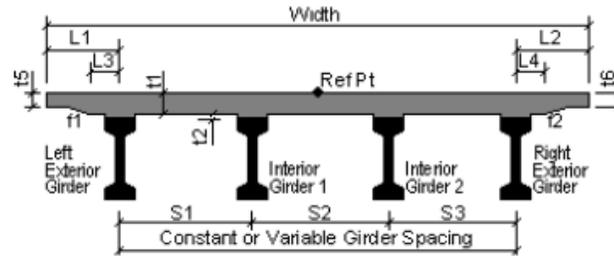
The dialog box 'Precast Concrete I / Bulb Tee Girder' is used to define section dimensions and properties. It contains the following fields:

- Section Name:** Viga Esbeta h = 1.6m, Display Color (magenta).
- Section Notes:** Modify/Show Notes... (Source: User Defined, Convert to User Defined).
- Section Dimensions:** A diagram of a bulb tee girder with dimensions B1, B2, B3, B4, D1, D2, D3, D4, D5, D6, D7, T1, T2, and C1. The values are: B1: 1.05, B2: 0.7, B3: 0, B4: 0, D1: 1.6, D2: 0.1, D3: 0.15, D4: 0, D5: 0.2, D6: 0.25, D7: 0, T1: 0.2, T2: 0.2, C1: 0.
- Section:** A diagram of the bulb tee girder section on a grid.
- Properties:** f_c 35 Mpa, Section Properties..., Time Dependent Properties..., Set Modifiers..., and Tendon Layout Data... buttons.

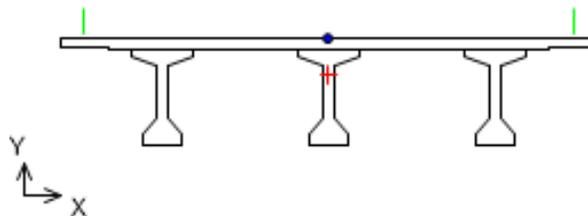
At the bottom, there are 'OK' and 'Cancel' buttons.

• **Tablero**

Se define el espesor de losa = 0.2m, la separación entre vigas 2.7m y longitud de del bolado incluyendo el ancho de bordillo es 1.15m. **Components > Deck sections > Add a new bridge deck section**



Section Data	
Definition	Loads
Item	Value
General Data	
Bridge Section Name	Tablero
Slab Material Property	fc 21 Mpa
Number of Interior Girders	1
Total Width	9.3
Girder Longitudinal Layout	Along Layout Line
Constant Girder Spacing	Yes
Constant Girder Haunch Thickness (t2)	No
Constant Girder Frame Section	Yes
Slab Thickness	
Top Slab Thickness (t1)	0.2
Haunch Height for Left Exterior Girder (t2)	0.
Haunch Height for Interior Girder	0.
Haunch Height for Right Exterior Girder (t2)	0.
Girder Section Properties	
Girder Section	Viga Esbelta h = 1.6m
Fillet Horizontal Dimension Data	
f1 Horizontal Dimension	0.
f2 Horizontal Dimension	0.
Left Overhang Data	
Left Overhang Length (L1)	1.75
Left Overhang Distance to Fillet (L3)	0.95
Left Overhang Outer Thickness (t5)	0.15
Right Overhang Data	
Right Overhang Length (L2)	1.75
Right Overhang Distance to Fillet (L4)	0.95
Right Overhang Outer Thickness (t6)	0.15
Insertion Point Location	
Offset X From Reference Point To Insertion Point	0.
Offset Y From Reference Point To Insertion Point	0.



• **Diafragma.** – Se define la base = 0.2m y altura de diafragma = 1.15m.

Components > Diaphragms > Add a new bridge diaphragm

Bridge Diaphragm Property

Diaphragm Name: Diafragma Units: KN, m, C

Select Diaphragm Type

- Solid (Applies to Concrete Bridges and User Bridge Section Only)
- Chord and Brace (Applies to Steel and Precast Concrete I-Girder Bridges Only)
- Single Beam (Applies to Steel and Precast Concrete I-Girder Bridges Only)
- Steel Plate (Applies to Steel I Girder Internal Only)

Solid Diaphragm Parameters

Diaphragm Thickness: 0.2

Diaphragm Depth (For Solid Girder, PC I-Girder and T Bridge Section): 1.15

Use Girder Depth Instead (except Solid Girder Bridge Sections)

Diaphragm Material: + fc 21 Mpa

Use Slab Material Instead (except User Bridge Sections)

OK Cancel

1.4. Tipos De Apoyos

• **Apoyo fijo.** – Se considera el apoyo fijo restringiendo el desplazamiento horizontal. **Components > Bearings > Add a new bridge Bearing**

Bridge Bearing Data

Bridge Bearing Name: Apoyo Fijo Units: KN, m, C

Bridge Bearing is Defined By:

- Link/Support Property +
- User Definition

User Bearing Properties

DOF/Direction	Release Type	Stiffness
Translation Vertical (U1)	Fixed	
Translation Normal to Layout Line (U2)	Fixed	
Translation Along Layout Line (U3)	Fixed	
Rotation About Vertical (R1)	Free	
Rotation About Normal to Layout Line (R2)	Free	
Rotation About Layout Line (R3)	Free	

OK Cancel

• **Apoyo movil.** - Se considera el apoyo móvil liberando el desplazamiento horizontal. **Components > Bearings > Add a new bridge Bearing**

Bridge Bearing Data

Bridge Bearing Name: Apoyo Movil Units: KN, m, C

Bridge Bearing is Defined By:

- Link/Support Property +
- User Definition

User Bearing Properties

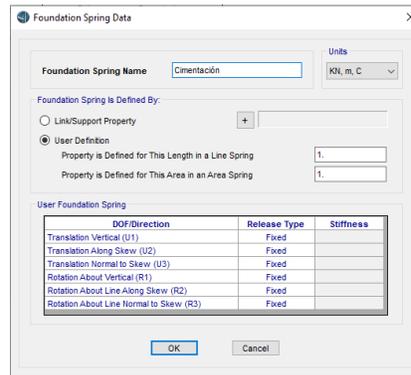
DOF/Direction	Release Type	Stiffness
Translation Vertical (U1)	Free	
Translation Normal to Layout Line (U2)	Free	
Translation Along Layout Line (U3)	Free	
Rotation About Vertical (R1)	Free	
Rotation About Normal to Layout Line (R2)	Free	
Rotation About Layout Line (R3)	Free	

OK Cancel

1.5. Cimentación

Se considera una cimentación empotrada.

Components > Foundations > Add a new bridge Foundation

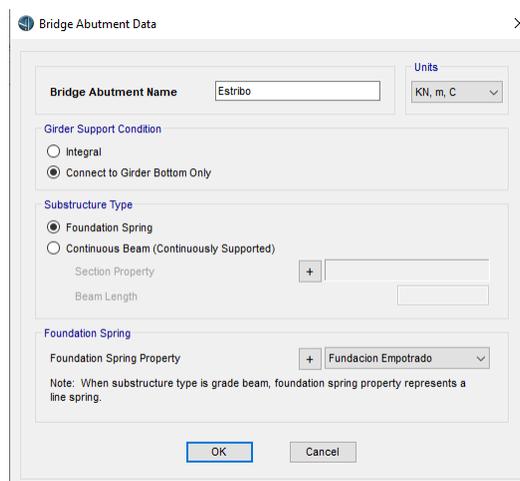


The screenshot shows the 'Foundation Spring Data' dialog box. The 'Foundation Spring Name' is 'Cimentación' and the 'Units' are 'KN, m, C'. Under 'Foundation Spring is Defined By:', the 'User Definition' radio button is selected. The 'Property is Defined for This Length in a Line Spring' and 'Property is Defined for This Area in an Area Spring' are both set to '1'. Below this is a table for 'User Foundation Spring' with columns for 'DOF/Direction', 'Release Type', and 'Stiffness'. The table lists six degrees of freedom, all with 'Fixed' release types and empty stiffness values.

DOF/Direction	Release Type	Stiffness
Translation Vertical (U1)	Fixed	
Translation Along Skew (U2)	Fixed	
Translation Normal to Skew (U3)	Fixed	
Rotation About Vertical (R1)	Fixed	
Rotation About Line Along Skew (R2)	Fixed	
Rotation About Line Normal to Skew (R3)	Fixed	

1.6. Estribo

Components > Abutments > Add a new bridge Bearing abutment

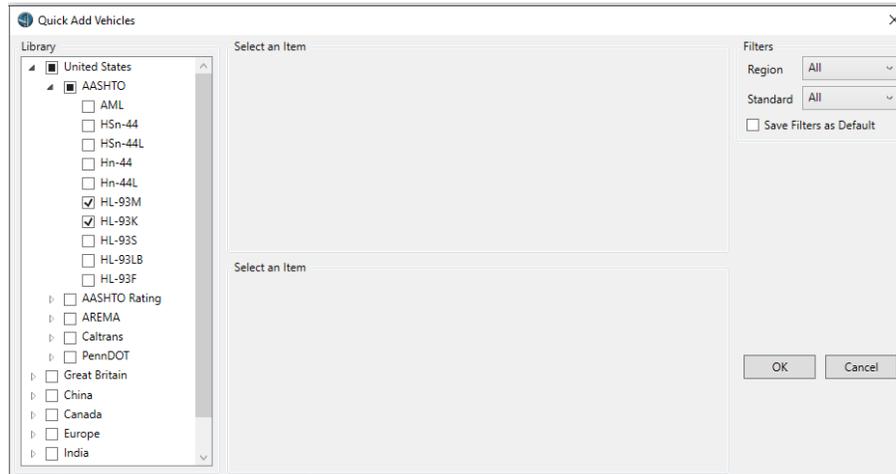


The screenshot shows the 'Bridge Abutment Data' dialog box. The 'Bridge Abutment Name' is 'Estribo' and the 'Units' are 'KN, m, C'. Under 'Girder Support Condition', the 'Connect to Girder Bottom Only' radio button is selected. Under 'Substructure Type', the 'Foundation Spring' radio button is selected. The 'Foundation Spring Property' is set to 'Fundacion Empotrado'. A note at the bottom states: 'Note: When substructure type is grade beam, foundation spring property represents a line spring.'

1.7. Cargas

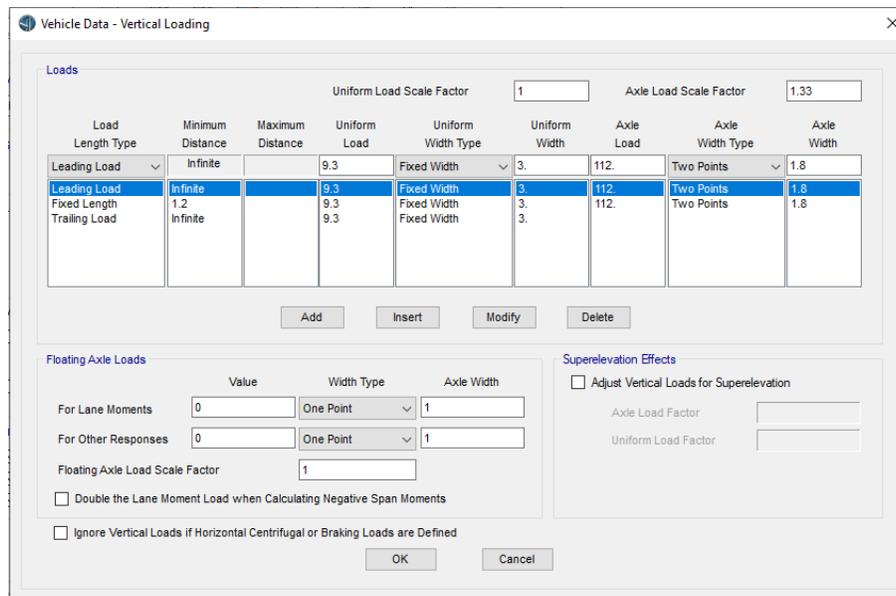
• Importar Vehículo De Diseño

Se importa las cargas de Camión Tandem y HL-93. **Loads > Vehicles > Import vehicles**



• Tandem

Calibrar los valores de las cargas del camión Tandem, con las trabajadas en la memoria de cálculos. **Loads > Vehicles > HL-93M > Modify > Vertical Loading**



•Camión HL-93

Calibrar los valores de las cargas del camión HL-93, con las trabajadas en la memoria de cálculos. **Loads > Vehicles > HL-93K > Modify > Vertical Loading**

Vehicle Data - Vertical Loading

Uniform Load Scale Factor: 1 Axle Load Scale Factor: 1.33

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		9.3	Fixed Width	3	35	Two Points	1.8
Fixed Length	4.3		9.3	Fixed Width	3	145	Two Points	1.8
Variable Length	4.3	9	9.3	Fixed Width	3	145	Two Points	1.8
Trailing Load	Infinite		9.3	Fixed Width	3			

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

Floating Axle Loads

Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments: 0	One Point	1
For Other Responses: 0	One Point	1

Floating Axle Load Scale Factor: 1

Superlevation Effects

Adjust Vertical Loads for Superlevation

Axle Load Factor:

Uniform Load Factor:

Buttons: OK, Cancel

•Clase De Vehículo HL-93

Se crea una clase de vehículo, en el cual estan el Camión Tandem y HL-93

Loads > Vehicles > HL-93K > Modify > Vertical Loading

Vehicle Class Data

Vehicle Class Name: Clase HL-93

Define Vehicle Class

Vehicle Name	Scale Factor
HL-93K	1
HL-93K	1
HL-93M	1

Buttons: Add, Modify, Delete

Buttons: OK, Cancel

•Load Patterns

Se define las cargas sobre el tablero, **Loads > Load Patterns**

Define Load Patterns

Load Pattern Name	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load Pattern
DEAD	Dead	1	
DEAD	Dead	1	
DIV	Wearing Surface	0	
PL	Pedestrian LL	0	
Baranda	Dead Manufacture	0	
Presfuerzo	Prestress	0	
Vereda	Dead Manufacture	0	

Buttons: Add New Load Pattern, Add Copy of Load Pattern, Modify Load Pattern, Modify Lateral Load Pattern, Delete Load Pattern, Show Load Pattern Notes...

Buttons: OK, Cancel

•Carga de Barandado

Se define la carga de la Baranda Izquierda, **Loads > Line Load > New**

The screenshot shows the 'Bridge Line Load Distribution Definition Data' dialog box. The 'Load Name' field contains 'Baranda Izquierda' and the 'Units' dropdown is set to 'KN, m, C'. Under 'Load Direction', 'Load Type' is 'Force', 'Coordinate System' is 'GLOBAL', and 'Direction' is 'Gravity'. The 'Load Value' field is set to '0.7809'. Under 'Load Transverse Location', 'Reference Location' is 'Left Edge of Deck' and 'Load Distance from Reference Location' is '0'. The 'Load Vertical Location' section indicates 'Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion'. 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom.

Se define la carga de la Baranda Derecha, **Loads > Line Load > New**

The screenshot shows the 'Bridge Line Load Distribution Definition Data' dialog box. The 'Load Name' field contains 'Baranda Derecha' and the 'Units' dropdown is set to 'KN, m, C'. Under 'Load Direction', 'Load Type' is 'Force', 'Coordinate System' is 'GLOBAL', and 'Direction' is 'Gravity'. The 'Load Value' field is set to '0.7809'. Under 'Load Transverse Location', 'Reference Location' is 'Right Edge of Deck' and 'Load Distance from Reference Location' is '0'. The 'Load Vertical Location' section indicates 'Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion'. 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom.

•Carga de Vereda

Se define la carga de la Vereda Izquierda, **Loads > Line Load > New**

The screenshot shows the 'Bridge Line Load Distribution Definition Data' dialog box. The 'Load Name' field contains 'Vereda Izquierda' and the 'Units' dropdown is set to 'KN, m, C'. Under 'Load Direction', 'Load Type' is 'Force', 'Coordinate System' is 'GLOBAL', and 'Direction' is 'Gravity'. The 'Load Value' field is set to '3.24'. Under 'Load Transverse Location', 'Reference Location' is 'Left Edge of Deck' and 'Load Distance from Reference Location' is '0'. The 'Load Vertical Location' section indicates 'Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion'. 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom.

Se define la carga de la Vereda Derecha, **Loads > Line Load > New**

The dialog box 'Bridge Line Load Distribution Definition Data' is shown with the following settings:

- Load Name:** Vereda Derecha
- Units:** KN, m, C
- Load Direction:**
 - Load Type: Force
 - Coordinate System: GLOBAL
 - Direction: Gravity
- Load Value:** Value: 3.24
- Load Transverse Location:**
 - Reference Location: Right Edge of Deck
 - Load Distance from Reference Location: 0.
- Load Vertical Location:** Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

Buttons: OK, Cancel

•Carga Peatonal

Se define la Carga Peatonal Izquierda y Derecha, **Loads > Line Load > New**

The dialog box 'Bridge Line Load Distribution Definition Data' is shown with the following settings:

- Load Name:** Pl Izquierda
- Units:** KN, m, C
- Load Direction:**
 - Load Type: Force
 - Coordinate System: GLOBAL
 - Direction: Gravity
- Load Value:** Value: 2.88
- Load Transverse Location:**
 - Reference Location: Left Edge of Deck
 - Load Distance from Reference Location: 0.
- Load Vertical Location:** Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

Buttons: OK, Cancel

The dialog box 'Bridge Line Load Distribution Definition Data' is shown with the following settings:

- Load Name:** Pl Derecha
- Units:** KN, m, C
- Load Direction:**
 - Load Type: Force
 - Coordinate System: GLOBAL
 - Direction: Gravity
- Load Value:** Value: 2.88
- Load Transverse Location:**
 - Reference Location: Right Edge of Deck
 - Load Distance from Reference Location: 0.
- Load Vertical Location:** Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

Buttons: OK, Cancel

•Carga de Rodadura

Loads > Area Load > New

The dialog box 'Bridge Area Load Distribution Definition Data' is shown with the following settings:

- Load Name:** DW
- Units:** KN, m, C
- Load Direction:**
 - Load Type: Force
 - Coordinate System: GLOBAL
 - Direction: Gravity
- Load Value:**
 - Left Edge Value: 1.125
 - Right Edge Value: 1.125
- Load Transverse Location:**
 - Left Reference Location: Left Edge of Deck
 - Left Load Distance from Left Ref. Location: 0.2
 - Right Reference Location: Right Edge of Deck
 - Right Load Distance from Right Ref. Location: 0.2
- Load Vertical Location:** Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

Buttons: OK, Cancel

1.8. Ensamblar Puente

•Definir Vanos

El puente es de un solo tramo de 25.4 m., **Bridge > Bridge Objects > New**

Bridge Object Data

Bridge Object Name: Emsamblar Puente
Layout Line Name: Eje de Puente
Coordinate System: GLOBAL
Units: KN, m, C

Define Bridge Spans

Span Label	Start Station m	Length m	End Station m	Start Support	End Support
Span 1	0	25.4	25.4	Estribo	Estribo

Note: 1. Bridge object location is based on bridge section insertion point following specified layout line.

Bridge Object Plan View (X-Y Projection)

Modify/Show Assignments

- Spans
- User Discretization Points
- Abutments
- Bents
- In-Span Hinges (Expansion JTs)
- In-Span Cross Diaphragms
- In-Span Splices
- Superelevation
- Prestress Tendons
- Girder Rebar
- Staged Construction Groups
- Point Load Assignments

OK Cancel

•Asignar Tablero al Vano

Se asigna las configuraciones del tablero al puente. **Bridge > Bridge Objects > Spans**

Bridge Object Span Assignments

Bridge Object Name: Emsamblar Puente

Span Definition

Span	Section	Section Varies
Span 1	Tablero	No

Modify/Show Section Variation Along Selected Span...

Steel Beam Definitions

Modify/Show Steel Beam Definitions Along Girder Length...

OK Cancel

• Asignar Diafragmas

Diafragmas Intermedios

Se muestra la asignación de los diferentes casos, según la posición de los difragmas en la longitud del puente, “(L/3), (L/2) y (2L/3)”

Bridge > Bridge Objects > Spans Items > Diaphragms

The dialog box shows the configuration for in-span cross-diaphragm assignments. The bridge object name is "Emsamblar Puente" and the units are "KN, m, C". The "In-Span Cross-Diaphragm Definition" table lists three assignments for "Span 1":

Span	Diaphragm Property	Location	Bearing	Distance	Ref Line
Span 1	Diafragma	All Spaces	Default	8.5	Layout Line
Span 1	Diafragma	All Spaces	Default	12.7	Layout Line
Span 1	Diafragma	All Spaces	Default	16.9	Layout Line

Buttons for "Add", "Modify", and "Delete" are available on the right side of the table. "OK" and "Cancel" buttons are at the bottom.

• Asignar Tipos de Apoyos y Difragmas Exteriores

Se asigna las condiciones de apoyo en $L=0m$, como también el diafragma en ese punto.

Bridge > Bridge Objects > Supports > Abutments > Start Abutment

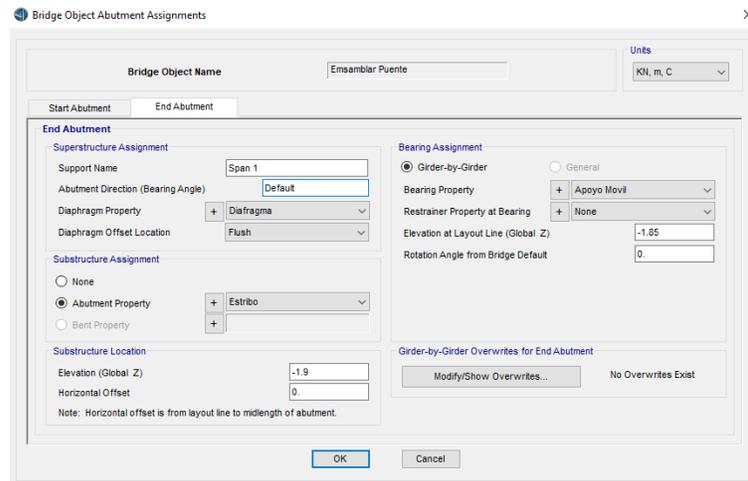
The dialog box shows the configuration for the start abutment. The bridge object name is "Emsamblar Puente" and the units are "KN, m, C". The "Start Abutment" tab is active, showing the following settings:

- Superstructure Assignment:** Support Name: Start Abutment, Abutment Direction (Bearing Angle): Default, Diaphragm Property: Diafragma, Diaphragm Offset Location: Flush.
- Substructure Assignment:** Abutment Property: Estribo.
- Bearing Assignment:** Girder-by-Girder, Bearing Property: Apoyo Fijo, Restraint Property at Bearing: None, Elevation at Layout Line (Global Z): -1.85, Rotation Angle from Bridge Default: 0.
- Substructure Location:** Elevation (Global Z): -1.9, Horizontal Offset: 0.

A note at the bottom states: "Note: Horizontal offset is from layout line to midlength of abutment." Buttons for "OK" and "Cancel" are at the bottom.

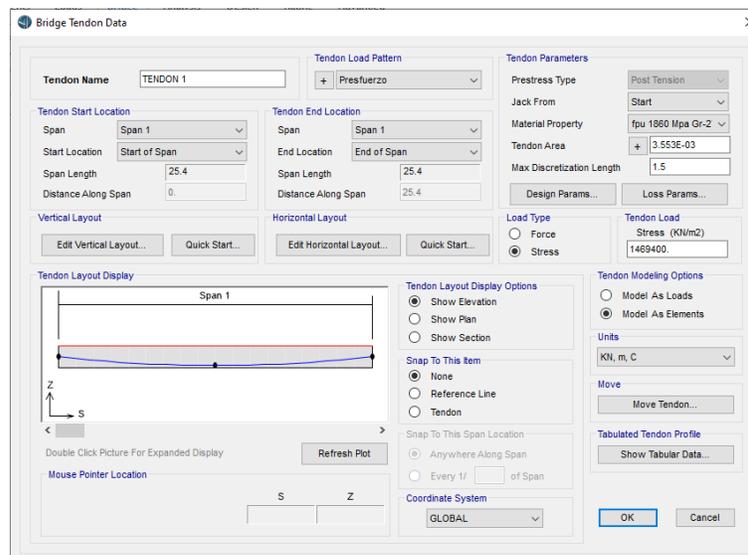
Se asigna las condiciones de apoyo en $L=25.4\text{m}$, como también el diafragma en ese punto.

Bridge > Bridge Objects > Supports > Abutments > End Abutment

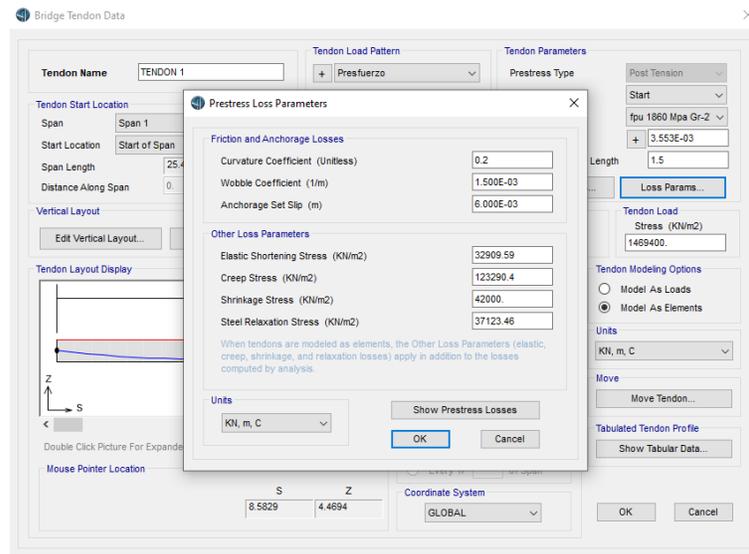


•Asignar Tendones

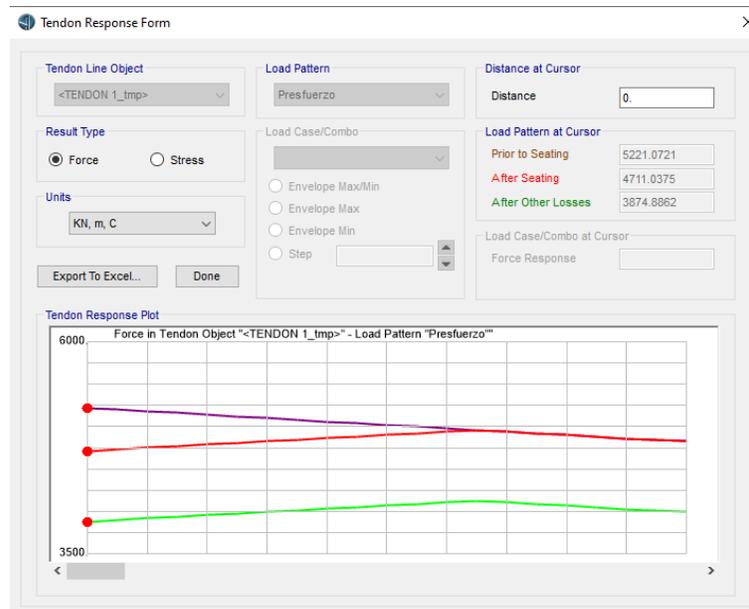
Se asigna las configuraciones los tendones a las vigas, el área de acero de presfuerzo y la fuerza en el gato, **Bridge > Bridge Objects > Prestress Tendons > Add New Tendon**



Se asignan los Parámetros de Pérdida de Pretensado y también dichas pérdidas que son; Acortamiento Elástico, Contracción del Hormigón, Relajación del Acero y Fluencia del Hormigón, **Bridge > Bridge Objects > Prestress Tendons > Add New Tendon > Loss Parameters Prestress**

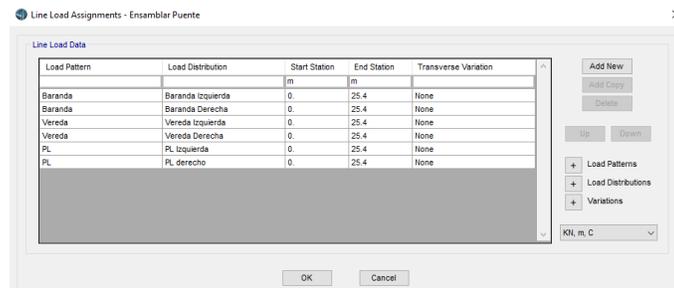


Se verifica el diagrama del presfuerzo luego de las perdidas instantaneas y diferidas a lo largo de la viga, **Bridge > Bridge Objects > Prestress Tendons > Add New Tendon > Loss Parameters Prestress > Show Prestress Losses**

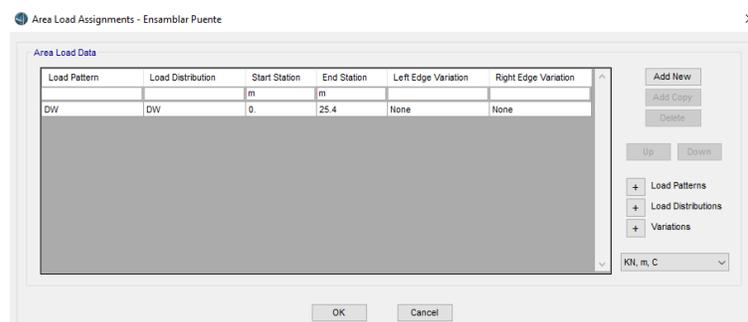


•Asignar Cargas al Puente

Cargas Lineales. – Se asignan las cargas linealmente distribuidas que actúan en el largo de la viga. **Bridge > Bridge Objects > Loads > Line Load**

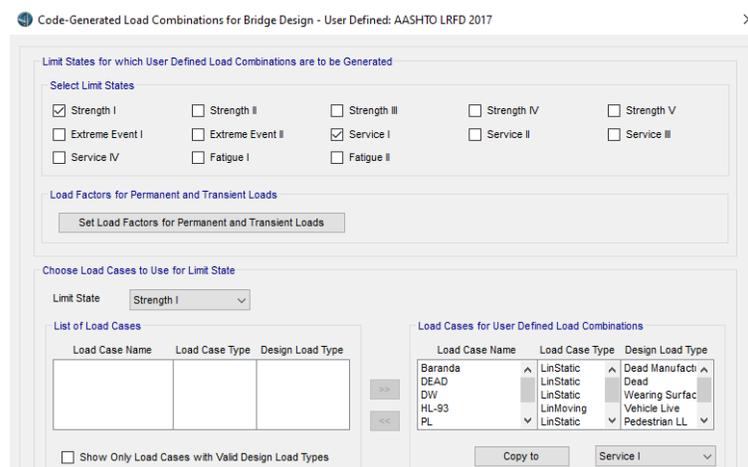


Cargas Superficiales. – Se asignan las cargas superficiales que actúan en lo ancho y largo de la viga. **Bridge > Bridge Objects > Loads > Area Load**



1.9. Combinaciones de Carga

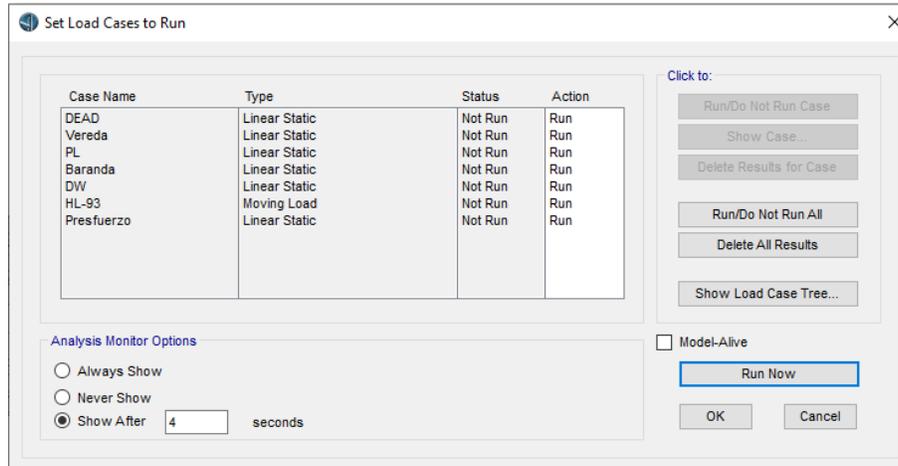
Las combinaciones de carga analizadas son las de Resistencia I y Servicio I, **Design > Load Combinations > Add Defaults > Set Load Combination Data**



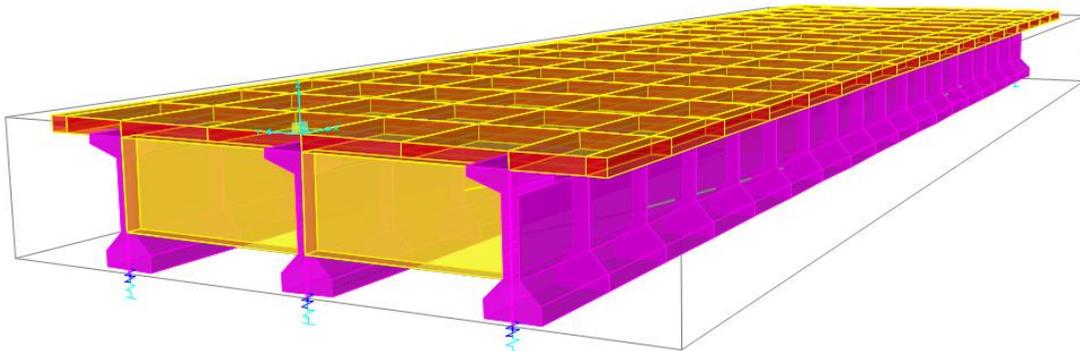
1.10. Correr el Programa

Se corre el programa con todas las cargas actuantes sobre el tablero.

Analysis > Analyze > Run Analysis > Run Now



Modelado de puente de vigas en CSi Bridge



ANEXO F
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Ítem 1 INSTALACIÓN DE FAENAS

Unidad: G1b

1.Descripción

Este ítem comprende la construcción de instalaciones mínimas provisionales que sean necesarias para el buen desarrollo de las actividades de la obra, como ser campamentos, caminos de acceso, suministro y montaje de maquinarias, equipos, instalaciones, etc. Estas instalaciones estarán constituidas por una oficina de obra, galpones para depósitos, caseta para el cuidador, sanitarios para obreros y para el personal, cercos de protección, portón de ingreso para vehículos, instalación de agua, electricidad y otros servicios. Asimismo, comprende el traslado oportuno de todas las herramientas, maquinarias y equipo para la adecuada y correcta ejecución de las obras; su mantenimiento durante el tiempo que dure la obra y su retiro y limpieza cuando ya no sean necesarios al finalizar la obra. Por lo cual el contratista deberá considerar en precio unitario del presente ítem la movilización y desmovilización de equipo.

2.Materiales, herramientas y equipos

El contratista deberá proporcionar todos los materiales, herramientas y equipo (Excavadora y volqueta), necesarios para las construcciones auxiliares, los mismos que deberán ser aprobados previamente por el Supervisor de Obra. En ningún momento estos materiales serán utilizados en las obras principales.

3.Procedimiento para la ejecución

Inicio de los trabajos

Antes de iniciar los trabajos de instalación de faenas, el Contratista solicitará al Supervisor de Obra la autorización para el inicio de obra, se realizará la apertura del libro de órdenes, el mismo que será notariado y firmado por las autoridades de la Entidad Ejecutora, contratista y supervisor de obra. Luego de tener la autorización oficial del inicio de obras el contratista deberá presentar el diseño realizado para el campamento al supervisor, diseño que deberá ser aprobado por el supervisor para proceder a su instalación. Así mismo si en la zona, existe la posibilidad para que el contratista pudiera alquilar viviendas que sean de mayor comodidad al personal de obra, esto debe ser propuesto a la supervisión la cual después de su inspección aprobara, o en su caso rechazara la misma, este hecho se lo realiza con la finalidad de reducir la contaminación ambiental que generaría la construcción de un campamento.

El campamento

El campamento será ubicado en un área del sitio de la obra aprobada por el propietario (si tuviese) y por el supervisor, para que nadie interfiera la normal ejecución de la obra. El Supervisor de Obra tendrá cuidado que la superficie de las construcciones esté de acuerdo con lo presupuestado. El contratista proveerá un adecuado campamento para la acomodación de su personal técnico, empleados y obreros; el mismo incluirá todas las construcciones

auxiliares que sean necesarias para oficinas, talleres, almacenes, laboratorios y otros. El campamento y los servicios a ser instalados por el contratista deberán contar con la aprobación del Supervisor en todos sus aspectos, el contratista será el responsable del mantenimiento y buena presentación del campamento por lo que deberá contratar el personal necesario para su mantenimiento. El contratista dispondrá de serenos en número suficiente para el cuidado del material y equipo que permanecerán bajo su total responsabilidad. En la oficina de obra, se mantendrá en forma permanente el Libro de Órdenes respectivo y un juego de planos para uso del contratista y del Supervisor de Obra.

Caminos de acceso

El contratista habrá de mantener los caminos de acceso e intercomunicación en la medida que lo estime necesario a canteras, bancos de materiales, agregados y de sus establecimientos; así como los caminos de acceso a las obras, la ampliación y/o construcción de estos y de aquellos que a criterio del supervisor pudieran resultar necesarios para intercomunicarse con los diversos frentes de trabajo, en vista de la falta o el estado precario de los caminos existentes. Los caminos serán construidos de acuerdo a sus necesidades satisfaciendo los requerimientos de diseño para transporte pesado.

4.Medición

Será medida en forma global y comprenderá todo lo descrito en los párrafos anteriores.

5.Forma de pago

Este ítem ejecutado en un todo de acuerdo con las presentes especificaciones, medido de acuerdo a lo señalado y aprobado por el Supervisor de Obra, será pagado al precio unitario de la propuesta aceptada. Dicho precio será compensación total por todos los materiales, mano de obra, herramientas, equipo, limpieza general final de la obra y otros gastos que sean necesarios para la adecuada y correcta ejecución y culminación de los trabajos.

Ítem 2 LETRERO DE OBRA

Unidad: Pza

1.Definición

Este ítem comprende la provisión, suministro y colocación de un letrero de obra con la leyenda, las medidas y características indicadas por supervisor.

El letrero debe ser colocado en lugares visibles que no afecten el tráfico vehicular, tránsito de peatones y la seguridad de las personas. El contratista deberá proteger el mismo contra daños y robo, teniendo la obligación de repararlo si fuese necesario, hasta la entrega provisional de la obra.

2.Materiales, herramientas y equipos

Para la presente actividad se requiere de Banner con las leyendas del proyecto, madera de construcción, clavos, cemento, áridos y todo el equipo necesario para la excavación y producción de hormigón (hormigonera y vibradora)

3.Procedimiento para la ejecución

Una vez recibida la orden de proceder y definidas las autoridades del proyecto el supervisor, instruirá al contratista proceda con la ejecución del letrero de obra en lugar designado por el mismo, para el efecto el contratista de acuerdo al diseño requerido por la institución, procederá a contratar una serigrafía que elabore el banner indicado, en 6 ejemplares para enfrentar el desgaste por la duración del proyecto, posteriormente se procederá a la construcción de un panel de madera que permita la sujeción del banner a una altura de 1.8 por encima del suelo, este panel será anclado al suelo en una base de hormigón ciclópeo y finalmente el banner será pegado en el panel de madera.

4.Medición

Los trabajos correspondientes a este ítem, serán medidos en pieza por ítem instalado satisfactoriamente y aprobada por el Supervisor de Obra.

5.Forma de pago

El ítem que corresponde a letrero de Obra se pagará por pieza con una cantidad fija de acuerdo al precio unitario establecido en el contrato. Dicho precio será compensación total por concepto de mano de obra, materiales, herramientas e imprevistos.

Ítem 3 LIMPIEZA Y DESBROCE DEL PUENTE

Unidad: m2

Ítem 28 LIMPIEZA GENERAL

Unidad: Gbl

1.Descripción

Este ítem comprende los trabajos necesarios para realizar la limpieza y desbroce del área replantada, en estricta sujeción a los planos de construcción y/o indicaciones del supervisor de obra.

2.Materiales, herramientas y equipos

El Contratista deberá proveer todas las herramientas y equipos necesarios (Pala cargadora, Volqueta y Excavadora) para la realización de este ítem.

3.Procedimiento para la ejecución

El desmonte se efectuará en forma cuidadosa, dejando aquellos árboles que sean indicados por el Supervisor de Obra y extrayendo completamente las raíces de las plantas o árboles que sean cortados. Todos los materiales excedentes y procedentes del trabajo de desmonte, serán trasladados al sector previamente determinado por el Supervisor de Obra, aun cuando estuviera fuera de los límites de la obra, para su posterior transporte hasta los botaderos establecidos para el efecto por las autoridades locales. De igual manera, se limpiarán las zonas de trabajo de los bancos de materiales de préstamo a explotar (canteras, yacimientos con agregados, etc.). El contratista será responsable por perjuicios que pudiera ocasionar

como resultado de las acciones no planificadas para los trabajos de limpieza y desbroce, estos pueden ocasionarse en sistemas de riego, agua potable, drenaje, vías de transporte, suministro eléctrico, líneas de telecomunicaciones, por lo cual el mismo deberá considerar en su precio unitario.

4.Medición

Este ítem será medido acuerdo a lo especificado en el cómputo métrico y precio unitario para ser pagado por la entidad contratante.

5.Forma de pago

El pago de este ítem se lo realizará previa aprobación del supervisor bajo la siguiente denominación

Ítem 4 REPLANTEO Y CONTROL TOPOGRÁFICO DE PUENTE

Unidad: Glb

Ítem 24 REPLANTEO DE ACCESOS

Unidad: m

1.Descripción

Comprende todos los trabajos necesarios para la ubicación de las diferentes partes de la obra, Reflejando en el terreno sus dimensiones reales según la especificación de los planos constructivos. Asimismo, se debe asegurar la permanencia de los puntos fijos de referencia BMs para el posterior control de las obras. El control topográfico debe acompañar la ejecución de todos los ítems, para garantizar la geometría exacta de cada una de las partes constituyentes del puente. Para realizar los trabajos de replanteo y control topográfico, la empresa debe contar con un equipo topográfico de buena calidad, Estación Total, para garantizar la precisión en las medidas realizadas. Cada replanteo o control realizado deberá ser puesto a consideración del Ing. Supervisor para su respectiva aprobación. Se establecerán bancos de nivelación fijos de referencia que estén vinculados con bancos de nivel o referencias de puntos bien definidos. Estos bancos de nivel permitirán un control de líneas, cotas, pendientes y otros durante el periodo de construcción y cualquier otro trabajo de tipo topográfico necesario, como control de deformaciones de la superestructura, asentamientos probables de fundaciones, acotamiento elástico de la infraestructura y otros parámetros que el supervisor considere necesario controlar. Todo este trabajo estará en estricta sujeción de los planos de construcción o a las instrucciones por escrito del supervisor. Al margen del replanteo inicial, el contratista deberá contar permanentemente con un equipo topográfico para realizar el control permanente de los trabajos que se vayan ejecutando. Los instrumentos topográficos requeridos, personal y todos los medios necesarios de medición y de referencia serán provistos por el contratista.

2.Materiales, herramientas y equipos

Dada la importancia del presente ítem y la ubicación del proyecto es necesario contar con el equipo y herramientas necesarios para el desarrollo correcto del replanteo y control topográfico, por lo cual en la presente actividad se hará uso de un equipo de estación total, cintas métricas, flexómetros estacas de madera, pintura y otros.

3.Procedimiento para la ejecución

Concluida la limpieza del terreno en el emplazamiento del puente incluyendo el retiro de la capa vegetal, se procederá a instalar testigos de línea y nivel mediante el hincado de mojoneros de hormigón. A partir de estos testigos se realizará el replanteo de las excavaciones y corte de acuerdo a los planos constructivos, a partir de este momento se tendrán dos tipos de replanteo y control topográfico:

1. Replanteo y control topográfico para puente. - Consiste en la colocación de los puntos correspondientes a las aristas de las zapatas de cada estribo o en su caso pilas de puentes e iniciada la excavación de estos elementos, se procederá al control permanente de los niveles de profundidad de excavación hasta llegar a la cota de fundación. Concluida la excavación se procederá a la realización de un nuevo replanteo de la zapata e inicio del alzado o pantalla de cada estribo o en su caso zapata y columnas o pantalla de pila. A partir del inicio de la construcción de la infraestructura, el control topográfico se realizará permanente, tanto en altura como en planta, hasta el cuello de cabezal, una vez llegado a este nivel se realizará un nuevo replanteo con la finalidad de ubicar las aristas de los dados de apoyo correspondientes y finalmente antes del hormigonado de la losa se procederá con la ubicación del eje de la misma.

2. Replanteo y control topográfico para accesos. - Consiste en la colocación de los puntos necesarios para la ejecución del corte y relleno, esto comprende: en todos los puntos de cambios de dirección, cada 5m antes de la llegada a la losa del puente, cada 10 m en las curvas y cada 20m en zonas rectas de topografía plana o con desniveles de pendiente constante. Una vez iniciado el corte y relleno se deberá mantener un control permanente de los cotas y taludes, además 0,50m antes del nivel de la rasante se debe verificar tanto la altimetría como planimetría y finalmente se realizará un replanteo de la última cama de 0,20m antes del nivel de la rasante

Control por el supervisor

Para el inicio de las obras, el supervisor establecerá los ejes del puente, accesos y cualquier otro elemento importante del proyecto, así como un banco de nivel, todo debidamente referenciado, mediante acta respectiva inscrita en el libro de órdenes. En base a estas referencias de línea y nivel, el contratista asumirá responsabilidad de todo el replanteo de detalle, así como a su conservación y reposición en caso de pérdidas o daño. El supervisor efectuará el control y verificación permanentes de los trabajos topográficos del contratista durante todo el periodo de construcción. En oportunidad de la recepción definitiva de la obra

el contratista entregará al supervisor todas las libretas y registros topográficos realizados durante la ejecución de la obra.

4.Medición

Dada la importancia del replanteo y control topográfico, ya que según se especifica en los párrafos anteriores el control será permanente, y la medición será ejecutada para el replanteo del puente en unidades globales, ya que el control es permanente y para el replanteo y control topográfico de accesos será en metros (m).

5.Forma de pago

Este ítem de trabajo será pagado en forma global y en metros (m), según corresponda el trabajo ejecutado y medido según términos de referencia pago que constituirá la compensación total del concepto de mano de obra, equipo topográfico, herramientas, materiales e imprevistos necesarios para la realización satisfactoria de todo lo estipulado en esta sección.

Ítem 5 DEMOLICIÓN DE H^oA^o C/MAQUINARIA Y EQUIPO

Unidad: m³

1.Descripción

El presente ítem se refiere a la demolición de hormigón armado con maquinaria y equipo que debe ejecutarse de acuerdo a requerimiento de los planos e instrucciones del supervisor de obra, en el lugar a intervenir.

2.Materiales, herramientas y equipos

Para la ejecución de este ítem se requiere del uso de retroexcavadora, martillo neumático y Volqueta, el contratista dispondrá de otro equipo y herramientas necesarios adecuados al tipo de trabajo. Aprobados por el supervisor de obra.

Herramientas y equipo

Volqueta, Martillo, hidráulico y Retroexcavadora

3.Procedimiento para la ejecución

Una vez determinadas con el Supervisor de Obra las partes a demolerse, el Contratista procederá de inmediato a la demolición. El Contratista cuidará de no afectar, la estabilidad de la estructura existente al efectuar las demoliciones, siendo responsable por cualquier daño que este ocasionará. Si provocaran daños en estructuras adyacentes, taludes, abanicos aluviales, etc. o perjudica el desarrollo del proyecto debido a las labores de demolición, será responsabilidad del Contratista, debiendo reparar, reponer o enmendar los daños por cuenta propia, sin que esto signifique una ampliación del plazo dado para la ejecución del trabajo. Cualquier defecto producido por la demolición en las partes existentes deberá ser subsanado por el Contratista a su entero costo. El material resultante de la demolición deberá ser trasladado a un botadero o sector donde indique el supervisor.

4.Medición

Las demoliciones de hormigón armado con maquinaria y equipo se medirán en metro cubico.

5.Forma de pago

El pago por el trabajo efectuado tal como lo describe este ítem y medido en la forma indicada el inciso 4, de acuerdo con los planos y las presentes especificaciones técnicas será pagado a precio unitario de la propuesta aceptada. De acuerdo a lo señalado revisado y aprobado por el Supervisor de obra, dicho precio será compensación total por los materiales, mano de obra, herramientas, equipo y otros gastos que sean necesarios para la adecuada y correcta ejecución de los trabajos.

Ítem 6 EXCAVACIÓN CON ENTIBADO Y AGOTAMIENTO

Unidad: m³

Ítem 25 EXCABACION NO CLASIFICADA

Unidad: m³

1.Descripción

Este trabajo comprenderá la excavación necesaria para la construcción de las fundaciones del puente, de acuerdo con las presentes especificaciones y de conformidad con los planos de la obra.

Este trabajo comprenderá asimismo el desagüe, bombeo (ya sea de sumideros abiertos o pozos), drenaje, tablestacas, apuntalamiento y la necesaria construcción de encofrados y ataguías, además del suministro de los materiales para dicha construcción. También involucra el subsiguiente retiro de encofrados, ataguías y el necesario relleno.

No se aceptará una clasificación especial de ese material inepto que se encuentre al fundar.

2.Materiales, herramientas y equipos

Dadas las características de la obra y la profundidad requerida se emplearán herramientas manuales de excavación hasta una profundidad, tal que el terreno así lo permita, a partir de dicha profundidad se procederá con maquinaria apropiada de excavación, como así mismo de la utilización de bombas si se hace necesario su utilización.

3.Procedimiento para la ejecución

Antes de proceder a la excavación, el contratista solicitará la aprobación del supervisor para el replanteo.

Se ejecutará la excavación aflojando y atravesando los materiales orgánicos, llevándolos fuera de los límites de excavación; el material excavado será colocado a los lados de las zanjas a una distancia prudente. Las bases de la excavación deberán presentar superficies sin irregularidades.

En la excavación para las fundaciones, deberá tomarse en cuenta la protección necesaria de taludes.

4.Medición

El volumen de excavación, estará constituido por la cantidad de metro cúbico medido en su posición original. de material aceptablemente excavado. De conformidad con las dimensiones de los planos o como fuere ordenado por el INGENIERO. Cualquier sea el material excavado.

5.Forma de pago

Las cantidades determinadas en la forma antes expresada se pagarán a los precios unitarios del contrato por unidad de medición, respectivamente para cada uno de los ítems de pago.

Ítem 7 HORMIGÓN POBRE FC=15MPA

Unidad: m3

Ítem 9 HORMIGÓN SIMPLE FC=28MPA

Unidad: m3

Ítem 13 HORMIGÓN TIPO P FC=35MPA

Unidad: m3

Ítem 20 HORMIGÓN SIMPLE FC=2MPA

Unidad: m3

1.Descripción

Este trabajo consistirá en la construcción de obras de arte de hormigón armado, incluyendo las partes de hormigón en mampostería y estructura compuesta, ejecutadas de conformidad con los alineamientos, cotas y dimensiones indicados en los planos y ordenados por escrito por el supervisor, concordantes con las presentes especificaciones y otras secciones de especificaciones involucradas, tales como las especificaciones de la Norma Boliviana del Hormigón y las especificaciones Standard para puentes, AASHTO-1983

Clasificación y dosificación de las mezclas de hormigón

a) Hormigones

Las mezclas de hormigón serán diseñadas con el fin de obtener las siguientes resistencias cilíndricas de compresión a los 28 días, las mismas que estarán especificadas en los planos o serán fijadas por el supervisor.

Tabla 1

Clase de hormigón	Resistencia cilíndrica característica de compresión a los 28 días
Tipo R-28	28 MPa
A	21 MPa
B	18 MPa

En casos especiales se pueden especificar resistencias cilíndricas características mayores a 35 MPa, pero en ningún caso superiores a 60 Mpa para hormigón pretensado. Dichas

resistencias deben estar controladas por ensayos previos y durante la ejecución de la obra. El contenido de cemento y de agua, asentamiento y tamaño máximo de agregados, podrá ser como sigue:

Tabla 2

Clase	Cantidad Mínima de Cemento por m ³	Relación agua/cemento a/c máximo	Revenimiento Sin Vibrado Con Vibrado Máximo Mínimo			Tamaño Máximo de agregado grueso
	Kg	L/kg	cm			cm
R-35	420	0,36	7,5	2,5	-	2,5
R-28	400	0,42	7,5	2,5	-	2,5
A	350	0,49	10	5	-	2,5
B	325	0,53	10	5	-	3,8
C	306	0,58	10	5	-	3,8
D	251	0,62	10	5	-	5
E	196	0,75	-	10	4	6,4

El Hormigón tipo A y R35 se usarán en todas las superestructuras de puentes y en infraestructuras de hormigón armado, excepto donde las secciones son macizas y están ligeramente armadas. Los hormigones depositados en agua serán también de tipo A y B con el diez por ciento (10%) más de cemento. Los hormigones B serán empleados para estructuras de hormigón ciclópeo.

b) Hormigón pobre para base de fundaciones

Consiste en construir una base uniforme con el colocado y enrase con Hormigón Pobre, Luego de concluida la excavación manual y antes de proceder al enrase respectivo, el Contratista deberá realizar un ensayo de suelos a nivel de la cota de fundación, con el objeto de verificar la resistencia admisible del suelo considerada en el diseño. De no ser alcanzada la resistencia mencionada se debe profundizar la excavación hasta encontrar un estrato del suelo con características similares a las consideradas en el diseño o en último caso se debe modificar las dimensiones de las fundaciones según las características del suelo de fundación. Luego se debe enrasar la superficie de todas las fundaciones con un Hormigón Tipo E que tenga una resistencia mínima de 90 Kg/cm², para garantizar la obtención de una superficie de resistencia mejorada con respecto al suelo de fundación El Objeto del enrase con hormigón pobre es obtener una superficie uniforme para la colocación de las armaduras de las fundaciones y optimizar el volumen de Hormigón resistente que sería dispuesto en lugar del Hormigón Pobre.

Composición del hormigón

a). Determinación de las proporciones de los pastones y sus pesos

Las proporciones de los elementos de mezcla y el peso de los pastones de hormigón, se determinarán de acuerdo a lo que se indica más abajo. Las determinaciones se harán una vez que los materiales provistos por el contratista hayan sido aceptados.

1) Mezclas de prueba

El supervisor aprobará las dosificaciones sobre la base de mezclas de prueba efectuadas con los materiales a emplear en la obra. Las dosificaciones serán las necesarias para producir un hormigón con un contenido de cemento indicado en la Tabla 2 con una tolerancia de más o menos dos por ciento (2%) para que la clase particular del hormigón de que se trate, siempre que los materiales provistos por el contratista, tengan características o graduaciones que hagan que dichas dosificaciones no puedan ser utilizadas sin exceder el contenido máximo de agua especificado, en cuyo caso las dosificaciones deberán ajustarse de modo tal que se requiera la mayor cantidad de cemento capaz de producir un hormigón de la plasticidad y trabajabilidad especificadas, sin exceder el contenido máximo de agua. No obstante, se prefieren dos tamaños cuando la medida máxima de los agregados exceda de 2,5 cm. Cuando uno o más tamaños de los agregados usados no llenen las exigencias de graduación para su tamaño respectivo, pero se pueda usar una combinación de tamaños que estuviera de acuerdo con la graduación especificada, la misma podrá emplearse cuando el supervisor lo permita por escrito.

2) Pesos y proporciones de la dosificación

El supervisor aprobará el peso en kilogramos de los agregados finos y gruesos en una condición de superficie saturada seca, por m³ o por bolsa de 50 kilos de cemento, para la clase especificada de hormigón y dicha proporción no deberá cambiarse excepto a la humedad libre, calculados por el contratista. Al dosificar agregados para obras de arte que contengan menos de 15 metros cúbicos de hormigón, el contratista podrá reemplazar por dispositivos de medición volumétrica los de pesaje. En tal caso, no se efectuarán las mediciones por pesaje, pero los volúmenes de los agregados finos y gruesos introducidos a cada pastón, serán los aprobados por el supervisor.

b) Ajustes en las dosificaciones

1) ajustes para variación de la trabajabilidad

Si resulta importante obtener un hormigón de la colocabilidad y trabajabilidades deseadas, con las proporciones originalmente fijadas por el supervisor, éste pedirá los cambios que sean necesarios, en el peso de los agregados siempre que no varíe el contenido, a menos que esta variación se efectúe de acuerdo con las condiciones que siguen a continuación o en su defecto, el supervisor aprobará después de ensayos del contratista, la utilización de plastificantes o fluidificantes.

2) ajustes en la variación de la fluencia

Cuando el contenido de cemento de hormigón determinado por el ensayo de fluencia AASHTO T-121 defiera en más o menos el dos por ciento (2%) del valor fijado, las proporciones deberán ser ajustadas por el supervisor para mantener el contenido de agua en ningún caso podrá exceder de la cantidad fijada.

3) Ajustes debido al contenido excesivo de agua

Cuando se use el contenido fijado de cemento, resultado con ello imposible producir un hormigón con la consistencia requerida, sin exceder el contenido máximo permitido de agua especificado, se aumentará el contenido de cemento conforme a las directivas del supervisor, de modo que no se exceda el contenido máximo de agua.

4) Ajustes para materiales nuevos

No podrán efectuarse cambios en el origen o las características de los materiales sin la debida información al supervisor, y no se podrá emplear tales materiales hasta que éste los haya aceptado y fijado nuevas dosificaciones basadas sobre ensayos efectuados con mezclas de prueba.

2. Materiales, herramientas y equipos

Generalidades

Todos los materiales a proveer y utilizar no comprendidos en esta sección deberán estar de acuerdo con las exigencias estipuladas para los mismos en otras secciones que les sean aplicables.

Cemento

El cemento Pórtland deberá llenar las exigencias de la especificación AASHTO M-85 El cemento Pórtland con inclusión de aire deberá estar de acuerdo con las exigencias de la especificación AASHTO M-154 Se deberá utilizar un solo tipo de cemento en obra, excepto cuando el supervisor lo autorice por escrito. El cemento usado en la obra será un cemento Portland. El contratista proveerá medios adecuados para almacenar el cemento y protegerlo de la humedad, sobre bases separadas por lo menos 30 cm. del suelo. En caso de disponerse de distintos tipos de cemento, los mismos deberán almacenarse por separado y no serán mezclados. Las bolsas de cemento que por cualquier circunstancia hayan fraguado parcialmente o que contengan terrones de cemento aglutinado, deberán ser rechazadas.

Aditivos para inclusión de aire

En caso de que el contratista se decida a usar un aditivo para incluir aire al hormigón, deberá presentar certificaciones basadas sobre ensayos efectuados en un laboratorio reconocido, con el fin de probar que el material llena las exigencias de las especificaciones AASHTO M-154 (ASTM C-260), para resistencias a la compresión y flexión a los 7 y 28 días respectivamente y a los efectos del congelamiento y descongelamiento, excepto lo previsto en el párrafo siguiente. Los ensayos de sangría, adherencia y variación volumétrica no serán exigidos. Un laboratorio “reconocido”, será cualquier laboratorio de hormigón y cemento inspeccionado

regularmente y aceptado por el supervisor. Los ensayos podrán hacerse con muestras tomadas de una cantidad remitida por el contratista para el uso de la obra, o con muestras remitidas y certificadas por el fabricante como representativa del aditivo a proveerse.

Cuando el contratista proponga el uso de un aditivo para incluir aire, que haya sido aprobado con anterioridad, deberá remitir un certificado en que se establezca que el aditivo presentado es el mismo, aprobado con anterioridad. Cuando un aditivo ofrecido es esencialmente el mismo, con pequeñas diferencias de concentración, que otro material aprobado con anterioridad, se exigirá un certificado que establezca que dicho producto es esencialmente igual a la mezcla aprobada y que no contiene otro aditivo ni agente químico. Antes o en cualquier momento durante la construcción, el supervisor podrá exigir que el aditivo seleccionado por el contratista, sea sometido a ensayos para determinar su efecto sobre la resistencia del hormigón. Al ser ensayado de esta manera, la resistencia a la compresión a los 7 días, del hormigón hecho con cemento y los agregados en las proporciones a emplear en la obra y conteniendo el aditivo a ensayar, en cantidad suficiente como para producir una inclusión de un 3 a un 6 % de aire en el hormigón plástico, no deberá ser inferior a un 88% de resistencia del hormigón hecho con los mismos materiales, con igual contenido de cemento y la misma consistencia, pero sin el aditivo. El porcentaje de reducción de resistencia se calculará de la resistencia media de por lo menos 5 cilindros normales de cada tipo de hormigón, de 15 cm. de diámetro por 30 cm. de alto cada uno. Las probetas se harán y curarán en el laboratorio de acuerdo con las exigencias de las especificaciones AASHTO T-126 (ASTM C-192) y se ensayarán de acuerdo con las especificaciones AASHTO T-22 (ASTM C-39). El porcentaje de aire incluido se determinará de acuerdo con lo establecido por las especificaciones AASHTO T- 152 (ASTM C-231).

Agua

Toda el agua utilizada en el hormigón deberá ser aprobada por el supervisor y carecerá de aceites, ácidos, álcalis, sustancias vegetales, azúcar e impurezas y, cuando el supervisor lo exija, se someterá el agua a un ensayo de comparación con agua destilada. La comparación se efectuará mediante la realización de ensayos normales para la durabilidad, tiempo de fraguado y resistencia del mortero. Cualquier indicación de falta de durabilidad, una variación en el tiempo de fraguado en más de 30 minutos, o una variación en menos, mayor de un diez por ciento (10%) en la resistencia obtenida en ensayos efectuados con mezclas que contengan agua destilada, será causal suficiente para proceder al rechazo del agua sometida a dichos ensayos. El agua destilada a morteros y hormigones, deberá tener las siguientes características:

a) Su pH, índice de acidez, determinado por el método AASHTO T-25-35 deberá estar comprendido entre 5.5 y 8.

- b) El residuo sólido a 100 °C determinado por el método anterior, no será mayor a 5 gramos por litro.
- c) Estará libre de materias nocivas como azúcares, sustancias químicas y cualquier otra reconocida, como tal.
- d) La calidad de sulfatos, expresada en anhídrido sulfúrico, será de 1 gramo por litro como máximo.

Agregados finos

Los agregados finos para el hormigón se compondrán de arenas naturales, previa aprobación de otros materiales inertes de características similares, que posea partículas durables. Los agregados finos provenientes de distintas fuentes de origen no deberán depositarse o almacenarse en un mismo caballete de acopio ni usarse en forma alternada en la misma obra de construcción sin permiso especial del supervisor. Los agregados finos no podrán contener sustancias perjudiciales que excedan de los siguientes porcentajes:

Tabla 3

	METODO DE ENSAYO	
	AASHTO	PORCENTAJE EN PESO
Terrones de arcilla	T-112	1
Carbón y lignita	T-113	1
Material que pase el tamiz Nº 200	T-11	3

Otras sustancias perjudiciales tales como esquistos, álcalis, mica, granos recubiertos y partículas blandas y escamosas, no deberán exceder el cuatro por ciento (4%) del peso del material. Cuando los agregados finos sean sometidos a 5 ciclos del ensayo de durabilidad con sulfato de sodio, empleando el método ASSHTO T-104, el porcentaje pesado de la pérdida comprobada deberá ser menor de uno por ciento (1%). Los agregados finos que no cumplan con las exigencias de durabilidad, podrán aceptarse siempre que se pueda probar con evidencias a satisfacción del supervisor, que un hormigón de proporciones comparables, hecho con agregados similares obtenidos en la misma fuente de origen, hayan estado expuestos en similares condiciones ambientales, durante un periodo de por lo menos 5 años sin desintegración apreciable. Las exigencias de durabilidad pueden omitirse en el caso de agregados destinados al uso en obras de arte o porciones de estructuras no expuestas a la intemperie. Todos los agregados finos deberán carecer de cantidades perjudiciales de impurezas orgánicas. Los sometidos a tal comprobación, mediante el ensayo colorimétrico, método AASHTO T-21, que produzca un color más oscuro que el color normal serán rechazados a menos que pasen satisfactoriamente un ensayo de resistencia de mortero. Cuando los citados agregados acusen, en ensayos efectuados en el transcurso de la ejecución de la obra, un color más oscuro que las muestras aprobadas inicialmente para la obra, su uso deberá ser interrumpido hasta que se hayan efectuado ensayos satisfactorios al supervisor,

para determinar si el cambio de color indica la presencia de una cantidad excesiva de sustancias perjudiciales. Las muestras de mortero que contengan agregados finos, sometidos a ensayos por el método AASHTO T-71, tendrá una resistencia a la compresión, a los 7 y a los 28 días, no inferior al noventa por ciento (90%) de la resistencia obtenida por un mortero preparado en la misma forma, con el mismo cemento y arena normal. Los agregados finos serán de graduación uniforme, y deberá llenar las siguientes exigencias en tal sentido

Tabla 4

Nº DE TAMIZ	PORCENTAJE QUE PASAEN PESO POR LAS CRIBAS DE LA MALLA CUADRADA (AASHTO T-27)
3/8 de pulgada	100
Nº 4	95 - 100
Nº 16	45 - 80
Nº 50	10 - 30
Nº 100	2 - 10

Los agregados finos que no llenen las exigencias mínimas para el material que pase los tamices 50 y 100, podrán usarse siempre que se les agregue un material fino inorgánico inerte aprobado, para corregir dicha deficiencia de graduación. Los requisitos de graduación fijados precedentemente, son los límites externos a utilizar en la determinación de las condiciones de adaptabilidad de los materiales provenientes de todas las fuentes de origen posibles. La graduación de materiales de ninguna de tales fuentes, podrá tener una variación en su composición, que este más allá del régimen de valores fijados para elegir una fuente de aprovisionamiento. A los fines de determinar el gasto de uniformidad se hará una comprobación del módulo de fineza con muestras representativas enviadas por el contratista de todas las fuentes de aprovisionamiento que él mismo le proponga usar. Los agregados finos de cualquier origen que acusen una variación del módulo de fineza mayor de 0.20 en más o menos, con respecto al módulo medio de fineza de las muestras representativas enviadas por el contratista, serán rechazadas o podrán ser aceptadas sujetos a los cambios en las dosificaciones del hormigón o en el método de depositar y cargar las arenas que el supervisor pueda disponer. El módulo de fineza de los agregados finos será determinado, sumando los porcentajes acumulativos en peso, de los materiales retenidos en cada uno de los tamices U.S. Standard Nº 4, 8, 16, 30, 50 y 100 y dividiendo entre 100.

Agregados gruesos

Los agregados gruesos para hormigón se compondrán de piedras trituradas, gravas u otro material inerte aprobado de características similares, y estarán constituidos de partículas durables y carentes de recubrimiento adheridos indeseables. Los agregados no podrán tener sustancias perjudiciales que excedan de los siguientes porcentajes:

MATERIAL	METODO DE ENSAYO AASHTO	PORCENTAJE EN PESO
Terrones de arcilla	T-112	0.25
Material que pase el tamiz N° 200	T-11	1
Partículas planas o alargadas (longitud mayor que 5 veces su espesor máximo)		10
Carbón lignito	T-113	1

Otras sustancias inconvenientes de origen local no podrán exceder el cinco por ciento (5%) del peso del material.

Los agregados gruesos deberán tener un porcentaje de desgaste no mayor de cuarenta por ciento (40%), a 500 revoluciones por minuto al ser sometidos al ensayo por el método AASHTO T-96. Cuando los agregados sean sometidos a 5 ciclos de ensayo de durabilidad con sulfato de sodio empleando las muestras designadas como alternativa B del método AASHTO T-104, el porcentaje pesado de pérdidas no podrá exceder del doce por ciento (12%). Los agregados gruesos que no cumplan las exigencias del ensayo de durabilidad, podrán ser aceptados siempre que se pueda demostrar mediante evidencias satisfactorias para el supervisor, que un hormigón de proporciones comparables, hecho con agregados similares provenientes de las mismas fuentes de origen, han sido expuesto a la interperie bajo condiciones similares a la de la obra de arte, durante un periodo de por lo menos 5 años sin haber demostrado una desintegración apreciable. Las exigencias de durabilidad pueden ser omitidas por el supervisor cuando los agregados o parte de los agregados a emplearse en las obras de arte, no sean expuestos a la intemperie. El contratista deberá lavar los agregados gruesos a su costo, a objeto de cumplir con las condiciones señaladas anteriormente, por lo que el lavado deberá ser representado en el análisis de precio unitario. Los agregados gruesos deberán llenar las exigencias de la tabla correspondiente para el o los tamaños fijados y tendrán una gradación uniforme entre los límites especificados. El supervisor deberá exigir los ensayos de desgaste de los Ángeles para verificar la resistencia del agregado, debiendo este cumplir con las exigencias para el hormigón R-35. En caso de que el material no cumpla con la resistencia adecuada según el ensayo de desgaste de los ángeles el supervisor deberá rechazar cualquier dosificación y preparación con este agregado grueso.

Tabla 5
Exigencias De Gradación Para Agregados Gruesos

Tamaño de tamices	3"	2 ½"	2"	1 ½"	1"	¾"	½"	⅜"	Nº 4
½" - Nº 4	-	-	-	-	-	100	90-	40-70	0-15
							100		
¾" - Nº 4	-	-	-	-	100	95-100	-	20-55	0-25
1" - Nº 4	-	-	-	100	95-100	-	25-60	-	0-10
1 ½" - Nº 4	-	-	100	95-	-	35-70	-	10-30	0-5
				100					
2" - Nº 4	-	100	95-	-	35-70	-	10-30	-	0-5
			100						
2 ½" - Nº 4	100	95-100	-	35-70	-	10-30	-	-	0-5
1 ½" - ¾"		-	100	90-	20-55	0-15	-	0-5	
				100					
2" - ½"		100	95-	35-70	0-15	-	0-5	-	-
			100						
2 ½" - 1 ½"	100	90-100	35-70	0-15	-	0-5	-	-	-

Juntas de dilatación y construcción

1) Material prefabricado

El material prefabricado para juntas de dilatación y construcción deberá ser de las dimensiones específicas en los planos. Este material tendrá tal conformación que en climas fríos o calurosos no sufra deformación debido a su manipulación en la obra. No se permitirá material que tenga más de dos fajas delgadas de refuerzo; aquellos pedazos que hayan sufrido daños en el transporte o en su manejo serán retirados de la obra. El material para juntas de dilatación deberá reunir los requisitos de cualquiera de los tipos más abajo indicados a menos que se especifique de otra manera en los planos o en las especificaciones correspondientes.

Tipo I Material moldeado de corcho o de plastofomo, deberá estar compuesto de partículas limpias de corcho con resina sintética como material ligante y de acuerdo al ensayo D-544, Tipo I y IV corcho, de las especificaciones para rellenos de juntas de dilatación para concretos - ASTM.

Tipo II Material premoldeado de fibra bituminosa, compuesta de fibra de caña u otro tipo de fibra de naturaleza celular finalmente aprensada y uniformemente impregnada con un ligante asfáltico adecuado y que reúna los requisitos del ensayo M - 59-52 de las especificaciones para rellenos de juntas de dilatación para concretos (tipo fibra bituminosa) AASHTO.

Tipo III Material bituminoso premoldeado, deberá ser una composición de asfalto o alquitrán de calidad aprobada y el betumen uniformemente impregnado con un agregado conveniente para disminuir a un mínimo su fragilidad a bajas temperaturas. Este material deberá llenar los siguientes requisitos al ser ensayado de acuerdo a la prueba R-42 de la AASHTO.

1. Absorción, no más de cinco por ciento (5%) por peso.
2. Deformación, no más de 1 ½”.
3. Fragilidad, este material no deberá resquebrajarse o quebrarse al ser sometido al ensayo de fragilidad.

3.Procedimiento para la ejecución

Generalidades

Toda la obra ejecutada con materiales que no sean de hormigón, deberá efectuarse de acuerdo con las exigencias establecidas en otras secciones para los distintos ítems de obra comprendidos en la estructura terminada.

Fundaciones

La preparación de las fundaciones deberá efectuarse de acuerdo con las especificaciones. Las profundidades de las fundaciones indicadas en los planos son solamente aproximadas y el supervisor puede ordenar por escrito los cambios en las dimensiones y profundidades de las mismas, que puedan ser necesarias para obtener fundaciones satisfactorias. En tal caso rectificará en concordancia los planos de los estribos y muros.

Andamios

Los andamios se construirán sobre fundaciones de suficiente resistencia para soportar las cargas sin registrar un asentamiento apreciable. Los andamios que no puedan ser fundados sobre cimientos sólidos serán diseñados para estar en condiciones de soportar la carga total que les sea aplicada.

Encofrado

Los moldes para el encofrado deberán diseñarse y construirse de modo que puedan ser retirados sin dañar el hormigón. A menos que se especifique de otro modo, los moldes para superficies expuestas se harán de manera compensada, venesta cola-marina, tablas de fibra prensada dura, madera machimbrada cepillada, o metal en el cual los agujeros para pernos y remaches se encuentren embutidos de modo que se obtenga una superficie plana, lisa y del contorno deseado. Se podrán utilizar moldes de madera sin cepillar para superficies que no serán expuestas en la estructura terminada. Todas las maderas usadas carecerán de agujeros producidos por nudos, fisuras, hendiduras, torceduras y otros defectos que puedan afectar la resistencia o el aspecto de la estructura terminada. Todos los moldes carecerán de combaduras, torceduras y se limpiarán íntegramente antes de usarlos una segunda vez. Al diseñar los modos y cimbras, el hormigón deberá considerarse como un líquido. Al calcular

las cargas verticales se adoptará un peso de 2400 Kg/m³ y no menos de 1360 Kg/m³ se adoptará para calcular las presiones horizontales. Los moldes deberán ser diseñados de modo que las porciones que cubran un hormigón que deba ser terminado, puedan ser retiradas sin disturbar otras porciones de molde que deban retirarse más tarde. En lo posible los moldes en su conformación, deberán concordar con las líneas generales de la obra de arte. Si fuese posible los moldes tendrán lumbreras a intervalos no mayores de 3 metros en sentido vertical, debiendo las aberturas ser suficientes para permitir el libre acceso a los moldes a los fines de su inspección, ejecución del trabajo y colocación a pala del hormigón. Los anclajes de metal dentro de los moldes serán construidos de tal modo que permitan su retiro hasta por lo menos 5 cm. de la superficie sin dañar el hormigón. Todos los receptáculos de barras de anclaje serán de tal diseño que, al quitarlos, los oficios que quedan serán los más pequeños posible. Los moldes para bordes serán chaflanados. El chaflán en los moldes para ángulos entrantes será requerido solamente cuando así se indique específicamente en los planos. Antes de la construcción de moldes para el hormigón para cualquier parte del trabajo, el contratista deberá presentar al supervisor para su aprobación, los detalles completos de su construcción de moldes, incluyendo materiales, dimensiones, ataduras, etc. La aprobación del supervisor no exonerará al contratista de su responsabilidad por la calidad y suficiencia del trabajo de moldes. Si el contratista se propone utilizar tablas cepilladas, machimbradas, tal madera deberá estar seca y bien tratada. Los moldes deberán ser inspeccionados inmediatamente antes de la colocación del hormigón, pero tal inspección no exonerará al contratista de toda la responsabilidad sobre la calidad y suficiencia de los moldes en todo sentido. Las dimensiones serán controladas cuidadosamente y todo alabeo o torcedura será corregido y toda suciedad, aserrín, virutas y otros desperdicios, se quitarán del interior de los moldes. Se presentará especial atención a las ataduras y anclajes y cuando observen ataduras incorrectas antes o durante la colocación del hormigón, el supervisor ordenará la interrupción de las obras hasta que el defecto sea corregido satisfactoriamente. Los moldes serán construidos de tal modo que hormigón terminado tenga la forma y dimensiones indicadas en los planos y esté de acuerdo con los alineamientos y pendientes. Todos los moldes serán tratados con aceite mineral u otro material que impida la adherencia del hormigón a la madera o saturados con agua inmediatamente de la colocación del hormigón.

Planta Central De Dosificación

En la planta central de dosificación deberá efectuarse el manipuleo, medición y dosificación.

a) Cemento Pórtland

Se permitirá el uso de cemento, tanto embolsado como a granel.

1) Cemento en bolsa

El cemento en bolsa no necesita ser pesado, si el peso medio neto de 10 bolsas es de 50 kilos o más, por bolsa. Si dicho peso medio neto de cualquier lote de 10 bolsas fuese inferior a 50

kg. por bolsa, el contratista deberá pesar todo el cemento embolsado correspondiente a cada dosis, durante todo el tiempo en que dicha condición subsista y hacer luego los ajustes necesarios para que la dosis contenga siempre el monto requerido de cemento. Cuando no se pese el cemento en bolsas, no se permitirá incorporar fracciones de bolsas en las dosis.

2) Cemento a granel

Todo el cemento usado a granel deberá pesarse en un dispositivo aprobado. El embudo y las balanzas destinadas al pesaje del cemento a granel estarán cubiertos y provistos de trabas. El tobogán del embudo de pesaje estará suspendido de la cubierta y no del embudo propiamente dicho y deberá disponerse de tal manera que el cemento no se acumule en el mismo ni salga de él. El mecanismo de descarga del embudo de cemento a granel deberá tener las siguientes trabas que lo aseguren; contra su apertura antes que la dosis completa esté colocada en el embudo y mientras éste sea llenado; contra su cierre, antes que los contenidos del embudo hayan sido descargados totalmente y las balanzas hayan recuperado su equilibrio y, contra la apertura de la puerta de descarga cuando la dosis existente en el embudo supere en más o menos el uno por ciento (1%) el monto de la carga especificada. La precisión de la entrega de la carga deberá ser más o menos el uno por ciento (1%) del peso exigido

b) Agua

El agua será medida por el volumen mediante dispositivos de calibración o por peso. La precisión de los equipos de medición del agua deberá encontrarse dentro de 0,5% de las cantidades, y será establecida midiendo la cantidad de agua entregada. Dicha precisión no podrá ser afectada por variaciones menores debidas a pérdidas de la posición horizontal del equipo de medición tendrá que incluir un tanque auxiliar desde el cual se llenará el tanque donde se mida el agua. El tanque de medición estará equipado con una toma y válvula, exteriores para facilitar la calibración, a menos que se provea de otros medios para una determinación rápida y exacta de la cantidad de agua entregará por el tanque. El volumen del tanque auxiliar deberá ser igual o mayor al correspondiente tanque de medición. Estas exigencias no son aplicables a mezcladoras sobre camión, usadas para transporte o mezclado del hormigón en obra.

c) Agregados

Los agregados finos y gruesos se acopiarán, medirán, dosificarán o transportarán hasta la mezcladora de una manera aprobada por el supervisor.

1) acopio en caballetes

al acopiar agregados, la ubicación y preparación de los lugares, el tamaño mínimo del caballete y el método para evitar el deslizamiento y otra segregación de los tamaños componentes deberán ser objeto de la aprobación de supervisor. En todo caso, los caballetes de acopio tendrán por lo menos 2 m de altura y se construirán en capas de un espesor no mayor de 1 m. Cada capa deberá encontrarse completamente en su lugar, antes de iniciar la

colocación de la capa siguiente y se tomará precauciones para impedir que la misma pueda deslizarse sobre la capa anterior. Los agregados provenientes de diferentes fuentes de origen y que tengan distintas graduaciones, no deberán acopiarse juntos. Cada tamaño separado de los agregados gruesos, cuando el contrato requiera una separación de dichos tamaños, deberá almacenarse por separado.

2) Manipuleo

Los agregados serán manipulados desde los caballetes de acopio y otras fuentes, hasta la planta de dosificación, de tal manera que se obtenga un material de graduación típica. Los agregados que estuvieren mezclados con tierra o material extraño no deberán usarse. Todos los agregados producidos o movidos por métodos hidráulicos y todos los agregados lavados, deberán acopiarse o encajonarse para su drenaje durante 12 horas por lo menos, antes de poder ser incorporados a la dosificación. Los agregados recibidos por tren se aceptarán de conformidad cuando el piso de los vagones permita un drenaje libre de los agregados que hayan estado en los mismos durante 12 horas. Los agregados finos y los tamaños separados de agregados gruesos, cuando así requieran, se almacenarán por separado en tolvas y se pasará, por separado también, para cargarlos dentro de los embutidos, en las cantidades especificadas por el SUPERVISOR. Agregados que acusen defectos de heladas no serán utilizados. Cuando se permita colocar el hormigón en tiempo frío, el calentamiento de los agregados deberá estar de acuerdo con las exigencias establecidas en la sección correspondiente.

d) Dosificación

El cemento deberá ser transportado hasta la mezcladora, ya sea en compartimientos impermeables que contengan la cantidad total de cemento necesario para el dosaje, o entre los agregados finos y gruesos. Dosis de mezcla en las cuales el cemento es colocado en contacto con los agregados, deberán rechazarse, a menos que se efectúe su mezclado dentro de un plazo de 1 hora y media después de tal contacto. El cemento contenido en sus envases originales de embarque podrá transportarse encima de los agregados. El número de bolsas de cemento requerido para cada dosis, será el que se colocará sobre los agregados destinados a dicha dosis. Las distintas dosificaciones se entregarán a la mezcladora por separado e intactas. Cada una de las dosis será echada en forma completa a la mezcladora sin pérdidas de cemento y cuando se lleve más de una dosis en el camión, no se permitirá su paso de un compartimiento a otro.

Dosificación en la obra

En casos en los cuales el volumen de hormigón a colocar resulta pequeño, o si por otras razones fuera impracticable la dosificación mediante un equipo apropiado o cuando su ejecución en esta forma fuese demasiado morosa para el contratista, los materiales podrán dosificarse, con permiso del supervisor, pesándose en balanzas aprobadas y plataformas o en

volúmenes sueltos. Las cantidades respectivas se medirán por separado, en forma aprobada, a cuyo efecto se exigirá que el contratista disponga de un equipo que asegure una dosificación uniforme. Se podrán emplear carretillas aprobadas o cajones sin tapa, cuyos volúmenes hayan sido establecidos cuidadosamente con anterioridad u otros métodos satisfactorios en tal sentido. No se permitirá la dosificación mediante el uso de palas. Al determinar los volúmenes de los agregados, se deberá prestar la debida atención al efecto de aglutinamiento producido por cualquier humedad contenida en esos materiales.

Mezclado

El hormigón podrá ser mezclado en lugar de la obra, en una mezcladora central, una mezcladora sobre un camión, una combinación de estas dos últimas, o a mano.

a) Mezclado en la obra

El hormigón será mezclado en una mezcladora de tipo y capacidad aprobados. Los materiales sólidos serán cargados a los tambores o recipientes, de modo que una porción de agua entre antes del cemento y los agregados, debiendo continuar entrando a dichos recipientes o tambores durante un mínimo de cinco segundos, después que el cemento y los agregados ya se encuentren en los mismos. El periodo de entrada de agua podrá aplicarse hasta el final del primer tercio de tiempo fijado para el mezclado. Dicho tiempo de mezclado no podrá ser menor que un minuto después que todos los materiales de la composición, excepto el agua, se encuentren en el tambor de las mezcladoras de una capacidad de $\frac{3}{4}$ de metro cúbico o menos. En el caso de mezcladoras de mayor capacidad que la señalada el periodo de mezclado será aumentado en 15 segundos por cada $\frac{3}{4}$ de metro cúbico en que su capacidad exceda a la mencionada. Las mezcladoras de tipo fijo de una capacidad no menor de 2 ni mayor de 4 metros cúbicos, y las de una capacidad mayor de 4 metros cúbicos, deberá admitir un tiempo mínimo de mezclado de 90 y 120 segundos respectivamente, siempre que un análisis de la mezcla y ensayos practicados con los materiales para la obra indiquen que el hormigón producido en esta forma resulta equivalente en resistencia y uniformidad a lo establecido en el párrafo precedente. Cualquier hormigón mezclado menos tiempo que el especificado será colocado fuera de la zona de operaciones y será retirado por cuenta del contratista. No se podrá emplear mezcladoras cuya capacidad nominal sea inferior a la de una dosis de un contenido de una bolsa de cemento. El hormigón será mezclado únicamente en las cantidades necesarias para su uso inmediato. No se permitirá una reactivación de un hormigón. Los hormigones que carezcan de las condiciones de consistencia en el momento de su colocación no podrán ser utilizados. Los contenidos totales de la mezcladora deberán ser descargados del tambor o recipiente antes que se proceda a introducir los materiales destinados a la dosificación siguiente. Cuando las circunstancias exijan el empleo de otros aditivos que los establecidos en las especificaciones, tales aditivos como aceleradores y reductores de agua, solamente serán permitidos previo permiso escrito del supervisor. Los

retardadores, si el contratista los emplea, deberán ser de forma líquida o de polvo y se adicionarán a la mezcla del hormigón en el momento de introducirse el agua. Este aditivo no podrá computarse en sustitución de las cantidades de cemento especificadas. La cantidad de dicho aditivo a agregarse será la aconsejada por el fabricante del producto para las diferentes temperaturas a las cuales el hormigón será colocado. El uso de fluidificantes también debe ejecutarse a estas especificaciones. Después de una interrupción considerable en el uso de la mezcladora, esta deberá ser limpiada minuciosamente. Cuando se reanude la operación de mezclado, la primera dosis de material colocado en la mezcladora deberá contener suficientes cantidades de arena, cemento y agua para cubrir la superficie interior del tambor sin disminuir el contenido requerido de mortero en la mezcladora.

b) Mezclado en una planta central

Cuando el mezclado se efectúe en una planta central, la mezcladora y los métodos de su uso serán los establecidos por las exigencias del caso. El hormigón mezclado será transportado desde la planta central hasta la obra en camiones tipo agitador o del tipo no agitador, de diseño aprobado. La entrega del hormigón deberá regularse de tal manera que su colocación se efectúe en forma continua, excepto cuando se produzca demoras propias a las operaciones de colocación. Los intervalos entre las entregas de las distintas dosis de hormigón, no podrá ser tan grandes como para permitir al hormigón colocado un fraguado parcial y en ningún caso tales intervalos podrán exceder de 30 minutos.

1. Camiones agitadores

Excepto cuando el supervisor autorice otra cosa por escrito, el camión agitador estará provisto con un tambor impermeable, giratorio, adecuadamente montado, y deberá estar en condiciones para transportar y descargar el concreto sin producir segregaciones. La velocidad de agitación del tambor no podrá ser menor de 2 ni mayor de 6 revoluciones por minuto. El volumen de mezcla admitido por el tambor no podrá exceder del régimen fijado a tal efecto por el fabricante, ni llegar a sobrepasar el ochenta por ciento (80%) del volumen del tambor. El intervalo entre el momento de la introducción de agua al tambor de la mezcladora y la descarga final del hormigón desde ésta, no podrá exceder de 1 hora y media. Durante este tiempo la mezcladora deberá ser revuelta constantemente

2. Camiones no agitadores

Las cajas de los camiones no agitadores serán lisas, impermeables y metálicas, provistas de puertas que permitan regular la descarga del hormigón. Se proveerán tapas de protección en previsión de inconvenientes atmosféricos. Los camiones no agitadores deberán facilitar la entrega en obra del hormigón, en una masa mezcladora completa y uniforme. La uniformidad del mezclado se considerará satisfactoria cuando las muestras tomadas a $\frac{1}{4}$ y a $\frac{3}{4}$ partes de la carga no difieren en más de 2.5 cm. de asentamiento. La descarga del hormigón se efectuará dentro de los 30 minutos después de la introducción del agua a los agregados y al cemento.

c) Mezclado en camiones

El hormigón podrá ser mezclado en un camión mezclador de diseño aprobado. El mezclado sobre camión deberá practicarse de acuerdo con las siguientes especificaciones. El camión mezclador será de tipo cerrado hermético a tambor giratorio o en recipiente abierto con cuchillas o paletas. Deberá combinar todos los ingredientes en una masa bien mezclada y uniforme y descargar el hormigón con una uniformidad satisfactoria. La uniformidad del mezclado se considerará satisfactoria cuando las muestras tomadas a $\frac{1}{4}$ y a $\frac{3}{4}$ partes de la carga no difieren en más de 2.5 cm. de asentamiento. La velocidad del mezclado de la mezcladora de tambor giratorio, no será inferior a 4 revoluciones periféricas del tambor de 68.5 metros por minuto. Para la mezcladora de recipiente abierto, la velocidad de funcionamiento no podrá ser inferior a 4 ni superior a 16 revoluciones por minuto de las cuchillas giratorias o paletas. La velocidad de agitación para la mezcladora a tambor giratorio o a cuchillas rotativas, no será inferior a 2 ni mayor a 6 revoluciones por minuto para el tambor o las cuchillas o paletas. La capacidad de las mezcladoras sobre camión será fijada por su fabricante, excepto que la misma no podrá sobrepasar los límites aquí especificados. Las capacidades normales de régimen, expresadas en porcentajes del volumen máximo del tambor o recipiente, no deberá exceder del 57.5% para el mezclado y el 80% para la agitación sobre camiones. En el caso de mezclado sobre camión, se podrá mezclar un volumen de hormigón mayor en un 10% que el régimen de la capacidad normal de 57.5% del volumen máximo del tambor o recipiente; es decir un 63.25%. Cuando el fabricante haya garantizado un mezclado adecuado de tal volumen y cuando ese mezclado adicional se efectúe en la forma abajo especificada. El fabricante aplicará a cada camión mezclador una placa de identificación en la que deberá figurar las capacidades expresadas en términos del hormigón mezclado, tanto en caso del mezclado como en el agitado. Cuando los regímenes establecidos por el fabricante resulten inferiores a los indicados más arriba, se tomará en cuenta el régimen establecido por el fabricante. La cantidad de mezclado a efectuarse se establecerá en número de revoluciones. Cuando el hormigón sea mezclado en una mezcladora sobre camión a su capacidad normal de régimen, el número de revoluciones del tambor o paletas, a la velocidad de mezclado, no será inferior a 50 ni mayor a 100 revoluciones, después que todos los materiales, inclusive el agua, hayan sido cargados en el tambor. Si la dosis es mayor que la correspondiente a la capacidad normal del régimen, pero no excede a la misma en más del 10%, el número de revoluciones del tambor o de las paletas, a la velocidad del mezclado, no será inferior a 70 ni mayor a 100 revoluciones. Todas las revoluciones que pasen de 100 se aplicarán al régimen de velocidad para su agitación. Cuando se requieran medios para verificar la cantidad de mezclado se proveerá un contador adecuado, que indicará las revoluciones del tambor o de las paletas. Deberá proveerse en dicho equipo un dispositivo de traba para evitar la posibilidad de la descarga de la mezcladora, antes de haberse efectuado

el número exigido de vueltas de tambor. El concreto será entregado al pie de la obra y su descarga deberá efectuarse dentro de un periodo de 1 hora y media después de la introducción del agua en el cemento y los agregados, o después de la introducción del cemento a los agregados. Durante todo este tiempo, la mezcla será agitada continuamente. Con tiempo caluroso o en condiciones que contribuyan un fraguado rápido del hormigón, el supervisor podrá exigir que se emplee un tiempo de descarga menor del arriba establecido. La entrega del hormigón deberá regularse de manera que su colocación pueda efectuarse en forma continua, a menos que se produzca demoras debido a las operaciones propias de la colocación del hormigón. El intervalo entre la entrega de las distintas dosis no podrá ser tan amplios como para permitir un fraguado parcial del hormigón y en ningún **caso podrá exceder de 30 minutos**. Cuando el hormigón se mezcle en una mezcladora de camión, la operación del mezclado comenzará dentro de los 30 minutos después que el cemento haya sido incorporado a los agregados. Excepto cuando estén destinados al uso exclusivo como agitadores, los camiones mezcladores deberán estar equipados con dispositivos medidores de agua, para poder controlar con exactitud la cantidad de agua introducida en cada dosificación. El dispositivo citado podrá estar montado en la mezcladora misma o ubicada en el dónde se cargue el camión mezclador. El tanque será fácilmente accesible para permitir la determinación del agua suministrada. Dicha cantidad deberá estar dentro de un límite de más o menos el 1% de la fijada cuando el tanque, en caso de estar colocado sobre la mezcladora de camión sea del tipo fijo y prácticamente horizontal. Cuando se use agua corriente de lavado como parte de la mezcla de la dosis siguiente, la misma deberá medirse exactamente y ser considerada cuando se determine la cantidad adicional de agua requerida para la mezcla. Cuando el agua corriente de lavado se conduzca sobre la mezcladora de camión, deberá llevarse en un compartimiento separado del que se emplee para conducir y medir el agua para las mezclas. El supervisor especificará la cantidad de agua corriente de lavado, cuando ésta se permita y podrá destinar un tambor limpio para cuando el agua del lado se conduzca sin medida ni supervisión.

d) Mezclado a mano

No se permitirá el mezclado a mano excepto en caso de emergencia y previo permiso escrito del supervisor, para elementos cuya resistencia sea inferior a 210 Kg/cm.2. Cuando tal permiso sea otorgado, las operaciones de mezclado sólo podrán efectuarse sobre plataformas impermeables. La arena será distribuida uniformemente sobre la plataforma y luego se distribuirá el cemento sobre la arena. Después se usará palas para mezclar completamente la arena seca con el cemento. Luego esta mezcla se aplicará en forma de cráter, agregándole suficiente agua para producir un mortero de la consistencia especificada. El material acumulado en la parte exterior del cráter circular se paleará hacia el centro y toda la masa será revuelta hasta obtener una consistencia uniforme. Después se procederá a humedecer

bien los agregados gruesos que serán introducidos en la masa revolviendo este bien, durante 6 veces por lo menos, hasta que todas las partículas de los agregados estén totalmente cubiertas con mortero y la mezcla adquiera un color y aspecto general uniformes. Las dosis mezcladas a mano no excederán un volumen de 1/3 de m³ y no se admitirán para hormigones que deban colocarse bajo el agua.

Colocación del hormigón

a) Generalidades

El contratista deberá dar aviso al supervisor con bastante anticipación del vaciado de hormigón en cualquier parte de la estructura para obtener la aprobación de la construcción del encofrado, colocación de la armadura de refuerzo y la preparación para el mezclado y vaciado del hormigón. Sin la autorización del supervisor, el contratista no podrá proceder al vaciado del hormigón en ninguna porción de la estructura. El supervisor se reserva el derecho de postergar el vaciado del hormigón siempre que las condiciones climáticas sean adversas para un trabajo bien ejecutado. En el caso de amagues de lluvia una vez vaciado el hormigón, el contratista está en la obligación de cubrir completamente la porción trabajada. En caso de descenso de temperatura se aplicará lo especificado en la sección correspondiente. La secuencia u orden en la colocación del hormigón se efectuará en la forma indicada en los planos o en las especificaciones. La operación de vaciado y compacto del hormigón se hará de tal manera que se forme un conglomerado compacto, denso e impermeable de textura uniforme. El método y forma de vaciado deberá hacerse de manera que se evite la posibilidad de segregación o separación de los agregados, así como también evitar el desplazamiento de la armadura. Cada parte del encofrado deberá ser cuidadosamente llenada, depositando el hormigón directamente lo más próximo posible a su posición final. El agregado grueso será retirado de la superficie y el resto del hormigón, forzado con punzones alrededor y bajo la armadura sin que éste sufra ningún desplazamiento de su posición original. No será permitido el depósito de grandes cantidades de hormigón en un solo lugar para ser esparcido posteriormente. Las bateas, caños o toboganes, usados como auxiliares en la colocación del hormigón, deberá disponerse y utilizarse de manera que los ingredientes del hormigón no resulten segregados. Donde se requieren taludes pronunciados, las bateas y toboganes serán metálicos o forrado con metal y en lo posible deberán llegar hasta el punto de colocación de la mezcla. Cuando la descarga deba efectuarse en la forma intermitente, se suministrará un embudo y otro dispositivo para regular dicha descarga. No se permitirá lanzar hormigón a distancias mayores de 2 metros, ni depositar una gran cantidad en un punto cualquiera, extendiéndola luego sobre los moldes. La colocación del hormigón deberá regularse de modo que las presiones causadas por el concreto húmedo no excedan de las consideradas al diseñar los moldes.

b) Vibrado del hormigón

Se usará vibradores internos de alta frecuencia de tipo neumático, eléctrico o hidráulico para compactar el hormigón por un tiempo suficiente para permitir la penetración en las aristas y esquinas del encofrado y el recubrimiento de la armadura. Los vibradores serán de tipo aprobado por el supervisor con capacidad de afectar visiblemente una mezcla bien establecida, con asentamientos de cm., a una distancia de por lo menos 0.45 metros desde el vibrador. Se usarán suficientes vibratoras para producir la consolidación del hormigón ingresante, dentro de los 15 minutos después de su colocación. Los vibradores no serán colocados contra los moldes o el acero de refuerzo ni podrá utilizarse para desparramar o conducir el hormigón al lugar de su colocación. Los vibradores deberán manipularse para producir un hormigón carente de vacíos, de textura adecuada en las caras expuestas y de una consolidación máxima. No se deberá mantener los vibradores durante tanto tiempo en un mismo lugar que produzca una segregación del hormigón, o la superficie presente un aspecto lechoso.

c) Colocación del hormigón

El hormigón se colocará en forma continua sobre cada sección de la estructura, o entre las juntas indicadas. Cuando en una emergencia fuese necesario obtener la colocación del hormigón antes de completar una sección, se ubicarán mamparas en forma indicada por el supervisor y la junta resultante deberá semejar una junta de construcción y ser tratada en forma establecida en el artículo correspondiente. Los perfiles de acero, así como el encofrado para superestructuras armadas no serán colocados hasta que el hormigón de la infraestructura haya fraguado por el tiempo mínimo de 4 días. Asimismo, el hormigón para losas, vigas o losas sobre vigas de acero, no debe ser vaciado hasta que haya transcurrido por lo menos dos días para el fraguado parcial. El hormigón para muros, columnas o aleros puede ser parcial. El hormigón para muros, columnas o aleros puede ser vaciado tan pronto como el encofrado y la colocación de la armadura de refuerzo haya sido inspeccionada y aprobada por el supervisor. El uso de las secciones o tramos terminados de la estructura como lugar para la operación de mezcla o para almacenamiento de material no será permitido hasta que el hormigón de esos tramos o secciones haya fraguado por lo menos 10 días. Las estructuras terminadas no deberán ser abiertas al tránsito a ningún tipo de vehículos hasta que el contratista tenga la autorización escrita del supervisor. Esta autorización no se podrá dar hasta que la última porción vaciada del hormigón haya fraguado por lo menos 14 días. En cualquier caso, no se le dará mientras no haya sido llenado todos los requisitos para la remoción del encofrado.

d) Bombeo del hormigón

La colocación del hormigón mediante el uso de bombas será permitida únicamente cuando lo establezcan los pliegos especiales de condiciones o lo autorice el SUPERVISOR. El equipo deberá tener condiciones adecuadas y capacidad para la ejecución de la obra,

debiendo disponerse de modo que no se produzcan vibraciones capaces de afectar el hormigón recién colocado. El funcionamiento de la bomba será tal que se produzca una corriente continua de hormigón sin porosidades. Cuando el bombeo haya sido terminado y si el hormigón remanente en la cañería tiene que ser utilizado, deberá eyectarse de tal manera que no se produzca una contaminación del hormigón o segregación de sus componentes. Después de esta operación, el equipo integro será limpiado a fondo.

e) Luces de losas y vigas de hormigón

Las losas y vigas de hormigón con una luz de 10 m o menos, deberá vaciarse en una sola operación. Las vigas de una luz mayor de 10 m podrán vaciarse en 2 etapas, siendo la primera la del alma hasta la base de la losa. Se proveerán ensambladuras insertando en el concreto fresco bloques aceitados de madera hasta una profundidad de por lo menos 4 cm., en la parte superior de cada alma de la viga. Se empleará un número suficiente de dichos bloques para cubrir uniformemente alrededor de una mitad de la superficie superior del alma de la viga; los bloques serán retirados tal pronto como el hormigón haya fraguado lo suficiente para conservar su forma. El intervalo de tiempo entre el primer vaciado, o sea el vaciado de la viga y el segundo correspondiente a la losa, será de por lo menos 24 horas. Inmediatamente antes de los segundos vaciados el contratista deberá revisar todos los andamios por una eventual contracción y asentamiento de los mismos, ajustando todas las cuñas para asegurar las almas de las vigas contra deformaciones mínimas debidas al peso adicional de la losa. El hormigón destinado a las bases de viga de altura inferior a un metro deberá colocarse al mismo tiempo que el correspondiente al alma de la viga. Siempre que una base o filete tenga una altura vertical de un metro o más, los estribos o columnas, la ménsula y la viga, se colocarán en tres etapas sucesivas: 1ro. Hasta el lado inferior de la ménsula; 2º. Hasta el lado inferior de la viga y 3º hasta terminar. La superficie inferior de ménsula voladizos y losas salientes, deberá proveerse con una ranura en “V”, de un centímetro de profundidad en un punto que no diste más de 15 cm. de la cara exterior, a los efectos de detener el escurrimiento del agua. Para el caso de vigas pretensadas, se deben respetar todas las especificaciones especiales elaboradas para tal fin.

f) Barandas y parapetos de hormigón

Los parapetos y barandas de hormigón no se colocarán hasta que las cimbras o los andamios del tramo hayan sido retirados a menos que el supervisor lo autorice. Se deberá tener especial cuidado para obtener moldes lisos de buen ajuste, que puedan ser mantenidos rígidamente alineados y emparejados, permitiendo su remoción sin dañar el hormigón. Todas las molduras, paneles y franjas biseladas deberán construirse de acuerdo con los planos de detalle, con juntas bien destacadas. Agudos y bien cortados, careciendo de fisuras, escamaduras u otros defectos. Los miembros de barandas se construirán en moldes herméticos que impidan un escape del mortero. Los moldes serán retirados tan pronto el

hormigón resulte suficientemente duro. El curado deberá realizarse por una inmersión completa de agua o por un regado, cuatro veces por día, durante un periodo no inferior a siete días.

Colocación del hormigón bajo agua

El hormigón podrá depositarse bajo agua, únicamente bajo la autorización directa del supervisor y por el método descrito en los párrafos siguientes: Para evitar la segregación de los materiales, el hormigón se colocará en su posición final cuidadosamente en una masa compacta mediante un embudo o un cucharón cerrado de fondo movable o por otros medios aprobados y no deberá disturbarse después de haber sido depositado. Se deberá tener cuidado especial para mantener el agua quieta en el lugar de la colocación del hormigón. Este no deberá colocarse en corrientes de agua. El método para depositar el concreto deberá regularse de modo que se produzca superficies aproximadamente horizontales. Los sellados de hormigón deberán colocarse en una operación continua. Cuando se use un embudo, éste consistirá en un tubo de un diámetro inferior a 0.25 m, constituido en secciones con acoplamientos de brida, provista de empaquetadoras. Los medios para sostener el embudo serán tales que se permita un libre movimiento del extremo de descarga sobre la parte superior del concreto, y que pueda ser bajado rápidamente cuando fuese necesario cortar o retardar la descarga del hormigón. Este embudo será llenado por un método que evite que produzca un lavado del concreto. El extremo de descarga estará en todo momento sumergido por completo en el hormigón, y el tubo del embudo deberá contener una cantidad suficiente de la mezcla para evitar la entrada de agua. Cuando el hormigón se coloque por medio de un cucharón de fondo movable, el cucharón deberá tener una capacidad de por lo menos 0.39 metros cúbicos. El cucharón se bajará gradual y cuidadosamente hasta que se apoye contra la fundación preparada o en el hormigón ya vaciado. Luego será elevado lentamente durante el trayecto de descarga, con iteración de material, en lo posible quieta el agua en el punto de descarga y de evitar la agitación de la mezcla.

Colocación del hormigón en tiempo frío

Excepto cuando medie una autorización escrita específica del supervisor, las operaciones de colocación del hormigón se deberán suspender cuando la temperatura del aire esté en descenso y que a la sombra y lejos de fuentes artificiales de calor, baje a menos de 5°C y no podrá reanudarse hasta, que dicha temperatura del aire se halle en ascenso y que, a la sombra, y alejada de fuentes de calor artificial, alcance a los 5°C. Cuando se otorgue una autorización escrita específica, para permitir la colocación de hormigón cuando la temperatura esté por debajo de la citada el contratista deberá proveer un equipo para calentar los agregados y el agua, y podrá utilizar cloruro de calcio como acelerador sólo cuando la autorización del supervisor así lo establezca. El contratista proveerá un equipo de calentamiento capaz de producir un hormigón que tenga una temperatura de por lo menos 10°C y no mayor de 32°C

en el momento de su colocación en o entre los moldes, este equipo deberá figurar en la composición del análisis de precios unitarios. El uso de cualquier equipo de calentamiento o de cualquier método en tal sentido depende de la capacidad de dicho sistema de calentamiento, para permitir que la cantidad requerida de aire pueda ser incluida en el hormigón para el cual se haya fijado tales condiciones. Los métodos de calentamiento que alteren o impidan la entrada de la cantidad requerida de aire en el hormigón no deberá usarse. El equipo calentará los materiales uniformemente y excluirá la posibilidad de que se produzcan zonas sobrecalentadas que puedan perjudicar a los materiales. Los agregados y el agua utilizada para la mezcla no deberán calentarse más allá de los 66°C. No se utilizarán materiales helados o que tengan terrones de material endurecido. Los agregados acopiados en caballetes podrán ser calentados por medio de calor seco o a vapor, cuando se deje pasar tiempo suficiente para el drenaje del agua, antes de llevar los agregados a las tolvas de dosificación. Los agregados no deberán ser calentados en forma directa, con llamas de aceite o gas, ni colocándolos sobre chapas calentadas con carbón o leña. Cuando se calienten los agregados en tolvas, solo se permitirá el calentamiento con vapor o agua, por serpentines, excepto cuando el supervisor juzgue que se puedan usar otros métodos no perjudiciales para los agregados. El uso de vapor pasado directamente sobre o través de los agregados en las tolvas, no será autorizado. Debido a que será posible que no existan las condiciones necesarias para desarrollar esta actividad en tiempo de heladas, se deberá incluir indefectiblemente en el cronograma de ejecución de obra, tiempos alternativos para este ítem. Cuando se permita el empleo de cloruro de calcio, dicho elemento se empleará en forma de solución. La misma no deberá exceder de dos litros por cada bolsa de cemento y la solución será considerada parte de agua empleada para la mezcla. Se preparará la solución disolviendo una bolsa de 45 kilogramos de cloruro de calcio regular del tipo I, o una bolsa de 36 kilogramos del tipo II, de cloruro de calcio concentrado, en aproximadamente 57 litros de agua agregando luego más agua hasta formar 95 litros de solución. Cuando el hormigón es colocado en tiempo frío y se espera que la temperatura baje a menos de 5°C, la temperatura del aire del aire alrededor del hormigón deberá mantenerse a 10°C o más por un periodo de 5 días después del vaciado del hormigón. Cuando el concreto es colocado en tablaestacas y luego se inunde con agua freática, se podrá omitir las condiciones antes expuestas para el cuadro, siempre que no se permita el congelamiento del espejo de agua. El contratista será responsable de la protección del hormigón colocado en tiempo frío y todo hormigón perjudicado por la acción de las heladas será removido y reemplazado por cuenta del contratista. Bajo ninguna circunstancia las operaciones de colocación del concreto podrán continuar cuando la temperatura del aire sea inferior a 5°C.

Formación de las juntas de construcción

Las juntas de construcción serán ubicadas donde lo indiquen los planos, o lo permita el supervisor. Dichas juntas deberán resultar perpendiculares a las líneas de tensión principal y por lo general se deberán colocar en puntos donde el esfuerzo de corte resulte mínimo. En las juntas horizontales de construcción, se colocarán en el interior de los moldes listones de calibración de un espesor igual a la junta diseñada aplicándolos a todas las caras expuestas, para dar a las juntas una forma rectilínea. Antes de colocar concreto fresco, las superficies de las juntas de construcción se lavarán y frotarán con un cepillo metálico y se inundará hasta la saturación con agua, y serán mantenidas así hasta que se coloque el hormigón. Inmediatamente antes de colocar un hormigón nuevo, los moldes serán apretados en su lugar contra el concreto ya existente y la superficie antigua será cubierta con una mano delgada de mortero de cemento puro. El hormigón de infraestructura será colocado de manera que todas y, si fuera posible en los sitios donde no queden a la vista cuando la estructura esté terminada. Cuando sea necesario ejecutar juntas de construcción verticales, se extenderán a través de las mismas barras de refuerzo de modo que la estructura se convierta en monolítica. Se tendrá especial cuidado para evitar juntas de construcción a través de muros de ala y otras superficies externas que deberán ser tratadas arquitectónicamente. Los pasadores o elementos para transferir cargas y los elementos de unión deberán ser colocados como lo indican los planos o el supervisor.

Juntas de dilatación y dispositivos

Las juntas de dilatación y sus dispositivos deberán ser construidas como se indica en los planos. A menos que se especifique diferentemente en los planos, el apoyo del puente bajo el extremo de expansión en las luces de las losas de hormigón, deberá ser acabado con badilejo y las superficies de contacto entre la losa y la infraestructura deberán ser separadas con láminas de papel asfáltico o una combinación de papel asfáltico y plancha de hierro. Las áreas de contacto, deberán ser cubiertas con material asfáltico líquido antes de colocar el papel asfáltico o su combinación con plancha de hierro. Todas las juntas, para ser dejadas sin relleno o para ser rellenadas posteriormente con algún material vaciado, deberán ser construidas utilizando formas adaptables que puedan ser extraídas sin dañar el hormigón haya fraguado suficientemente. Cuando se utilice material prefabricado en las juntas verticales en las losas, veredas, postes, etc. la parte exterior de estas juntas, deberá ser adecuadamente sellada con material especificado en la sección correspondiente. Antes de vaciar este material de sello las caras adyacentes de la junta se limpiarán cuidadosamente con cepillos u otro método aprobado. El material para sellado de las juntas deberá ser calentado hasta conseguir la fluidez necesaria para su vaciado; el supervisor determinará la temperatura óptima y el constructor está obligado a mantener esta temperatura dentro de un límite aconsejable para el cual el contratista deberá proveerse de un termómetro. El material de asfalto no deberá calentarse a más de 202°C y otros compuestos a no más de 232°C. Cualquier material de los

especificados que se utilice para juntas de expansión, si no está previsto en los planos, deberá anclarse a la losa mediante alambres de cobre no menos del calibre 12 BS. Tal anclaje será suficiente para evitar el resbalamiento o la tendencia de salirse del material de la junta.

Agujeros de drenaje y descarga

Los agujeros o barbacanas para el drenaje y la descarga se construirán en la forma y en los lugares indicados en los planos o requeridos por el Supervisor. debajo del nivel mínimo del agua se colocarán compuertas o respiraderos para igualar la presión hidrostática. los moldes para practicar, a través del hormigón agujeros de descarga, podrán ser caños de arcilla tubos de drenaje de hormigón, cajas metálicas o de madera. si se usan moldes de madera éstos deberán ser retirados después que el hormigón sea colocado. las superficies expuestas a los drenes metálicos deberán pintarse, o quedar sin pintar según lo indiquen los planos.

caños y conductos

los conductos y cañerías a instalarse en el hormigón deberán ser colocados por el contratista antes que el hormigón. A menos que se indiquen otra cosa, los caños embutidos en el hormigón serán tubos livianos de fundición de hierro forjado. Dichas cañerías se sujetarán rígidamente durante la colocación del hormigón, para evitar su desplazamiento.

Estribos

No se deberá apoyar cargas de la superestructura sobre pórtico o estribos terminados hasta que el supervisor lo autorice, pero el tiempo mínimo admitido para el endurecimiento del hormigón en la infraestructura antes que pueda ser cargado, será de 7 días en caso de usarse cemento Pórtland normal, y de 2 días con un cemento de fraguado rápido.

Curado del hormigón

a) Curado con agua

Todas las superficies del hormigón se mantendrán húmedas durante 7 días por lo menos después de su colocación, en caso de haberse usado el cemento Pórtland normal y durante tres días cuando el cemento empleado sea de fraguado rápido. Las losas de calzadas y aceras serán cubiertas con arpillera, paños de algodón u otro tejido adecuado, húmedo, e inmediatamente después de terminada la superficie. Dichos materiales deberán permanecer en su lugar durante el periodo completo de curado, o podrán ser retirados cuando el concreto haya fraguado lo suficiente como para impedir que se deforme, luego de lo cual la citada superficie será protegida inmediatamente con arena, tierra, paja, o materiales similares. En todos los casos los materiales citados se mantendrán bien humedecidos, durante todo el periodo de curado. Todas las demás superficies no protegidas por moldes serán mantenidas húmedas, ya sea mediante regado de agua o por el uso de arpilleras, paños de algodón u otras telas adecuadas, húmedas, hasta el final del periodo de curado. Cuando se permita mantener moldes de madera en su lugar, durante el periodo de curado, los mismos se conservarán húmedos en todo momento, para evitar que se abran en las juntas.

b) Curado por recubrimiento con membranas

Cuando los planos o los pliegos de condiciones lo indiquen, se empleará un material líquido formador de membranas para el curado del hormigón, después de la remoción de los moldes, o sobre plataformas y aceras, después de la eliminación del agua superficial. Dicho líquido de curado se regará sobre la superficie del hormigón, una o más capas, a un régimen de 1 litro por cada 7 m² de superficie, para el número total de capas a aplicar. En caso de que el sellado formado para la membrana se rompa o resulte dañada antes de la expiración del periodo de curado, la zona afectada deberá repararse de inmediato por medio de la aplicación adicional de material formado de membrana. Todo el tránsito será cortado en las superficies tratadas, durante un periodo de 48 horas con el hormigón común, o de 24 horas con el hormigón de fraguado rápido. Si después de dicho periodo, las operaciones del contratista requieren el uso del pavimento, éste será protegido recubriéndolo con tierra, arena u otros métodos que satisfagan al supervisor.

Remoción de encofrados

a) Tiempo de remoción

Excepto para los casos especificados en esta sección, el encofrado puede ser retirado de aquellas partes que necesiten un acabado como veredas, bordillos, etc. después de transcurridas por lo menos doce horas o cuando el hormigón haya fraguado lo suficiente como para permitir la remoción del encofrado sin dañarse. El encofrado y apuntalamiento de aquellas porciones de la estructura que no necesiten un acabado inmediato podrán ser retiradas tan pronto como el hormigón haya adquirido la resistencia a la flexión, especificada en la tabla 1, como evidencia de muestras hechas del mismo hormigón curado bajo las mismas condiciones, como indica en la tabla referida. Cuando el contratista no elija seguir el método arriba indicado para determinar el tiempo que debe pasar antes de la remoción del encofrado el encofrado y apuntalamiento de aquellas de aquellas porciones de la estructura que no necesita un acabado inmediato deberán permanecer armados hasta que hayan transcurrido el número de días de curado indicados en la tabla siguiente:

Encofrado para losas y vigas en losas con luces > 3 m y < 5 m (Más un día por cada 0.3 m sobre 3 m)	7 días
Encofrado para losas y vigas en losas nervadas luces de 5 m o más	21 días
Encofrado se losas soportadas por vigas de acero	7 días
Encofrado para las losas vigas en voladizo con longitud de 0.30 m o más	4 días
Encofrado de vigas cabezales viguetas de pórtico	5 días
Encofrado para muros, columnas, laterales de las vigas	3 días

Lo especificado anteriormente relativo a la remoción de encofrados, se aplicará únicamente a los encofrados o parte del encofrado que estén armados de tal manera que permitan su

remoción sin mover aquellas partes del encofrado que requieran mayor tiempo para su remoción.

b) Parchado

Tan pronto como los moldes hayan sido retirados, todos los alambres o dispositivos metálicos salientes, utilizados para mantener los moldes en su lugar y los que atraviesen el cuerpo del hormigón. Serán retirados o cortados a una distancia de por lo menos 6 mm de la superficie del hormigón. Rebordes de mortero y todas las irregularidades originadas por las juntas de los moldes deberán ser eliminados. Todos los pequeños agujeros, depresiones, y vacíos que aparezcan después del retiro de los moldes, serán rellenados con un mortero de cemento preparado en iguales proporciones que las empleadas en la obra. Al reparar agujeros más grandes y vacíos en forma de panel de abeja, todos los materiales gruesos o quebrados serán eliminados hasta que se obtenga una superficie de densidad uniforme, que exponga los agregados gruesos sólidos. Todas las superficies de la cavidad serán saturadas con agua, después de lo cual se aplicará una fina capa de mortero de cemento puro. Después de ello dicha cavidad será rellenada con mortero consistente, compuesto de una parte de cemento Portland y dos partes de arena fina apisonándolo bien en el lugar. El mortero será asentado previamente, mezclándolo durante aproximadamente 20 minutos antes de usarlo. La duración de dicho mezclado podrá variar de acuerdo con la clase de cemento usado, la temperatura, humedad y otras condiciones locales. La superficie de ese mortero será cepillada con un cepillo de madera antes que produzca su fraguado inicial, debiendo quedar de aspecto nítido y perfecto. La superficie reparada se mantendrá húmeda por un periodo de cinco días. Para parchar secciones grandes o profundas, se deberán adicionar agregados gruesos al material de relleno, y se tomará precauciones especiales para asegurar un parche denso, bien ligado y convenientemente curado.

c) Causas de rechazo

La existencia de zonas excesivamente porosas puede ser causa suficiente para el rechazo de una obra de arte o estructura. Luego de recibir una notificación escrita del supervisor, en el sentido de que una determinada obra ha sido rechazada, el contratista deberá retirarse y construirla nuevamente por su propia cuenta parcial o totalmente según se especifique en la instrucción del supervisor.

Terminación del hormigón

Todas las superficies de hormigón expuestas en la obra terminada, deberán llenar las exigencias del apartado © de más adelante, excepto en el caso de que los planos indiquen una “terminación a la llana”, y excepto lo indicado a continuación a (a) y (b).

a) Plataforma y losa de puentes y losas de acceso de hormigón

Inmediatamente después de haber sido colocadas éstas, serán emparejadas con plantillas para darles el coronamiento adecuado, terminándolas a mano hasta obtener superficies lisas y

planas, aplicando a tal efecto una sección longitudinal o transversal por medio de madera u otros elementos adecuados. Después que el cepillado haya sido completado y se haya eliminado el agua excedente, pero estando el hormigón aún en condiciones plásticas, su superficie será controlada con una regla de 4 m, para verificar su corrección. La regla que se pondrá en contacto con la superficie en puntos sucesivos, paralelos al eje del piso, y en esta forma se revisará toda la zona pasando de un lado de la losa al otro. Los avances a lo largo de la losa del piso se harán en etapas sucesivas no mayores que la mitad del largo de la regla, cualquier depresión encontrada será rellenada de inmediato con hormigón, y en las zonas demasiado elevadas serán rebajadas. La superficie será luego emparejada y consolidada y terminada nuevamente. Deberá presentarse una atención especial para asegurarse de que la superficie a través de las juntas, llene totalmente las exigencias con respecto a su finura lo que compruebe que la superficie entera carezca de irregularidades, y la losa tenga la cota y el coronamiento fijados. Cuando el hormigón haya endurecido lo suficiente, la superficie deberá ser acabada con escoba. La escoba deberá ser de un tipo aprobado. Las pasadas deberán ser a través de la losa, de borde a borde, con pasadas sucesivas ligeramente traslapadas, y deberán hacerse pasando la escoba sin dañar el hormigón, de manera tal que produzca un efecto uniforme con corrugaciones de no más de 3 milímetros de profundidad. La superficie así terminada deberá estar libre de manchas porosas, irregulares, depresiones y pequeñas cavidades o zonas ásperas que pudieran ser ocasionadas por haber removido casualmente, durante la pasada final de la escoba, las partículas de agregados gruesos embutidos cerca de la superficie. La terminación final se efectuará en forma liviana pero uniformemente por barrido y otros métodos indicados por el supervisor, procediéndose luego a verificar nuevamente su corrección empleando una regla de 4 m u otro dispositivo especificado. Las zonas que acusen puntos de elevación mayor de 3 mm serán marcadas y rebajadas de inmediato con una herramienta aprobada de esmerilar hasta obtener una altura que no tenga desviación mayor a 3 mm al ser verificada con la regla.

b) Superficies de aceras y cordones

Las superficies expuestas de cordones y aceras deberán terminarse para que coincidan con las cotas fijadas. El hormigón será trabajado hasta que los agregados gruesos sean forzados en el interior del concreto, y las partes superiores quedan cubiertas con una capa de mortero de 6 mm de espesor. La superficie será luego cepillada para adquirir una terminación lisa pero no resbaladiza. La unión de una acera con parapetos de mampostería se terminará con una cuarta caña de un radio de 2 cm. La superficie de las aceras y cordones de seguridad serán barridas y provistas de bordes, a menos que los planos indiquen otra cosa.

Habilitación al tránsito

Puentes y alcantarillas de hormigón recién construidos quedarán inhabilitados para el tránsito durante los siguientes periodos mínimos después de haberse efectuado la colocación del hormigón.

Cuando se use hormigón de cemento portland normal	21 días
Cuando se use hormigón de cemento portland	7 días

Protección contra agua y humedad

Cuando los planos lo indiquen, se aplicarán elementos de impermeabilización según lo fija la sección correspondiente.

Limpieza

Después de la terminación de la obra de arte o estructura y ante y antes de su aceptación final, el contratista deberá retirar todos los andamios y puntales hasta 0,50 m dentro de la línea de terreno terminado, los materiales excavados o innecesarios, residuos y edificaciones temporales. Deberán restituir o renovar todos los cercos dañados, y restaurar en forma aceptable toda la propiedad tanto pública como privada que pueda haber sido afectada durante la ejecución de la obra, debiendo dejar el lugar donde se emplacen las estructuras y el camino adyacente, en condiciones de limpieza y presentación satisfactoria para el supervisor. Todos los materiales excavados o andamios colocados en canales durante la construcción serán retirados por el contratista antes de la aceptación final.

Hormigón Para Infraestructura.

El Hormigón para la Infraestructura, es decir, para los Pilonos y los Estribos laterales deben ser de una resistencia característica de 210 Kg/cm² a los 28 días de vida. Para lo cual se utilizará los agregados adecuados y una cantidad mínima de cemento de 300 Kg/m³, El Contratista deberá presentar la dosificación realizada en función de los áridos disponibles al Supervisor de Obra para su respectiva aprobación. Luego de la dosificación se deben realizar las probetas necesarias para su correspondiente rotura, informe que debe ser presentado al Supervisor para avalar la calidad y resistencia del Hormigón y autorizar la ejecución de los elementos estructurales que hayan sido proyectados con dicha resistencia. Para la colocación en obra del hormigón, el contratista debe presentar a la supervisión el equipo mínimo requerido, como son Mezcladora y Vibradora para lograr una buena calidad del material y alcanzar las resistencias de diseño.

Exigencias Para El Concreto

Características mecánicas

1): Resistencia característica del hormigón: La resistencia a la compresión simple del hormigón es la propiedad más importante de este material. Su determinación se la realiza mediante estudios de rotura de probetas cilíndricas estandarizadas de 15x30 cm. Se define como resistencia característica del concreto f_c' a aquel valor que representa el grado de

confianza del 95 % de las resistencias a los 28 días de las probetas, es decir que existe una probabilidad de 0.95 de que las probetas presenten valores individuales superiores a f_c' .

2): Resistencia a la tracción: Aunque para el diseño de secciones de concreto armado no se toma en cuenta la resistencia del concreto a tracción, este tiene un valor de esta característica que es evaluada mediante ecuaciones empíricas determinadas sobre la base de la experimentación

3): Resistencia bajo un estado de cargas biaxial: Si el caso amerita también es posible evaluar los esfuerzos del concreto bajo sollicitación biaxial de cargas mediante ecuaciones definidas sobre la base de la experimentación.

Ensayos del concreto

1): Ensayos de del concreto fresco: Entre los ensayos que se realizan al concreto fresco se tienen:

1.a): Ensayos de consistencia mediante la medida de asentamientos en el cono de Abrams según norma ASTM C143-69, mesa de sacudidas según normas ASTM C124-66, Consistómetro Vebe y otros métodos.

1.b): Peso del concreto por metro cúbico.

1.c): Contenido de aire ocluido y otros ensayos.

2): Ensayos del concreto endurecido: El principal ensayo del concreto endurecido es el ensayo a compresión que consiste en la aplicación continua de una carga axial de compresión a la probeta mediante una prensa hasta producir la falla o rotura de la misma, momento en el cual se determina la carga de rotura de la cual se obtiene la resistencia última a compresión de la probeta.

Propiedades mecánicas y estructurales del concreto en compresión

1) El comportamiento de una estructura depende en alto grado de las relaciones esfuerzo – deformación unitaria del material con el que está construida y para el tipo de esfuerzo que está construida la estructura. Como el concreto es un material que se utiliza para soportar esfuerzos a compresión, resulta muy importante analizar la curva esfuerzo-deformación unitaria. Todas las curvas de este tipo resultan similares, constan de un tramo inicial relativamente elástico y lineal en la cual el esfuerzo es proporcional a la deformación unitaria, Luego la curva se inclina hasta alcanzar el máximo esfuerzo.

2) La resistencia a la compresión al llegar a un valor de la deformación unitaria aproximadamente entre 0.002 y 0.003 para concretos de densidad normal y aproximadamente entre 0.003 y 0.0035 para concretos ligeros, alcanza su valor máximo, donde los valores mayores de deformación corresponden a los valores de resistencia máximos.

3) Por último, se tiene un tramo descendente o de descarga que depende del método de ensayo. En la práctica actual, la resistencia a la compresión del concreto f_c' Para concretos de densidad normal fabricados in situ está en el intervalo de 3000 – 5000 lb/pulg² (210 –350

Kg/cm²) y puede llegar a oscilar entre 6000 y 12000 lb/pulg² (420 –840 Kg/cm²) para elementos de concreto prefabricado o pre-esforzado de alta resistencia. Los concretos de alta resistencia se utilizan cada vez con mayor frecuencia especialmente para edificios muy cargados y puentes de grandes luces. Para concretos de densidad normal se tiene que para un estado biaxial de esfuerzos la relación denominada de poisson es aproximadamente 0.20, en el caso de alzas o descensos de temperatura, el coeficiente de dilatación térmica para consideraciones en el cálculo es de $10 \text{ E-}5 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$.

4) Según el reglamento ACI el módulo de elasticidad E_c para concretos normales con agregados de grava y arena con un peso específico alrededor de 145 lb/pie³ (2320 kg/m³).

Especificaciones Especiales Para Hormigón Pretensado Y Cables Pretensados

8.1: La supervisión a través de su Ingeniero de Obra debe verificar el cumplimiento estricto de acuerdo a los planos constructivos de los siguientes detalles correspondientes al tesado de los cables.

a) El Armado y colocación precisa de los ductos para cables, para el caso de vigas hormigonadas en sitio o prefabricadas, completas o por segmentos.

b) Tesado de los cables

c) El correcto colocado de los anclajes en los extremos de las vigas o en los segmentos de anclaje.

d) Que en el Proceso de Hormigonado los anclajes no sufran una variación significativa en su posición

e) Inyección de lechada en los ductos y Vainas de protección.

8.2: La Empresa Constructora encargada de la ejecución de las obras debe contar con el Equipo mínimo mencionado al principio de las presentes especificaciones.

8.3: Antes de la colocación del Hormigón, la Supervisión debe inspeccionar la correcta colocación de las armaduras, el sistema de anclajes, y las vainas para el colocado de los cables.

8.4: Los encofrados para el moldeado de las vigas en su totalidad o por segmentos deben estar constituidos por formaletas metálicas que garanticen la perfecta geometría de la sección de las vigas, además de permitir un hormigonado correcto sin pérdida del agua de la mezcla.

8.5: Se debe tener una especial atención a la colocación del encofrado para el proceso de ensamblado de las vigas pretensadas, ya que dicha obra falsa o fija debe permitir la correcta alineación, tanto vertical como horizontal de toda la longitud de la viga o en su defecto la correcta posición y alineamiento de los segmentos de las vigas.

8.6: El Hormigón será vibrado de manera interna o externa a los encofrados o de las dos maneras según la conveniencia del constructor, asimismo este proceso debe realizarse con la precaución correspondiente para evitar el desplazamiento de su posición correcta de los anclajes.

8.7: El tesado de los cables se lo realizará de un solo extremo para mayor comodidad, considerando el proceso constructivo, de tal manera que se debe tener precaución de anclar correctamente los cables en los anclajes de del lado que no se realizará el tesado. En este proceso de tesado se debe tomar muy en cuenta las tensiones finales de los cables, longitudes netas y las deformaciones de acuerdo a las planillas de los planos y del proceso constructivo incluido en este documento. Si se emplea un proceso constructivo diferente a las alternativas consideradas en este estudio, el contratista debe presentar las fichas de tesado a la supervisión para su respectiva aprobación.

8.8: El tesado de los cables se lo realizará cumpliendo todas las normas conocidas del hormigón pretensado y se realizará cuando las probetas realizadas en el hormigonado reflejen por medio de su rotura las resistencias mínimas especificadas y tengan la aprobación respectiva de la supervisión.

8.9: El Contratista deberá tomar las precauciones correspondientes para la seguridad y resguardo del personal durante los trabajos del tesado, a objeto de evitar accidentes, siendo estos de entera responsabilidad del contratista.

8.10: El mortero para la Inyección de cables será una mezcla de cemento, agua y un aditivo expansor, la dosificación será proporcionada por el contratista para su aprobación por la supervisión antes de la inyección. La dosificación del mortero de Inyección deberá mostrar como resultado un mortero con resistencia mínima de 300 Kg/cm.2

8.11: Los encofrados para el Tablero del puente deben estar completamente nivelados y alineados de acuerdo a la geometría final que tengan los elementos, luego se puede proceder al colocado de las armaduras y posterior hormigonado.

8.12: El control de calidad que se debe ejercer en la preparación del Hormigón debe ser riguroso. Todas las dosificaciones se realizarán con control por peso y en ningún caso por volumen. En caso de la utilización de aditivos para mejorar la resistencia o trabajabilidad del hormigón, su dosificación será controlada mediante ensayos previos realizados con el cemento agua y agregados a utilizar en la obra. Todos los ensayos y pruebas de laboratorio deben ser de estricto conocimiento del Supervisor para su respectiva aprobación.

8.13: Se deben prever todos los aspectos necesarios para la correcta colocación de los cables, en los extremos y en cada uno de los segmentos de la viga pretensada.

8.14: Se deben tomar las precauciones del caso para el hormigonado en tiempo frío, para lo cual se debe aplicar las especificaciones técnicas del hormigonado en las condiciones adversas mencionadas.

8.15: Las zonas de anclaje de los extremos de las vigas deben ser armadas de manera estricta a los referido en los planos y en caso de ser necesario se debe reforzar de manera adecuada estos sectores para evitar la ruptura violenta, la separación, el desprendimiento o descascarados inducidos por las fuerzas concentradas en los anclajes.

8.16: Las zonas de cambio brusco de sección deben ser reforzadas de acuerdo a los planos o en su defecto lo recomendado por el contratista previa aprobación del Ingeniero Supervisor.

8.17: El Supervisor vigilará la correcta colocación de los dispositivos de anclaje de los conos dentro de los tubos de protección para garantizar el funcionamiento correcto de los mismos en el trabajo de anclaje.

8.18: Los ductos para los cables que se inyectarán con lechada, deben ser herméticos al mortero y no presentar reacciones con el hormigón, los cables o el material de relleno, para evitar esfuerzos adicionales y daños posteriores.

8.19: Los ductos deben mantenerse libres de agua si los materiales que van a inyectarse van a estar expuestos a temperaturas inferiores al punto de congelación antes de la inyección de la lechada.

8.20: La proporción de los materiales para la lechada debe basarse en pruebas realizadas de lechadas frescas o endurecidas antes de iniciar el proceso de inyección o en base a experiencias documentadas y en condiciones similares de materiales, equipo y condiciones de campo. La cantidad de agua del mortero debe ser la mínima que permita el bombeo adecuado de la lechada.

8.21: La temperatura de los elementos que albergan y conforman la lechada en el momento de mezclado e inyección debe ser mayor a 2° y menor a 32° para permitir el bombeo correcto.

8.22: La lechada proporcionada de acuerdo a las especificaciones del hormigón, en el caso general conducirá a valores de resistencia a la compresión a los 7 Días superior a 170 Kg/cm.2 y de 300 Kg/cm.2 a los 28 Días en probetas de cubos de 5 cm. por lado.

8.23: La aplicación y medición de la fuerza pretensora debe realizarse por uno de los dos métodos mencionados a continuación.

a) La medición del Alargamiento del cable que debe medirse a partir de curvas Carga-deformación de los cables de pretensado y de acuerdo a cálculo efectuados por el Contratista y aprobados por el Supervisor. En este estudio se proporcionan las deformaciones o alargamientos netos de los cables en el proceso constructivo.

b) La Observación de la fuerza del gato de pretensado en el manómetro debidamente calibrado de la bomba de tesado, con una celda de carga o utilizando un dinamómetro calibrado y de acuerdo a los cálculos efectuados por el contratista y aprobados por el Ingeniero Supervisor.

8.24: La forma de pago del Hormigón de las vigas pretensadas, será por metro cúbico de acuerdo a lo estipulado en los cómputos métricos y presupuesto de este proyecto. En el análisis de los precios unitarios de las propuestas de los constructores, debe incluirse solo el Hormigón, considerando el fierro de cada obra como ítem separado.

8.25: La forma de pago para el Hormigón pretensado será por metro cúbico y la inyección de los cables será por metro lineal, y debe realizarse en un precio unitario que incluya los

materiales para el pretensado e inyección correspondiente, así como el equipo necesario para realizar este trabajo.

4.Medición

La cantidad de hormigón a pagar será constituida, por el número de metros cúbicos de dicho material, en sus distintas clases, colocado en la obra y aceptado. Al calcular el número de metros cúbicos de hormigón, para su pago, las dimensiones usadas serán las fijadas en los planos y ordenadas por escrito por el supervisor, pero las mediciones practicadas no deberán incluir hormigón alguno empleado en la construcción de tablestacas o andamios. No incluirán moldes o andamios y no se admitirán aumentos en los pagos, en concepto de una mayor cantidad de cemento empleado en alguna de la mezcla, ni para la terminación de cualquier piso de hormigón cuya construcción estuviera prevista, en los casos donde se hubiera empleado un concreto de la clase R-35, R-28, Tipo A, cuando hubiera estado especificado uno del tipo B, C, D, o E solo se pagará la cantidad correspondiente a los hormigones de Tipo B, C, D, E especificados. Cuando se hubiera empleado un hormigón de la clase B donde estaba especificado uno del tipo C se pagará la cantidad correspondiente a este último tipo. No se harán deducciones en las cantidades de metros cúbicos a pagar, en concepto del volumen de acero de armaduras, agujeros de drenaje, de registro, parachoques, cañerías y conductos con diámetro menores de 0,30 m, ni cabezas de pilotes embutidas en el hormigón.

5.Forma de pago

Las cantidades denominadas en forma antes indicada, se pagarán a los precios contractuales, por unidad de medición de cada parte de la obra, para los ítems más abajo detallados, y que figuren en el programa de licitación, cuyos precios y pagos serán la compensación total en concepto de suministro y colocación de todos los materiales, incluyendo toda la mano de obra, equipo herramientas, imprevistos y gastos directos e indirectos necesarios para la ejecutar la obra especificada en esta sección, excepto el acero de refuerzo y otros ítems de contrato incluidos en la estructura terminada y aceptada que se pagarán a los precios de contrato para cada uno de dichos ítems. Con excepción del trabajo específicamente incluido bajo otros ítems de pago anotados en el formulario de licitación, la compensación por todo el trabajo especificado en la sección deberá considerarse como incluida en los ítems de pago respectivos, que se anotan a continuación y que aparecen en el formulario de licitación.

Ítem 8 ACERO DE REFUERZO FY=420 MPA (Infraestructura)

Unidad: Kg

Ítem 19 ACERO DE REFUERZO FY=420 MPA (Superestructura)

Unidad: Kg

1.Descripción

Este trabajo consiste en el aprovisionamiento y la colocación de barras de acero estructural de refuerzo en la clase, tipo y tamaño fijados, de acuerdo con la presente especificación y de conformidad con la exigencia establecida en los planos.

2. Materiales, herramientas y equipos

Las barras de acero de armadura de tamaño hasta el No. 11 inclusive (35 mm) deberán llenar las exigencias de la especificación AASHTO M-31 para lingotes de acero del tipo duro o intermedio, AASHTO M-42 para acero laminado o AASHTO M-53 para acero de ejes del tipo intermedio duro. El límite de fluencia mínimo será de 4.200 Kg/cm² (grado 60). En la prueba de doblado en frío no deben aparecer grietas, dicha prueba consiste en lo siguiente: las barras con diámetro o espesor de 3/4 de pulgada o inferior deben doblarse en frío sin sufrir daño por sobre una barra con diámetro igual a tres veces el de la barra sometida a prueba si es lisa y cuatro veces dicho diámetro si la barra que se prueba es corrugada o torcida en caliente. Si la barra sometida a prueba tiene un diámetro o espesor mayor al de 3/4 de pulgada (19 mm), el doblado que se le dará será solo de 90mm en las condiciones antes especificadas. La naturaleza, capacidad y cantidad de equipo a utilizarse dependerá del tipo y dimensiones de la obra a ejecutar. El contratista presentará una relación detallada del equipo para cada obra o conjunto de obras, para la aprobación del supervisor.

3. Procedimiento para la ejecución

Corte Y Doblado

El corte y doblado de las barras debe efectuarse en frío, de acuerdo estrictamente con las formas y dimensiones indicadas en los planos. Cualquier variación o irregularidad en el doblado motivará que las barras sean rechazadas.

Empalmes

No se permitirán empalmes, excepto en los lugares indicados en los planos o aceptados por escrito por el Supervisor. Los empalmes se efectuarán por superposición de los extremos, en una longitud no menor de 40 veces al diámetro de la barra, sujetándolos con alambre de amarre, excepto cuando se indiquen empalmes soldados, en cuyo caso la soldadura se hará de acuerdo a especificaciones pertinentes.

Colocación

Las barras de acero para armadura deberán estar exentas de cualquier material nocivo, antes y después de colocarlas en los encofrados. Las armaduras deberán colocarse en los encofrados en las posiciones indicadas en el proyecto y amarradas entre sí por medio de alambre de amarre. La condición especial a cumplir, será que las barras de refuerzo una vez colocadas mantengan rigurosamente el espaciamiento calculado y formen un conjunto rígido sin que puedan moverse ni deformarse al vaciar el hormigón y apisonarlo dentro de los encofrados. La colocación y fijación de los refuerzos en cada sección de la obra deberá ser aprobada por el Supervisor antes de que se proceda al vaciado del hormigón.

Control por el ingeniero

- **Tolerancias**

El diámetro medio, en caso de barras lisas de sección circular, podrá determinarse mediante un calibrador. En caso de barras con ranuras o estrías, o de sección no circular, se considera como diámetro medio el diámetro de la sección transversal de una barra de acero ficticia, de sección circular, con un peso por metro igual al de la barra examinada (peso específico del acero: 7850 Kg/m³). El peso nominal de las barras es el que corresponde a su diámetro nominal. El peso real de las barras, con diámetro nominal igual o superior a 3/8" debe ser igual a su peso nominal con una tolerancia de más o menos (\pm)6%. Para las barras con diámetro inferior a 3/8", la tolerancia es de más, menos (\pm) 10%. En cada suministro de barras de la misma sección nominal, debe verificarse si son respetadas las tolerancias indicadas.

- **Ensayos De Control**

El contratista tendrá la obligación de presentar certificados sobre la calidad de los aceros, expedidos por laboratorios especializados locales o del exterior del país cubriendo principalmente lo siguiente:

1. Resistencia a la tracción, incluyendo la determinación de la tensión de fluencia, tensión de ruptura y módulo de elasticidad.
2. Doblado.

- **Condiciones Requeridas**

Se aceptará como acero de refuerzo para armaduras solamente el material que satisfaga lo prescrito en el punto 2. Las barras no deberán presentar defectos perjudiciales, tales como: fisuras, escamas, oxidación excesiva y corrosión. Las barras que no satisfagan esta especificación serán rechazadas. Si el porcentaje de barras defectuosas fuera elevado, a tal punto que se torne prácticamente imposible la separación de las mismas, todo el lote será rechazado. Todos los certificados de ensayo e informes de inspección realizados por laboratorios, por cuenta del contratista, serán analizados por el Supervisor, a fin de verificar la aceptabilidad de los materiales, para ser incorporados a la obra. La aceptación de los certificados no releva de su responsabilidad de la obra al contratista. Los ensayos de tracción deben demostrar que la tensión de fluencia, tensión de ruptura y módulo de elasticidad serán iguales o superiores a los mínimos fijados.

- **Almacenamiento**

Todo material a utilizarse para refuerzos metálicos será almacenado sobre una plataforma de madera, lo que deberá figurar en el análisis de precio unitario, u otros soportes aprobados, protegido de cualquier daño mecánico y deterioro de la superficie causado por su exposición a condiciones que produzcan herrumbre. Al ser colocado en la estructura, el material deberá estar libre de polvo, escamas, herrumbre, pintura, aceites u otros materiales que perjudiquen su ligazón con el hormigón.

4.Medición

El acero para el hormigón armado será medido por kilogramo, en base al peso teórico de acero de armadura colocado en la obra y de acuerdo con las planillas que figuran en los planos.

5.Forma de pago

El acero para hormigón armado medido en conformidad al inciso 4 será pagado al precio unitario contractual correspondiente al ítem de Pago definido y presentado en los Formularios de Propuesta. Dicho precio incluye el aprovisionamiento y colocación de todos los materiales, así como toda la mano de obra, equipo, herramientas e imprevistos necesarios para la ejecución de los trabajos previstos en esta Especificación.

Ítem 10 BARBACANAS DE TUBO PVC 4”

Unidad: m

Ítem 21 DREN DE TUBO PVC 4”

Unidad: m

1.Descripción

Consiste en la provisión y colocación de tubos en la losa del puente con el fin de permitir la evacuación de aguas pluviales a ser ejecutadas de acuerdo a las alineaciones, cotas y tipos indicados en los planos de diseño u ordenados por el Supervisor.

2.Materiales, herramientas y equipos

Los tubos serán de PVC de Ø 4”, con espesor mínimo de la lámina de 5 a 6 mm. y deberán cumplir con los requisitos establecidos en la norma ASTM 0-1785. En caso de no existir en el mercado, se podrá usar tubería de hierro fundido galvanizado y deberán cumplir con los requisitos establecidos en la norma ASTM A-142.

3.Procedimiento para la ejecución

Los tubos se colocarán embebidos en el hormigón, de forma que queden perfectamente empotrados. Los tubos en su parte inferior deben estar cortados en forma de sesgo a 45° y sobresalir 10 cm. de la losa.

4.Medición

La cantidad a pagar por este concepto se formará por el número de metros lineales de tubo de desagüe colocado, según el diámetro indicado en los planos y previa aprobación por parte del Supervisor de Obras.

5.Forma de pago

Este ítem será pagado al precio unitario de la propuesta aceptada

Ítem 11 RELLENO Y COMPACTADO

Unidad: m³

1.Descripción

Este ítem comprende todos los trabajos de relleno y compactado que deberán realizarse después de haber sido concluidas las obras de estructuras, ya sean fundaciones aisladas o corridas, muros de contención y otros, según se especifique en los planos, formulario de presentación de propuestas y/o instrucciones del supervisor de obra.

2.Materiales, herramientas y equipos

El contratista proporcionará todos los materiales, herramientas y equipo necesarios para la ejecución de los trabajos, los mismos que deberán ser aprobados por el Supervisor de Obra. El material de relleno a emplearse será preferentemente el mismo suelo extraído de la excavación, libre de bolones y material orgánico. En caso de que no se pueda utilizar dicho material u otro señalado en el formulario de presentación de propuestas, éste deberá ser aprobado por el supervisor de obra. no se permitirá la utilización de suelos con excesivo contenido de humedad, considerándose como tales, aquellos que igualen o sobrepasen el límite plástico del suelo. para efectuar el relleno. el contratista deberá disponer en obra del número suficiente de compactadores manuales. para el caso de relleno y compactado con maquinaria, el contratista deberá disponer en obra de palas cargadoras, volquetas, compactadoras pata de cabra o de rodillo liso y todo el equipo necesario para la ejecución de esta actividad.

3.Procedimiento para la ejecución

Las zonas excavadas alrededor de las obras de arte, deberán ser rellenadas con material aprobado, colocando en capas horizontales no más gruesas de 20 cm., hasta llegar nuevamente a la cota del terreno natural original. Cada capa será humedecida u oreada según sea necesario, y compactada íntegramente con compactadoras mecánicas. Al colocar rellenos o construir terraplenes, el material empleado deberá colocarse en lo posible, simultáneamente a la misma cota de elevación en ambos lados de un estribo, pila o muro. Cuando las condiciones existentes exijan efectuar el relleno más alto de un lado que del otro, el material adicional correspondiente al costado más elevado, no deberá ser colocado hasta que el supervisor lo permita y, con preferencia, no antes que el hormigón o la mampostería estuviera 14 días en su lugar, o hasta que los resultados de ensayos efectuados con la supervisión del supervisor, establezcan que el hormigón o la mampostería haya alcanzado suficiente solidez para resistir cualquier presión originada por los métodos aplicados a los materiales puedan ser colocados sin provocar daños o tensiones que excedan de determinado factor de seguridad. El relleno o terraplenado no deberá efectuarse detrás de los muros con losa de hormigón hasta que se les haya aplicado la losa superior y ésta estuviera totalmente fraguada. El relleno y terraplenado detrás de los estribos, soportado por la parte superior de la superestructura, y detrás de los muros laterales de alcantarillas, deberán ejecutarse simultáneamente en cada estribo o muro opuesto. Todos los terraplenes adyacentes a las

obras de arte deberán constituirse en capas horizontales y compactarse tal como lo determina la sección correspondiente, excepto que se podrán usar aplanadoras mecánicas para obtener la compactación requerida. Se deberán tomar especiales precauciones para evitar cualquier efecto de cuña contra las estructuras, y todos los taludes a unir existentes en la zona, que deberán ser rellenados, se realizarán en forma escalonada o dentada, para evitar una acción de los mismos con efectos de cuña. La colocación de terraplenes y el escalonado de los taludes deberá continuar de manera tal, que en todo momento exista una capa horizontal de material bien compactado, en una longitud por lo menos igual a la altura de los muros a rellenar; excepto los casos en que estos lugares estuviesen ocupados por el material original no afectada por los trabajos de la obra. Se deberán tomar medidas adecuadas para obtener un completo drenaje. Se suministrará roca triturada o arena gruesa y grava para el drenaje en los orificios de drenaje señalados en los planos.

4.Medición

El relleno y compactado será medido en metros cúbicos (m³) compactados en su posición final de secciones autorizadas y reconocidas por el Supervisor de Obra. En la medición se deberá descontar los volúmenes de las estructuras construidas. La medición se efectuará sobre la geometría del espacio relleno.

5.Forma de pago

Este ítem ejecutado en un todo de acuerdo con los planos y las presentes especificaciones, medido según lo señalado y aprobado por el supervisor de obra, será pagado al precio unitario de la propuesta aceptada. Dicho precio unitario será compensación total por los materiales, mano de obra, herramientas, equipo, pruebas o ensayos de densidad y otros gastos que sean necesarios para la adecuada y correcta ejecución del trabajo. En caso de ser necesario el empleo de material de préstamo, el mismo deberá ser debidamente justificado y autorizado por el supervisor de obra, siguiendo los procedimientos establecidos para órdenes de cambio. No será motivo de pago adicional alguno los gastos que demanden el humedecimiento u oreo del material para alcanzar la humedad apropiada o los medios de protección que deben realizarse para evitar el humedecimiento excesivo por lluvias, por lo que el Contratista deberá considerar estos aspectos en su precio unitario.

Ítem 12 APOYO DE NEOPRENO COMPUESTO

Unidad: dm³

1.Descripción

Esta especificación se aplica el suministro y colocación de las placas para apoyos elastoméricos conformados por neopreno y placas de acero intercaladas. Debe tener las dimensiones determinadas en los planos del proyecto.

2.Materiales, herramientas y equipos

Las placas de apoyo elastoméricos serán del compuesto conocido como neopreno y deberán estar moldeadas en moldes a presión y color deben cumplir lo establecido en la norma ASTM D4014-03 / AASHTO M251-06. El acero de las placas intermedia debe obedecer a la especificación AASHTO M- 183 referida para acero estructural.

3.Procedimiento para la ejecución

Los apoyos de neopreno deberán tener las dimensiones determinadas en los planos y colocados rigurosamente en las posiciones previstas. El hormigón en las superficies de contacto con el neopreno deberá estar limpio y pulido. Cualquier irregularidad debe ser eliminada mediante frotamiento hasta conseguir la lisura requerida.

Control por el supervisor

El Supervisor deberá inspeccionar y aprobar las superficies de hormigón que estén en contacto con el neopreno. Así mismo verificará la posición prevista para la colocación de la placa de apoyo.

4.Medición

Las placas de apoyo de neopreno se medirán en decímetros cúbicos de acuerdo a las dimensiones contenidos en los planos.

5.Forma de pago

Los trabajos ejecutados y medidos se pagarán a los precios unitarios contractuales propuestos para el trabajo cuyas mediciones están establecidas en la presente especificación.

Ítem 14 VAINA DE CHAPA CORRUGADA

Unidad: m

1.Descripción

Las vainas son los conductos que sirven para aislar los cables del hormigón. Todos los conductos serán metálicos, herméticos, flexibles y lo suficientemente resistentes para mantener su forma bajo la acción de las fuerzas que tendrán que resistir. Los ductos de encierre para el acero de pretensado deberán ser colocados exactamente en las ubicaciones indicadas en los planos o aprobadas por el Ingeniero.

2.Materiales, herramientas y equipos

Las Vainas a utilizar estarán sumergidas dentro de la masa de hormigón. Los ductos de encierre para el acero pretensado deberán ser de metal ferroso galvanizado o de tipo aprobado por el Ingeniero y herméticos al mortero. Los acoplamientos de transición que conecten dichos ductos a los dispositivos de anclaje no requieren ser galvanizados y deberán tener un diámetro interior de 7.00 cm., contemplados dentro de la Norma ASTM D-3035. Las uniones entre vainas en los casos necesarios deben garantizar la hermeticidad de la vaina, para evitar pérdida de la lechada a presión y el posterior ingreso de humedad y agentes corrosivos que pongan en peligro la vida útil de los cables.

3.Procedimiento para la ejecución

Tendrán un diámetro interno mayor en 3/8" que el correspondiente a las barras que encierra. Cuando se usan alambres o torones, el área del ducto será por lo menos 2.5 veces mayor que el área del acero pretensado en el ducto. Cuando se especifique la introducción de lechada de cemento a presión, los conductos deberán estar provistos de boquillas u otras conexiones adecuadas para la inyección de la lechada después de haberse terminado la operación de pretensado.

4.Medición

La medición será efectuada en metros lineales colocadas en su posición definitiva, es decir, en el caso del cable para pretensado se medirá en metros lineales colocados en obra, las vainas también se medirán en metros lineales colocados en las vigas respectivas.

5.Forma de pago

Las cantidades determinadas en la forma antes indicada se pagarán a precios del contrato por unidad de medición de los ítems y que figuran en el programa de licitación.

Ítem 15 ANCLAJE 12T DE ½" (placa-corona-cuña-corneta)

Unidad: Pza

1.Descripción

Los anclajes para los cables serán del tipo fijos y normales, de acuerdo a lo especificado en los planos. Los anclajes son fijos en ambos extremos de las vigas. Los conos de anclaje estarán provistos de 12 Huecos radiales para albergar los torones de 0.5" especificados en los planos y uno central para la correspondiente inyección de la lechada. Los anclajes ubicados en ambos extremos de las vigas deberán tener un tubo metálico de protección de las vainas que sobresalga un cierto largo especificado en los planos constructivos, permitiendo que las vainas puedan encapsularse dentro del cono de anclaje y así garantizar la hermeticidad.

2.Materiales, herramientas y equipos

El tubo metálico de aproximación al cono de anclaje debe ser de Acero del Tipo A-36. El cono de anclaje debe estar provisto de una placa de apoyo con las dimensiones especificadas en el diseño para garantizar un correcto procedimiento durante el tesado de los cables, asimismo cada cono debe estar provisto de 12 cuñas, las mismas que por un proceso de fricción garantizan el anclaje de cada torón.

3.Procedimiento para la ejecución

Deberán estar de acuerdo con las prescripciones del sistema de pretensado a ser utilizado, es decir para el grado 270 k. En caso de utilizarse un sistema de anclaje distinto al que figura en planos, el contratista deberá realizar los cálculos y verificaciones correspondientes y someterlos a la revisión y aprobación del ingeniero.

4.Medición

La medición será efectuada por pieza colocadas en su posición definitiva es decir una vez colocadas o lanzadas las vigas respectivas.

5.Forma de pago

Las cantidades determinadas en la forma antes indicada se pagarán a precios del contrato por unidad de medición de los ítems y que figuran en el programa de licitación.

Ítem 16 ACERO DE PRETENSADO FY=1860MPA

Unidad: m

1.Descripción

El acero para pretensado deberá ajustarse a los requisitos de AASHTO M-204 (ASTM A-421) y AASHTO M-203 (ASTM A-416). Todo el acero de pretensado deberá ser protegido contra daño físico y oxidación u otros resultados provenientes de la corrosión en todo momento, es decir, desde su fabricación hasta su colocación. El acero de pretensado que ha tenido daño físico en algún momento, debe ser rechazado. Una oxidación superficial suave no es motivo para rechazo. El acero de pretensado deberá ser empacado en "contenedores" u otras formas de embarque que provean protección del acero contra daños físicos y corrosión durante el embarque y el almacenamiento. Un anticorrosivo que evite la oxidación debe ser colocado en el "contenedor" o, cuando lo permita el Ingeniero, puede ser aplicado directamente sobre el acero. El anticorrosivo no deberá tener efectos deletéreos en el acero, concreto o sobre la adherencia del acero al concreto. Los embalajes deben ser claramente marcados indicando que contienen acero pretensado de alta resistencia, los cuidados de manipuleo, tipo, clase y cantidad de anticorrosivo utilizado, incluyendo la fecha de embalaje, instrucciones de seguridad y de uso. Todo el acero de pretensado para postensado debe asegurarse en los extremos por medio de sistemas de anclaje para postensado debiendo sostener el acero pretensado a una carga que produzca una fatiga no menor a 95% de la fatiga de tracción mínima garantizada del acero de pretensado. La carga del dispositivo de anclaje deberá ser distribuida al hormigón por medio de dispositivos aprobados que distribuirán en forma efectiva la carga del hormigón. Si el Contratista selecciona proveer dispositivos de cierto tipo que sean suficientemente grandes, los cuales son usados conjuntamente una rejilla de acero empotrada en el hormigón, entonces las placas de distribución de acero pueden omitirse con la previa autorización escrita del Ingeniero. Cuando el extremo de su dispositivo de pretensado no sea cubierto por el hormigón, los dispositivos de anclaje serán insertados de modo que los extremos del acero pretensado y todas las partes de los dispositivos de anclaje estarán por lo menos 5 cm. adentro de la superficie de los miembros, a no ser que un empotrado más profundo sea indicado en los planos. A continuación, posteriormente al postensado aprobado por el Ingeniero, los recesos deben ser llenados con mortero de cemento.

2.Materiales, herramientas y equipos

Los materiales empleados en armaduras de pretensado serán los indicados en los planos y deberán llenar las siguientes exigencias: Alambre de alta resistencia a la tracción, de acuerdo

con ASTM A-421, trenza de alambre de alta resistencia a la tracción, o cuerda conforme a lo dispuesto en ASTM A-416.

Se deberán emplear torones grado 270 K, de acuerdo con ASTM A-416, cuyas características son:

- Diámetro nominal de cordón, trenza o torón en pulgadas: $\frac{1}{2}$
- Resistencia a la rotura del cordón, mínimo en kilos: 18.734
- Área del acero del cordón, en centímetros cuadrados: 0.987
- Peso nominal de cordón, kilos por millar de metros: 785

Requisitos del límite de fluencia:

- Requisitos del límite de fluencia: mínimo de 0.85 de la resistencia a la rotura.
- Carga inicial, en kilos 1.873
- Carga mínima al 1% de extensión, en kilos 15.468

2.1- Tolerancias.

El peso real de los alambres y cables debe ser igual a su peso nominal con tolerancia de $\pm 6\%$ para diámetros iguales y superiores a $\frac{3}{8}$ ", y de $\pm 10\%$ para diámetros inferiores a $\frac{3}{8}$ ", excepto para barras trefiladas en que la tolerancia debe ser de $\pm 6\%$. El peso nominal es obtenido multiplicando el largo del alambre o cable por el área de la sección nominal y por el peso específico de 7850 kg/m³.

2.2 Recepción del material.

Para cada lote de cables para pretensado recibida en obra deberán compararse los resultados obtenidos en los ensayos, de acuerdo a las exigencias de esta especificación. El lote será aceptado en caso de que todos los ensayos sean satisfactorios. En caso de que uno o más de los resultados no satisfagan las condiciones, la barra o rollo del cual fue retirada la muestra debe ser separada y rechazada. Para comprobación se obtendrán muestras de otras dos barras o rollos y serán aceptados si los resultados de dichos ensayos son satisfactorios. En caso de que alguno de esos ensayos no sea satisfactorio el lote será rechazado. Si más del 20% de los lotes de una entrega son rechazados, podrá rechazarse el total de la entrega.

2.3. Ensayos de control

El contratista tendrá la obligación de presentar certificados sobre la calidad de los aceros, expedidos por laboratorios especializados locales o del exterior del país, cubriendo principalmente lo siguiente:

- a) Diagrama de carga deformaciones para cada lote.
- b) Resistencia a la tracción, incluyendo la determinación de fluencia, tensión de ruptura, módulo de elasticidad y límite de proporcionalidad.

2.4. Condiciones requeridas

Todos los certificados de ensayos e informes de inspección realizados por laboratorios, por cuenta del contratista, serán analizados por el ingeniero a fin de verificar la aceptabilidad de

los materiales, para ser incorporados a la obra. Los ensayos de tracción deben demostrar que el límite de proporcionalidad, tensión de fluencia, tensión de ruptura y módulo de elasticidad serán iguales o superiores a los mínimos fijados. Las coordenadas relativas a las posiciones de los cables deben ser rigurosamente verificadas antes del hormigonado. En ocasión del pretensado, los alargamientos, las tensiones y el anclaje deben ser verificados por el ingeniero. Para el control del pretensado deberá prepararse un cuadro donde se registrarán las tensiones y los alargamientos de los cables, en cada extremidad si fuera el caso. Esta tabla deberá contener todos los datos del cable y sus diferentes características, para el perfecto control de la operación de tesado y previa aprobación del ingeniero. Una tabla deberá corresponder a cada cable con la debida identificación y fecha de la operación de tesado.

2.5 Equipo

La naturaleza, capacidad y cantidad de equipo a emplearse, dependerá del método a ser utilizado por el contratista. El contratista, pudiendo ser suficiente el uso de una amoladora y un generador de energía eléctrica capaz de hacer funcionar dicho equipo.

2.6 Condiciones generales

- a) Deben presentar suficiente homogeneidad en cuanto a sus características geométricas y mecánicas.
- b) Estarán exentos de defectos perjudiciales (fisuras, escamas, oxidación y corrosión).
- c) Deberán almacenarse en lugares secos sobre plataformas de madera de modo que se evite una oxidación acentuada

Si fuese necesario se proveerán separadores adecuados, tanto verticales como horizontales, para mantener los alambres en su lugar y en posición correcta. Debe tenerse especial cuidado para que, durante el hormigonado, la posición de los cables y la integridad de las vainas no sean afectadas. Cuando fuera prevista la colocación de los cables en sus vainas después del vaciado del hormigón, los procesos y todos sus detalles a utilizar deberán ser sometidos al examen del ingeniero para su correspondiente aprobación.

2.7 Control por el ingeniero

EL especial cuidado que debe tener el Ingeniero de Obra está relacionada a la colocación de los conos de anclaje y accesorios en la Tapa de Anclaje, debiendo revisar que el mismo se encuentre perpendicularmente a la misma de acuerdo a la trayectoria de los cables, y las vainas.

3.Procedimiento para la ejecución

Una vez aprobado el material acero de pretensado $f_y=1860$ MPa, este debe ser cortado según lo señalen los planos contractivos, si no hubiera el detalle del tamaño del cable este debe ser cortado con un incremento de 1,00 m más que la longitud de la viga. A continuación el acero exento de herrumbres debe ser introducido en los ductos de las vigas de 2 en dos o máximo de 3 cables, pero no sin antes asegurar la punta del cable a introducir, mediante el amarrado

de estas puntas con alambre de amarre común y además de cubrir la punta con cinta de embalaje, esto con la finalidad de no ocasionar daños a las vainas, concluida la colocación de todos los cables según el diseño estructural, se debe proceder al tesado con la utilización del equipo necesario.

4.Medición

El presente ítem será pagado en m, dicha longitud comprenderá, longitud total de la viga más 100 cm adicionales, indicados y aprobados en los planos los 100 cm corresponden a la longitud necesaria para el proceso de tesado.

5.Forma de pago

Las cantidades determinadas en la forma antes indicada se pagarán a precios del contrato por unidad de medición y que figuran en el programa de licitación.

Ítem 17 TESADO E INYECTADO

Unidad: m

1.Descripción

Este ítem comprende la transmisión de los esfuerzos de compresión a las vigas del puente mediante equipos especializados, que permitan el estiramiento de los cables en un extremo de la viga, mediante un apoyo activo y otro pasivo, además que comprenderá la inyección con lechada de cemento y la utilización de expansores de morteros que permitan la protección del acero de pretensado y la transmisión de los esfuerzos a los apoyos activo y pasivo.

2.Materiales, herramientas y equipos

La naturaleza, capacidad y cantidad de equipo a emplearse, dependerá del método a ser utilizado por el contratista. El contratista presentará una relación detallada del equipo a utilizarse en cada obra o conjunto de obras, el mismo que deberá ser aprobado por el ingeniero. Además, deberá contar con las herramientas menores necesarias para la correcta ejecución de la actividad.

2.1 Equipo para pretensado

El Contratista deberá disponer como mínimo del siguiente equipo para pretensado, que podrá ser propio o alquilado:

- Un gato de tesado.
- Una bomba con manómetros para el gato.
- Un inyector de mortero para las vainas.

Los gatos hidráulicos usados para tirar los tendones deberán ser equipados con manómetros de presión o célula de carga para determinar la tensión aplicada, a opción del Contratista. Si fuese usado manómetro de presión, deberá ofrecer una precisión de por lo menos 200 psi. y cada gato y su manómetro deberá ser calibrado como una unidad con el cilindro de extensión en posición aproximada y correspondiente a la fuerza final de aplicación y deberá estar acompañado por un gráfico de calibración certificado. Si es usada la célula de carga, deberá

ser calibrada y provista de un indicador por medio del cual pueda determinarse la fuerza de pretensado en el tendón. Los límites de la célula de carga deberán ser tales que el 10% inferior de la capacidad normal de fábrica no deberá ser usada en la determinación de la tensión aplicada por el gato. El Contratista deberá adoptar medidas de seguridad que eviten accidentes debidos a una posible ruptura del cable que está siendo tensado o por resbalamiento de las grampas o mordazas durante el proceso de pretensa-do.

2.2 Control por el ingeniero

EL especial cuidado que debe tener el Ingeniero de Obra está relacionada a la colocación de los conos de anclaje y accesorios en la Tapa de Anclaje, debiendo revisar que el mismo se encuentre perpendicularmente a la misma de acuerdo a la trayectoria de los cables, y las vainas.

3.Procedimiento para la ejecución

Dada la importancia del elemento en construcción (vigas de puente), se deberá tener especial cuidado con las personas animales y movibilidades que transiten por la zona de ejecución de la actividad siguiendo a detalle las instrucciones del supervisor de obra.

3.1 Postensado

El tesado del acero no deberá comenzar hasta que los ensayos sobre los cilindros de hormigón, contenido y curado bajo las mismas condiciones del miembro particular, hayan alcanzado la resistencia a la compresión de por lo menos 350 Kg/cm², a no ser que se disponga de otra instrucción. Después que el hormigón haya alcanzado la resistencia requerida, el acero de pretensado deberá ser tesado por medio de gatos a la tensión deseada y la fatiga transferida a los anclajes terminales. El hormigón vaciado en sitio no debe ser postensado hasta por lo menos 10 días después de que el último hormigón haya sido colocado en el miembro a ser postensado y hasta que la resistencia del citado hormigón haya alcanzado la tensión especificada para el momento del tesado. El proceso de tesado deberá ser realizado de modo que la tensión aplicada y la deformación de los elementos de pretensado sean medidas en todo tiempo. Las pérdidas por fricción en los elementos como ser la diferencia entre la tensión mínima deberá ser determinada ajustándose al artículo 1.6.6. de AASHTO "Standard Specification For Highway Bridges". Los tendones de pretensado en miembros continuos postensado deberán ser tesados alternativamente por gatos desde cada extremo del tendón, pero no simultáneamente. Se deberá obtener en todo momento un registro de las presiones calibradas y elongaciones para someterlo a la aprobación del Ingeniero. Todos los laterales del encofrado de vigas deben ser retirados antes del postensado. Los puntales que soportan la parte inferior de las losas de la estructura no deben ser removidos hasta que haya pasado por lo menos 48 horas después de la inyección de la lechada de los tendones postensado, y hasta que las otras condiciones especificadas hayan sido cumplidas. Los apuntalamientos soportantes deberán ser construidos de manera que la superestructura a

suspenderse y acortarse durante el postensado quede libre. Los encofrados dejados entre los moldes de las vigas para soportar las losas de la calzada deben ser especificados de tal manera que ofrezcan mínima resistencia al acortamiento de las vigas debido a la contracción y al postensado.

3.2 Ejecución

- a) Antes del inicio de pretensado, debe realizarse una verificación rigurosa de todo el equipo a ser utilizado con la comparación de los manómetros a través de un manómetro patrón.
- b) Verificar si las posiciones de los cables están suficientemente aseguradas por medio de separadores que eviten su desplazamiento durante el hormigonado.
- c) Verificar el fondo de los nichos, corrigiendo los defectos por medio de un mortero de cemento y arena en proporción 1:1, de manera que se obtenga una superficie perfectamente plana para el asentamiento de la prensa hidráulica.
- d) Verificar si los cables se encuentran sueltos dentro de sus vainas (caso de cables con anclajes activos de sus dos extremidades) por medio de percusión con un mazo de 2 a 3 kg de peso.
- e) Todo cable deberá poseer una tabla o un formulario para ejecución del tesado, de modelo aprobado, en dos ejemplares, permaneciendo una copia en la obra y otra entregada al ingeniero.
- f) La colocación de las prensas y del equipo complementario debe ser hecha conforme las respectivas especificaciones.
- g) Las lecturas de presión manométrica deben ser acompañadas por las medidas de alargamiento correspondientes, llenando simultáneamente los formularios de control de pretensado.
- h) El alargamiento corregido final debe ser comparado con el alargamiento teórico correspondiente que consta en la tabla de control de tesado. En esa comparación se pueden presentar dos casos:
 - Que el alargamiento teórico sea alcanzado antes que la presión manométrica llegue al valor teórico correspondiente. En este caso se continúa bombeando hasta que el alargamiento alcance el valor teórico de la tabla, más un aumento del 5%, siempre que la nueva presión manométrica no sea inferior a 95% de la presión teórica. Si el nuevo alargamiento fue alcanzado con presión manométrica inferior al valor indicado, no se debe proceder a colocar las cuñas y corresponde comunicar el hecho al ingeniero.
 - Que el alargamiento teórico no sea alcanzado, no obstante haberse llegado a la correspondiente presión manométrica teórica que consta en la tabla. En este caso, se aumenta la presión manométrica por etapas, con aumentos de presión de 5 kg/cm², hasta que sea alcanzada la presión teórica más un aumento del 5%. Si aun así no se

alcanza el alargamiento teórico no se colocarán las cuñas y se debe comunicar al ingeniero.

Los casos antes indicados pueden ocurrir como consecuencia de diversas causas que deberán ser eliminadas con anticipación:

- Falta de comparación de los manómetros en relación al manómetro patrón, con un error admisible de $\pm 5\%$.
- Errores en la elaboración de los valores teóricos constantes en la tabla de tensado.
- Infiltración de lechada de cemento en el interior de las vainas, con la obstrucción del cable en determinados puntos.
- Error en el cálculo de los alargamientos corregidos.
- Fricción excesiva del cable a lo largo de las vainas.

El Supervisor aprobará las soluciones a ser adoptadas en cada caso. Si la causa de los errores fuese consecuencia de la mala calidad del acero utilizado en la fabricación de los cables, éstos deberán ser sustituidos.

Si se produce la ruptura de los alambres del cable durante el tesado, los alambres rotos no precisan ser substituidos si la pérdida no pasa un 3% del valor del esfuerzo total, inicialmente previsto para la sección. En ese caso la fuerza de tesado a utilizarse en el cable deberá ser proporcional al número de alambres restantes. El Supervisor deberá ser notificado de toda ruptura de alambres para el correspondiente control de tensiones admisibles, tanto en el acero como en el hormigón.

3.3 Control por el Supervisor

Para que sea garantizada la ejecución de la obra, en obediencia a las cotas fijadas en el proyecto, deberá emplearse un sistema adecuado al tipo de obra, para el control de las deformaciones propias del hormigonado y/o postensado.

3.4. Inyección y lechada de cemento

3.4.1 Descripción

El acero de pretensado deberá ser adherido al hormigón, llenado con lechada los espacios vacíos entre el ducto y el tendón. La lechada para la inyección contendrá una mezcla de cemento Portland, agua potable y un aditivo expandido Intraplast o similar aprobado por el Ingeniero. No deberá usarse aditivos que contengan cloruros o nitratos. La dosificación será proporcionada por el Contratista y aprobada por el S.N.C. En todo no es recomendable utilizar una relación agua/cemento mayor de 0.45. El tipo y calidad del aditivo será el estrictamente necesario para lograr una mezcla fluida, con la consistencia de la pintura gruesa, y proporcionada, de modo que no se provoque la separación del agua libre de la mezcla. En la mezcladora mecánica el agua debe ingresar primero, seguida por el cemento y el aditivo y el equipo debe proporcionar una lechada completamente mezclada y uniforme. El agua no será mayor que 0.45 lt/Kg de cemento. La lechada deberá ser continuamente

agitada hasta su bombeo y en ningún caso se permitirá su reemplazo. La bomba de inyección de la lechada será determinada por el Ingeniero, de acuerdo con U.S. Corps o Engineers Test Method CPD-C79. El tiempo de emisión de la lechada no deberá ser menor que 11 segundos inmediatamente después de su mezcla. El equipo de inyección deberá ser capaz de inyectar la lechada a una presión de 7 Kg/cm² con escala de lectura en su manómetro de presión de no más de 21 Kg/cm². Debe existir un equipo disponible para chorro de agua capaz de desarrollar 17 Kg/cm² de presión de bombeo y de capacidad adecuada para limpiar cualquier ducto parcialmente inyectado con lechada. Todos los ductos deberán estar limpios y libres de materiales que puedan disminuir la adherencia de la lechada o interferir el procedimiento de inyección. Toda la lechada debe pasar por un tamiz con abertura máxima de 2 mm. antes de ser introducida a la bomba de inyección. Los ductos deberán disponer de válvulas mecánicas cierre. Deben instalarse además tubos de ventilación o expulsión con válvulas, tapas u otros dispositivos capaces de sentir la presión de bombeo. Las válvulas y tapas no deberán ser retiradas o abiertas hasta que la lechada haya fraguado. Todo acero de pretensado que deba adherirse al hormigón deberá estar libre de suciedad, oxidación, grasa u otra sustancia dañina. Inmediatamente después de completar el vaciado del hormigón, los ductos deberán ser soplados en toda su extensión con aire comprimido, libre de aceite, para romper y remover cualquier mortero dentro del conducto antes de su endurecimiento. Aproximadamente después de 24 horas de haberse vaciado el hormigón, los ductos deben ser lavados con agua y luego soplados con aire comprimido exento de aceite. Antes de colocar los encofrados para las losas o vigas de la estructura, el Contratista demostrará a satisfacción del Ingeniero que todos los ductos están libres de obstrucción y si el acero de pretensado ha sido colocado, que el tendón está libre y sin adherencia al ducto. Después de que los tendones han sido tensados a la tensión requerida, el ducto deberá ser soplado con aire comprimido exento de aceite y completamente relleno desde el extremo más bajo con lechada bajo presión. La lechada deberá ser bombeada a través del ducto y expulsada continuamente en su salida hasta no mostrar vestigios de agua o aire; el tiempo de emisión de la lechada no será menor a 11 segundos. Todos los tubos de ventilación y aberturas deben ser entonces cerrados y la presión de la lechada en el extremo de inyección deberá ser elevada a un mínimo de 7 Kg/cm² y mantenida por lo menos durante 10 segundos.

3.4.2. Ejecución

Los miembros de la estructura post tensionada deberán ser tipo de adherencia, en el que el acero a ser tensado es introducido en conductos de metal flexible, moldeados en el hormigón y adheridos al hormigón circundante, llenando los tubos o conductos con lechada de cemento. La lechada deberá ser una mezcla de cemento y arena fina (que pase el tamiz No. 30) en las proporciones, por volumen, de una parte, de cemento Portland, por 0.75 (como máximo) de arena y 0.75 (como máximo) de agua. Dentro de los límites especificados, se cambiarán las

proporciones de arena y de agua, para obtener la resistencia y fluidez requeridas. A criterio del Supervisor, la lechada podrá ser constituida por mezcla de una parte de agua para dos partes de cemento. Toda la armadura para ser adherida deberá estar libre de suciedad, moho suelto, grasa u otras sustancias deletéreas. Antes de la lechada, los conductos deberán estar libres de agua, suciedad o cualquier otra sustancia extraña. Se soplarán los conductos con aire comprimido hasta que no salga agua a través de ellos. La lechada deberá ser fluida, similar a la consistencia de la pintura gruesa, pero proporcionada de modo que el agua libre no se separe de la mezcla. Debe añadirse polvo de aluminio áspero en una cantidad de una o dos cucharillas de las de té por bolsa de cemento. Se debe usar plastificantes comerciales, empleados con la recomendación del fabricante, estos no deberán contener ingredientes que sean corrosivos al acero, esto incluido en el análisis de precio unitario. Se ejercerá la suficiente presión en las inyecciones de cemento para forzar la lechada íntegra a través del conducto, teniendo cuidado de que no se produzca la ruptura de los conductos. El control de inyección se hará mediante fichas para este objeto, de modo de poder controlar el volumen de inyección que ha sido introducido en una vaina. Esta ficha será aprobada por el ingeniero.

4.Medición

La cantidad a pagar por del cable, este concepto se formará por los metros necesarios cortados por el contratista hasta 25cm adicionales a cada lado de los anclajes, indicados y aprobados en los planos. Las vainas metálicas serán medidas de acuerdo a la longitud establecida en planos y sean verificadas en obra. La cantidad a pagar por el concepto de Conos, se formará por el número de piezas que se colocaran por miembro, pudiéndose, el miembro constituirse por vigas, diafragmas, etc.

5.Forma de pago

Las cantidades determinadas en la forma antes indicada se pagarán a precios del contrato por unidad de medición de los ítems y que figuran en el programa de licitación.

Ítem 18 LANZAMIENTO DE VIGAS

Unidad: Pza

1.Descripción

El lanzamiento de la viga prefabricada se realizará mediante un equipo específico para el trabajo consiste en 3 vigas metálicas sección I de 10.00m de longitud cada una y 0.63m de altura, una viga reticulada de 7.50m de largo de sección 0.70m x 0.60m, las cuales que van apoyadas sobre torres metálicas de alturas variables y sección 0.70mx1.00m, las cuales irán apoyadas sobre una base de hormigón armado según planos entregados.

2.Materiales, herramientas y equipos

El Contratante debe además debe contar con el equipo de deslizamiento lateral de las vigas, caso contrario deberá prever para la fabricación o adquisición de palieres, bases de vigas, riel de angular, y 2 gatos de 32ton, esto debido a que el lanzador se coloca en una posición fija

para una viga. La empresa contratante debe saber que para lanzar las vigas debe contar con un equipo que pueda entrar y operar con la dovela en el lecho del río (Volquetas, grúa o excavadora).

3.Procedimiento para la ejecución

La empresa contratante deber contar con el equipo y personal adecuado para su manipuleo en obra, considerando el peso aproximado por viga, además deben proveer apoyos de hormigón armado descritos para apoyar las torres y plantilla de pernos para fijar las torres, además de otros que garanticen el lanzamiento de las vigas.

4.Medición

La medición será efectuada en por pieza colocadas en su posición definitiva es decir una vez colocadas o lanzadas las vigas respectivas.

5.Forma de pago

Las cantidades denominadas en forma antes indicada, se pagarán a los precios contractuales, por unidad de medición de cada parte de la obra, cuyos precios y pagos serán la compensación total en concepto de suministro y colocación de todos los materiales, incluyendo toda la mano de obra, equipo herramientas, imprevistos y gastos directos e indirectos necesarios para la ejecutar la obra especificada en esta sección.

Ítem 22 POSTE DE H°A° Y BARANDADO F°G°

Unidad: m

1.Descripción

Este trabajo consistirá en la colocación de las barandas de puentes de hormigón, ejecutadas con materiales o combinación de materiales indicados en los planos, de acuerdo con las presentes especificaciones y conformidad con el diseño, alineamientos, acotamientos y dimensiones fijadas en los planos.

Clasificación

Las barandas de puentes se clasificarán de acuerdo al material y podrán ser de hormigón armado, tanto postes como pasamanos, o mixtos con postes de hormigón o pasamanos metálicos y su vez de acuerdo a su modo de construcción en postes vaciados en sitio y los pasamanos metálicos.

2.Materiales, herramientas y equipos

Hormigón

Los materiales para el hormigón deberán estar de acuerdo con las exigencias aplicables, establecidas en la sección correspondiente a hormigón y de acuerdo con la resistencia indicada en los planos.

Acero de refuerzo

El acero de refuerzo deberá cumplir los requisitos prescritos en la sección correspondiente y ser de los diámetros indicados en los planos.

Barandado

Será de tubo de hierro galvanizado, de triple capa de galvanización de zinc, D=2 ½”

3.Procedimiento para la ejecución

Las barandas de los puentes se construirán de acuerdo con los alineamientos y cotas fijadas en los planos y no deberán reflejar desigualdad alguna de la estructura. A menos que se especifique de otro modo, todos los postes del barandado se construirán de forma vertical y los pasamanos en forma horizontal y deberán ser aprobados por el supervisor. Para el colocado de la baranda Metálicas F°G° en los postes de H°A°, se deben dejar los huecos correspondientes de acuerdo a la dimensión de las barandas en el poste del barandado.

En caso de no verificarse lo arriba mencionado, las barandas deberán ser rechazadas y el contratista deberá reemplazarlas a satisfacción del supervisor, corriendo con los gastos adicionales que esto signifique.

4.Medición

La medición a pagar por este concepto se formará por los metros lineales ejecutados según se indica en planos y a satisfacción del supervisor.

5.Forma de pago

Este ítem será pagado a los precios del contrato por unidad de medición, dicho precio de pago constituirá la compensación total en concepto de suministro de todos los materiales incluyendo toda la mano de obra, equipo, herramienta, imprevistos, gastos directos e indirectos necesarios.

Ítem 23 JUNTA DE DILATACIÓN

Unidad: m

1.Descripción

Consiste en la provisión fabricación y colocación del dispositivo que permita el libre acortamiento por efectos de temperatura, retracción, fluencia y deformación elástica de la superestructura respecto a la infraestructura (estribos) u otros tramos adyacentes de conformidad a los alineamientos, cotas y dimensiones contenidas en los planos o señalados por el Supervisor.

2.Materiales, herramientas y equipos

Consisten en perfiles angulares y platinas que serán colocadas entre estribos y losas. Los perfiles deberán ser fabricados en fundiciones de reconocida experiencia en el rubro. Asimismo, contiene una junta o sello de neopreno que será colocado entre los tramos adyacentes. La calidad y dimensiones de los materiales se detallan en los planos respectivos.

3.Procedimiento para la ejecución

La junta de dilatación conformada con los materiales citados, deberá ser colocada en el encofrado de la losa y en el encofrado del respaldo del estribo ajustándose a la sección transversal de la losa manteniendo el bombeo normal o el peralte de ella según el caso. La

sujeción de la junta deberá ser tan firme que no sufra desplazamientos durante las operaciones de hormigonado incluyendo el vibrado para su consolidación. En el espacio entre la losa y estribo y/o otra losa deberá ser colocada la junta de neopreno de acuerdo a lo señalado en los detalles de los planos respectivos. Este sello o junta de neopreno será pegado mediante un aditivo epóxico de manera que se consiga su fijación de acuerdo a los planos de detalle. Los dispositivos de anclaje deberán estar perfectamente unidos a los perfiles mediante soldadura que no debe afectar a las dimensiones de los anclajes ni del perfil. Se deberá cuidar que esos anclajes queden perfectamente embebidos en el hormigón de la losa o del estribo.

Control por el supervisor

El Supervisor deberá examinar la ubicación de los anclajes en el perfil y el correcto soldado entre ellos de manera previa a la sujeción de parte en el encofrado de la losa o estribo. El perfil deberá tener la forma del acabado de la losa y estará sujeta a las mismas tolerancias de ella. No podrá hormigonarse la losa o el estribo si no cuente con la autorización del Supervisor relativa a la colocación del perfil de junta.

4.Medición

Los trabajos comprendidos en esta especificación serán medidos en metros de la junta fabricada con los elementos citados, su colocación en la losa y estribo y la colocación del sello o junta de neopreno debidamente asegurada con el epoxy. Comprende además el soldado de los anclajes ninguno de estos será medido para fines de pago.

5.Forma de pago

El trabajo de provisión, elaboración y colocación de la junta de dilatación será pagado al precio unitario contractual del ítem.

Ítem 26 CONFORMACION DE TERRAPLEN

Unidad: m³

1.Descripción

La especificación describe las características de la implantación de dispositivos de seguridad de acuerdo al modelo presentado en los planos, en todos los lugares indicados en el diseño o dispuestos por el ingeniero.

Se utilizarán como defensas, las defensas laterales metálicas de chapas.

2.Materiales, herramientas y equipos

Las defensas laterales metálicas estarán constituidas de una estructura compuesta de piezas apropiadas de acero, modeladas por proceso de perfilado y estampado que deberán cumplir con las especificaciones AASHTO M - 180. Estas piezas son: lámina o armazón, cuña, espaciador, poste, pernos y tuerca.

Todos estos componentes serán fabricados con acero, que tenga las siguientes propiedades:

- a. Límite de Resistencia 37 a 45 Kg/mm²
- b. Límite de Escurrimiento 24 Kg/mm²

c. Alargamiento 5% mínimo

d. Ensayo de doblado sobre un diámetro 180 grados

Los pernos satisfacen las dimensiones indicadas en los planos y a la especificación AASHTO M-180

Todos los componentes de la defensa recibirán un tratamiento con zinc a fuego, para protegerlos contra la corrosión.

La capa de zinc proporcionada a las piezas estampadas y perfiladas será de un espesor mínimo de 50 micras que corresponde aproximadamente a una cantidad de 350 gramos de zinc por metro cuadrado de superficie tratada.

La capa de zinc en los pernos y tuercas corresponderá a una cantidad mínima de 200 gramos por metro cuadrado de superficie.

El contratista presentará al ingeniero una relación detallada del equipo a ser empleado en cada obra o en el conjunto de obras, para análisis y aprobación, además si el caso amerita, instruirá al contratista la modificación del equipo para que sea más adecuado a los objetivos de la obra.

3.Procedimiento para la ejecución

Las defensas serán implantadas en la carretera en las ubicaciones mostradas en los planos o de acuerdo a las instrucciones del ingeniero.

En general, si no existe indicación en contrario, la separación de la lámina al borde de la berma será de 30 cm. La altura de instalación de la defensa por encima del nivel del borde de la berma será de 75 cm. Los postes de sustentación estarán espaciados 4 metros e instalados conforme al diseño. El montaje de los componentes de la defensa se realizará mediante los pernos especificados, utilizando medios mecánicos, tales como: llaves de impacto o de torsión que aseguren el ajuste apropiado de las tuercas.

Las dimensiones del murete serán las definidas en los planos de detalle. La distancia de la superficie de los muretes de seguridad de hormigón ciclópeo desde el borde de la berma será de 30 cm. La altura de la defensa por encima del nivel del borde de la berma será de 40 cm.

4.Medición

Las defensas laterales metálicas y sus accesorios serán medidos por metro lineal (m) instalado, aceptado y aprobado.

5.Forma de pago

La provisión e instalación de las defensas laterales metálicas, medidas en conformidad al método de medición, serán pagadas al precio unitario contractual.

Dichos precios y pagos serán la compensación total por el suministro y colocación de todos los materiales incluyendo toda la mano de obra, equipo, herramientas o imprevistos necesarios para la ejecución de los trabajos prescritos en esta Especificación.

Ítem 27 RIPIADO DE ACCESOS E=15CM

Unidad: m

1.Descripción

Este trabajo consiste en el suministro, colocación y distribución de una ó varias capas de material seleccionado sobre una superficie preparada de acuerdo a lo que determinan estas especificaciones y en conformidad con las dimensiones y las secciones típicas indicadas, los alineamientos, gradientes y espesores mostrados en los planos constructivos, ó según lo indique el Supervisor. El espesor de la capa de rodadura es de 15cm.

2.Materiales, herramientas y equipos

Los agregados para la conformación de la capa de rodadura deberán ser de ripio natural que satisfagan los siguientes requisitos:

- Cuando sea grava triturada no menos del 50% de partículas retenidas en el tamiz N° 4 deberán tener por lo menos una cara fracturada.
- El porcentaje que pasa el tamiz N° 200 no será mayor en 2/3 al porcentaje que pasa el tamiz N° 40.
- Libre de vegetación y terrones de arcilla
- El límite líquido de la fracción que pasa el tamiz N° 40 y el material de mezcla debe ser menor al 35% y el índice de plasticidad de 4 a 9

La capacidad y naturaleza de la maquinaria, equipo y herramientas a utilizar por el Contratista, deberá ser la apropiada y la que atienda la productividad requerida. El Contratista presentará una relación detallada del equipo para la ejecución de este trabajo para ser aprobados por el Supervisor, los que deberán ser mantenidos en condiciones satisfactorias por el Contratista hasta la finalización de la obra. Si durante la construcción se observasen deficiencias ó mal funcionamiento, el Supervisor ordenará su retiro y reemplazo por otro en buenas condiciones.

La maquinaria, equipo y herramientas deberán quedar establecidos al presentar la propuesta y el mismo será el mínimo necesario para ejecutar el ítem dentro del plazo establecido, quedando prohibido el retiro de los elementos necesarios que componen el mismo mientras dure la ejecución, salvo aquellos deteriorados que deberán ser reemplazados.

3.Procedimiento para la ejecución

Preparación de la capa de rodadura

La capa de rodadura deberá ser preparada, construida y acabada de conformidad con los alineamientos, así como las secciones transversales que se muestran en los planos o indicados por el Supervisor.

Operaciones en los Bancos de Préstamo

La ubicación del o de los Bancos de explotación, será necesariamente sometida a aprobación por el Supervisor antes de su explotación.

Todo trabajo que signifique limpieza y manipuleo de materiales indeseables en Bancos escogidos, será realizado por el contratista a su propio costo. El material que se obtenga de dichos bancos será manipulado de tal manera que se obtenga un producto uniforme satisfactorio a las presentes especificaciones.

Transporte del Material.

El transporte del material granular, desde el yacimiento aprobado por el Supervisor hasta el lugar de obra, correrá por cuenta exclusiva del Contratista, debiendo este prever esta situación en sus análisis de costos.

Materiales Aceptables en las Condiciones Existentes.

Cuando el material granular pueda ser obtenido en condiciones satisfactorias y uniformes, conteniendo aproximadamente la humedad óptima requerida, el material podrá ser transportado al lugar de colocación para su inmediato esparcido y compactado.

Dependiendo del tipo de material que se extrae del banco de préstamo, el Contratista sugerirá al Supervisor la conveniencia ó no de realizar una mezcla con material fino o grueso seleccionado, de manera de cumplir con los requerimientos de gradación, calidad y, consistencia. El contenido de humedad del material, será aproximadamente el requerido para obtener la máxima densidad. Cualquier diferencia o exceso de humedad deberá ser corregido mediante riego superficial o aireación. En este caso, se puede requerir alguna mezcla o batido del material, antes de proceder al compactado con el objeto de obtener el contenido de humedad necesario. La operación final consistirá en escarificado y nivelado si es necesario, para obtener una superficie suave, uniforme y con el alineamiento y pendientes correctas.

Método de Colocación.

El Contratista podrá utilizar cualquier método aprobado por el Supervisor, sin embargo, en forma indicativa se señala el método de la mezcla en plataforma pudiendo el Contratista modificar ó emplear otro que sea de su conveniencia.

El material será colocado en plataforma en camellones, para posteriormente ser mezclado mientras el contenido de humedad sea el adecuado; utilizando motoniveladoras u otro equipo aprobado por el Supervisor hasta que la mezcla esté completamente uniforme.

El material de la capa de rodadura deberá ser colocado, distribuido y compactado en una capa de 10 cm de espesor. Se debe compactar al 95% del Proctor Normal.

Si la capa de rodadura una vez colocada, no cumple los requisitos exigidos en esta sección, se procederá a su remoción y nueva elaboración hasta que cumpla con estas exigencias. Por este trabajo de corrección el Contratista no recibirá compensación de pago adicional.

Terminado y Compactado

Después de ser extendido y distribuido el material, se procederá a su inmediata y total compactación, ya sea, mediante el pasado con volquetas cargadas o mediante rodillado. El contratista deberá proveer el equipo correspondiente según lo disponga el Supervisor con la

debida anticipación. El equipo de compactación a ser usado deberá ser suficiente en número para realizar una adecuada coordinación de las operaciones de esparcido y compactado.

El compactado será ejecutado gradualmente desde los extremos hacia el centro de la línea de construcción, o desde un extremo hacia la capa de material previamente colocada, con un traslape uniforme en cada pasada de la mitad de la huella precedente. En el caso de compactado con rodillo, cada pasada de este abarcará hasta que el área completa de cada capa haya sido compactada por el rodillo trasero. El rodillo continuará hasta que el material quede completamente fijado y estable, hasta que el material haya sido compactado a no menos del 90% de la mínima densidad obtenida por el método AASHTO T-180-D. Un reperfilado y rodillado serán ejecutados alternativamente cuando se requiera, para obtener una capa granular suave, pareja y uniformemente compactada.

El material no será rodillado cuando se detecten áreas blandas en la capa inmediata inferior o cuando el rodillado cause ondulaciones pronunciadas en la capa granular. Cuando el rodillado causa irregularidades que exceden de 3 cm., oportunamente verificadas, la superficie irregular deberá ser escarificada y rellenada con la misma clase de material que se utilice en la construcción de capa granular y nuevamente rodillada y hasta conseguir su uniformidad con el resto de la superficie.

Equipo

Todo equipo necesario para la construcción, debe estar en el sitio de la obra en condiciones de funcionamiento de primera clase y debe ser aprobado por el Supervisor antes de comenzar la construcción., El contratista deberá tomar las medidas para suministrar agua en el sitio de la obra, por medio de equipo de amplia capacidad y de diseño tal, que pueda aplicarse uniformemente.

Control de Ejecución.

Control de la Superficie Terminada.

Después de que la capa granular sea completamente compactada, se verificará la uniformidad de la superficie y la exactitud de pendientes longitudinales y transversales. Cualquier porción que carezca de la uniformidad requerida o no cumpla con exactitud con las pendientes de bombeo, deberá ser conformadas y compactadas, o de otra manera corregida de acuerdo a las indicaciones del Supervisor, hasta que la uniformidad y exactitud requeridas sean obtenidas, La superficie terminada no podrá variar más de 1.5 cm. cuando se verifique con una regla de cinco metros aplicada ya sea en forma paralela o perpendicular al eje central de la pista.

Protección.

El trabajo de la capa granular no podrá ser efectuada durante temperaturas de congelamiento ni cuando la capa inferior esté húmeda. Cuando los agregados contengan materiales congelados o cuando la capa inferior está congelada, este trabajo deberá ser interrumpido.

Mantenimiento.

Después de completar el trabajo de construcción de la capa granular, el contratista notificará al Supervisor para su conocimiento, no debiendo autorizar el libre tránsito vehicular mientras el Supervisor así lo disponga.

Desvíos.

El contratista deberá prever y construir a su costo, desvíos del camino en los lugares que sean más aconsejables de manera de no cortar el tránsito vehicular por el camino en trabajo.

Limpieza General.

El contratista está obligado a realizar una limpieza del lugar del Banco de préstamo, de manera que los pozos realizados por la excavación realizada no interrumpan el curso normal de las aguas, si se trata de un río o quebrada, ó cause daños al medio ambiente natural.

4.Medición

La capa de rodadura se medirá en metros cúbicos del material suministrado, colocado y aceptado según los requisitos de esta sección.

5.Forma de pago

Las cantidades determinadas en este ítem serán pagadas por m³. El precio será la compensación total por todos los gastos de materiales, maquinaria, equipo, mano de obra, beneficios sociales, etc. y todo otro gasto directo ó indirecto necesario para realizar este trabajo.

Ítem 29 PLACA DE ENTREGA DE OBRA

Unidad: Pza

1.Definición

Este ítem se refiere a la provisión y colocación de una placa conmemorativa, la misma que se instalará a la conclusión de la obra en el lugar que sea determinado por el Supervisor de Obra.

2.Materiales, herramientas y equipos

La placa deberá ser de una lámina de Aluminio de 5 mm., de espesor, sobre una base pedestal de H° C°, sujeta con tornillos sin fin y cubiertos con tapas de aluminio fundido en forma piramidal de 1.5 x 1.5 cm.

3.Procedimiento para la ejecución

La placa deberá ser fabricada en empresas de serigrafía especializadas en Aluminio. El Escudo Nacional, la Bandera Boliviana con un corte parabólico descrito en el diseño, así como todas las letras en sus diferentes dimensiones deberán grabarse en la placa mediante el sistema de fotograbado. La lámina de aluminio de 5 mm, de espesor deberá tener una dimensión no menor a 62 cm x 45 cm. Todas las leyendas: escudo, bandera y logotipo deberán estar dentro de un recuadro de dimensiones no menor a 52 x 35 cm. Toda la lámina de aluminio deberá ser afinada con lijas finas hasta obtener el brillo del aluminio y posteriormente pulido. El Escudo Nacional deberá ir en la parte izquierda con una dimensión

aproximada de 5 x 5 cm. con todos los colores que lo caracterizan. En la parte derecha, irá la Bandera Nacional truncada en forma parabólica como se describe en el diseño, con los colores característicos de esta; rojo en la parte superior, amarillo en la intermedia y verde en la inferior. Todas las leyendas serán en letras negras y con las dimensiones indicadas, debiendo, por cada una de las placas a colocarse, tener el cuidado de cambiar según el proyecto: la descripción del Proyecto, el mes y año de entrega, el financiador del proyecto y el Municipio o entidad Beneficiaria del proyecto, el Contratista debe asegurarse de recabar la suficiente información antes de encargar el fotograbado de la placa. Cualquier tipo de modificación de diseño deberá ser aprobado por el Supervisor. Una vez concluida la plaqueta, se la debe sujetar con tornillos sobre el pedestal de H° C° tanto el pedestal como el letrero se deberán ejecutar paralelamente teniendo cuidado las dimensiones y el acabado, las dimensiones del pedestal se ejecutará según planos de construcción. Previa a su colocación, la placa de entrega de obras deberá ser aprobada por el Supervisor y en caso de contener errores, la misma deberá ser sustituida por otra con todas las correcciones, gastos que correrán por cuenta del Contratista.

Colocado De Placa

Una vez que la placa ha sido aprobada, se procederá al colocado sobre un pedestal de H°C° el cual en su construcción ya llevará los pernos de sujeción de la placa en su parte superior y será ubicado por el supervisor de obras. La mencionada placa se deberá sujetar adecuadamente en su lugar de ubicación de tal forma sea muy difícil su extracción.

4.Medición

La placa de entrega de obra se medirá por pieza debidamente instalada y aprobada por el Supervisor de Obra.

5.Forma de pago

Este ítem ejecutado en un todo de acuerdo con los planos de detalle y las presentes especificaciones, medido según lo señalado y aprobado por el Supervisor de Obra, será cancelado al precio unitario establecido. Dicho precio será compensación total por los materiales, mano de obra, herramientas, equipo y otros gastos que sean necesarios para la adecuada y correcta ejecución de los trabajos.

ANEXO G
COMPUTOS MÉTRICOS

01: OBRAS PRELIMINARES

ITEM	DESCRIPCION				UNIDAD
1	INSTALACIÓN DE FAENAS				Glb
	INSUMO	N°VECES	GLOBAL	PARCIAL	TOTAL
Alquiler de deposito		1.00	1.00	1.00	1.00
TOTAL					1.00

ITEM	DESCRIPCION				UNIDAD
2	LETRERO DE OBRA				Pza
	INSUMO	N°VECES	GLOBAL	PARCIAL	TOTAL
Letrero metalico		1.00	1.00	1.00	1.00
TOTAL					1.00

ITEM	DESCRIPCION					UNIDAD
3	LIMPIEZA Y DESBROCE DEL PUENTE					m2
	INSUMO	N°VECES	LARGO	ANCHO	ALTO	PARCIAL
Limpieza y desbroce		1.00	60.00	40.00	--	2400.00
TOTAL						2400.00

ITEM	DESCRIPCION				UNIDAD
4	REPLANTEO Y CONTROL TOPOGRÁFICO DE PUENTE				Glb
	INSUMO	N°VECES	GLOBAL	PARCIAL	TOTAL
Replanteo		1.00	1.00	1.00	1.00
TOTAL					1.00

02: ESTRUCTURA EXISTENTE

ITEM	DESCRIPCION				UNIDAD
5	DEMOLICIÓN DE H°A C/MAQUINARIA Y EQUIPO				m3
	INSUMO	N°VECES	LARGO	AREA	PARCIAL
Demolición Badém		1.00	30.00	3.18	95.25
TOTAL					95.25

03: INFRAESTRUCTURA

ITEM	DESCRIPCION					UNIDAD
6	EXCAVACION CON ENTIBADO Y AGOTAMIENTO					m3
	INSUMO	N°VECES	AREA	ALTO	PARCIAL	TOTAL
	Estribo lado Canasmoro	1.00	89.79	4.00	359.14	359.14
	Estribo lado Tomatas Grande	1.00	89.79	4.00	359.14	359.14
	TOTAL					718.28

ITEM	DESCRIPCION					UNIDAD
7	HORMIGÓN POBRE FC=11MPA					m3
	INSUMO	N°VECES	AREA	ALTO	PARCIAL	TOTAL
	Estribo lado Canasmoro	1.00	67.42	0.10	6.74	6.74
	Estribo lado Tomatas Grande	1.00	67.42	0.10	6.74	6.74
	TOTAL					13.48

ITEM	DESCRIPCION					UNIDAD
8	ACERO DE REFUERZO FY=420 MPA					Kg
	INSUMO	N°VECES	MASA		PARCIAL	TOTAL
	Estribo lado Canasmoro	1.00	5076.60		5076.60	5076.60
	Estribo lado Tomatas Grande	1.00	5076.60		5076.60	5076.60
	TOTAL					10153.20

ITEM	DESCRIPCION					UNIDAD
9	HORMIGÓN SIMPLE FC=28MPA					m3
	INSUMO	N°VECES	AREA	LADO	PARCIAL	TOTAL
	Zapata	2.00	2.55	17.51	44.59	89.18
	Alero	4.00	2.18	3.71	8.09	32.36
	Muro pantalla inferior	2.00	1.47	9.48	13.93	27.86
	Muro pantalla superior	4.00	0.71	0.39	0.28	1.11
	Viga cabezal	2.00	0.81	8.30	6.74	13.49
	Espaldar	2.00	0.49	6.64	3.24	6.48

Dado externo	2.00	0.28	0.10	0.03	0.06
Dado externo	1.00	0.28	0.16	0.05	0.05
TOTAL					170.58

ITEM	DESCRIPCION					UNIDAD
10	BARBACANAS DE TUBO PVC 4"					m
	INSUMO	N°VECES	LARGO	ANCHO	ALTO	PARCIAL
Capa superior		9.00	0.47	--	--	0.47
Capa inferior		9.00	0.72	--	--	0.72
TOTAL						10.73

ITEM	DESCRIPCION					UNIDAD
11	RELLENO Y COMPACTADO					m3
	INSUMO	N°VECES	AREA	ANCHO	PARCIAL	TOTAL
Estribo lado Canasmoro		1.00	13.49	17.74	239.23	239.23
Estribo lado Tomatas Grande		1.00	13.49	17.74	239.23	239.23
TOTAL						478.45

ITEM	DESCRIPCION					UNIDAD
12	APOYO DE NEOPRENO COMPUESTO					dm3
	INSUMO	N°VECES	LARGO	ANCHO	ALTO	PARCIAL
Estribo lado Canasmoro		3.00	3.00	6.00	0.68	12.24
Estribo lado Tomatas Grande		3.00	3.00	6.00	0.68	12.24
TOTAL						73.44

04: SUPERESTRUCTURA

ITEM	DESCRIPCION					UNIDAD
13	HORMIGÓN TIPO P FC=35MPA					m3
	INSUMO	N°VECES	LARGO	AREA	PARCIAL	TOTAL
Viga central		2.00	21.70	0.63	13.70	27.39
Viga transición		4.00	0.40	0.90	0.36	1.44

Viga ensanchada	4.00	1.60	1.17	1.87	7.46
TOTAL					36.29

ITEM	DESCRIPCION				UNIDAD
14	VAINA DE CHAPA CORRUGADA				m
INSUMO	NºVECES	LARGO	ANCHO	ALTO	PARCIAL
Vainas	9.00	25.70	--	--	25.70
TOTAL					231.30
					231.30

ITEM	DESCRIPCION				UNIDAD
15	ANCLAJE 12T DE ½" (placa-corona-cuña-corneta)				Pza
INSUMO	NºVECES	LARGO	ANCHO	ALTO	PARCIAL
Anclaje Protende	9.00	1.00			1.00
TOTAL					9.00
					9.00

ITEM	DESCRIPCION				UNIDAD
16	ACERO DE PRETENSADO FY=1860MPA				m
INSUMO	NºVECES	LARGO	ANCHO	ALTO	PARCIAL
Acero de presfuerzo	108.00	26.70	--	--	26.70
TOTAL					2883.60
					2883.60

ITEM	DESCRIPCION				UNIDAD
17	TESADO E INYECTADO				m
INSUMO	NºVECES	LARGO	ANCHO	ALTO	PARCIAL
Tesado e inyección	9.00	25.70	--	--	25.70
TOTAL					231.30
					231.30

ITEM	DESCRIPCION				UNIDAD
18	LANZAMIENTO DE VIGAS				Tramo
INSUMO	NºVECES	LARGO	ANCHO	ALTO	PARCIAL
Viga	1.00	1.00			1.00
TOTAL					1.00
					1.00

ITEM	DESCRIPCION				UNIDAD
19	ACERO DE REFUERZO FY=420 MPA				Kg
	INSUMO	N°VECES	MASA	PARCIAL	TOTAL
Poste		1.00	212.23	212.23	212.23
Losa, Acer, Bordillo y Diafragma		1.00	7206.82	7206.82	7206.82
Viga		3.00	2374.21	2374.21	7122.63
TOTAL					14541.68

ITEM	DESCRIPCION				UNIDAD
20	HORMIGÓN SIMPLE FC=21MPA				m3
	INSUMO	N°VECES	AREA	LADO	PARCIAL
vereda		2.00	0.11	25.70	2.87
Bordillo		2.00	0.10	25.70	2.47
Losa		1.00	1.51	25.70	38.78
Diafragma		4.00	5.50	0.20	1.10
TOTAL					53.87

ITEM	DESCRIPCION				UNIDAD
21	DREN DE TUBO PVC 4"				m
	INSUMO	N°VECES	LARGO	ANCHO	ALTO
Lado Canasmoto		12.00	0.45	--	--
TOTAL					5.40

ITEM	DESCRIPCION				UNIDAD
22	POSTE DE H°A° Y BARANDADO F°G°				m
	INSUMO	N°VECES	LARGO	ANCHO	ALTO
Poste - Pasamano		2.00	25.70	--	--
TOTAL					51.40

ITEM	DESCRIPCION				UNIDAD
23	JUNTA DE DILATACIÓN				m
	INSUMO	N°VECES	LARGO	ANCHO	ALTO
TOTAL					TOTAL

06: TRABAJOS COMPLEMENTARIOS

ITEM	DESCRIPCION			UNIDAD
28	LIMPIEZA GENERAL			Glb
	INSUMO	N°VECES	GLOBAL	PARCIAL
Limpieza general		1.00	1.00	1.00
TOTAL				1.00

ITEM	DESCRIPCION			UNIDAD
29	PLACA DE ENTREGA DE OBRA			Pza
	INSUMO	N°VECES	GLOBAL	PARCIAL
Placa		1.00	1.00	1.00
TOTAL				1.00

ANEXO H
ANÁLISIS PRECIOS UNITARIOS

Análisis de Precios Unitarios

Item: INSTALACION DE FAENAS	Unidad: glb
Proyecto: Puente Vehicular Sobre La Quebrada "Molle Huayco"	Fecha: 01/jul/2022
Cliente: Tarija	Tipo de cambio: 6.96

N°	P. Insumo/Parámetro	Und.	Cant.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
A	MATERIALES				
	LADRILLO 6H 24x18x12 CM	pza	8,000.0000	1.300	10,400.0000
	CLAVO	kg	15.0000	12.500	187.5000
	CALAMINA GALVANIZADA	m ²	120.0000	46.000	5,520.0000
	CEMENTO PORTLAND	kg	1,500.0000	1.100	1,650.0000
	PIEDRA BRUTA	m ³	5.0000	115.000	575.0000
	MADERA	m ²	50.0000	60.000	3,000.0000
	RIPIO	m ³	6.0000	100.000	600.0000
D	TOTAL MATERIALES			(A) =	21,932.5000
B	MANO DE OBRA				
	MAESTRO ALBAÑIL	hr	160.0000	20.500	3,280.0000
	AYUDANTE	hr	320.0000	15.000	4,800.0000
	CHOFER DE VOLQUETA	hr	40.0000	16.250	650.0000
E	SUBTOTAL MANO DE OBRA			(B) =	8,730.0000
F	Cargas Sociales		55.00% de	(E) =	4,801.5000
O	Impuesto al Valor Agregado		14.94% de	(E+F) =	2,021.6060
G	TOTAL MANO DE OBRA			(E+F+O) =	15,553.1060
C	EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIEN				
	VOLQUETA DE 10 M3	hr	40.0000	130.000	5,200.0000
H	Herramientas menores		5.00% de	(G) =	777.6553
I	TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO			(C+H) =	5,977.6553
J	SUB TOTAL			(D+G+I) =	43,463.2613
L	Gastos generales y administrativos		10.00% de	(J) =	4,346.3261
M	Utilidad		10.00% de	(J+L) =	4,780.9587
N	PARCIAL			(J+L+M) =	52,590.5462
P	Impuesto a las Transacciones		3.09% de	(N) =	1,625.0478
Q	TOTAL PRECIO UNITARIO			(N+P) =	54,215.5941

Análisis de Precios Unitarios

Item: HORMIGON SIMPLE FC=28MPA	Unidad: m ³
Proyecto: Puente Vehicular Sobre La Quebrada "Molle Huayco"	Fecha: 01/jul/2022
Cliente: Tarija	Tipo de cambio: 6.96

N°	P. Insumo/Parámetro	Und.	Cant.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
A	MATERIALES				
	CEMENTO PORTLAND	kg	420.0000	1.100	462.0000
	ARENA COMUN	m ³	0.4500	120.750	54.3375
	GRAVA COMUN	m ³	0.9200	120.750	111.0900
	MADERA	m ²	6.0000	60.000	360.0000
	CLAVO	kg	2.0000	12.500	25.0000
	ALAMBRE DE AMARRE	kg	0.6000	12.100	7.2600
D	TOTAL MATERIALES			(A) =	1,019.6875
B	MANO DE OBRA				
	ENCOFRADOR	hr	12.0000	20.500	246.0000
	MAESTRO ALBAÑIL	hr	8.0000	20.500	164.0000
	AYUDANTE	hr	12.0000	15.000	180.0000
	LABORATORISTA DE SUELOS Y HORM.	hr	0.1000	25.000	2.5000
	PEON	hr	14.0000	18.000	252.0000
E	SUBTOTAL MANO DE OBRA			(B) =	844.5000
F	Cargas Sociales		55.00% de	(E) =	464.4750
O	Impuesto al Valor Agregado		14.94% de	(E+F) =	195.5609
G	TOTAL MANO DE OBRA			(E+F+O) =	1,504.5359
C	EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIEN				
	MESCLADORA DE 350 L	hr	0.3500	30.000	10.5000
	VIBRADORA	hr	0.3500	22.000	7.7000
	LABORATORIO DE SUELO Y HORMIGONES	hr	0.1000	30.000	3.0000
H	Herramientas menores		5.00% de	(G) =	75.2268
I	TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO			(C+H) =	96.4268
J	SUB TOTAL			(D+G+I) =	2,620.6502
L	Gastos generales y administrativos		10.00% de	(J) =	262.0650
M	Utilidad		10.00% de	(J+L) =	288.2715
N	PARCIAL			(J+L+M) =	3,170.9867
P	Impuesto a las Transacciones		3.09% de	(N) =	97.9835
Q	TOTAL PRECIO UNITARIO			(N+P) =	3,268.9702

Análisis de Precios Unitarios

Item: HORMIGON TIPO P FC=35MPA	Unidad: m ³
Proyecto: Puente Vehicular Sobre La Quebrada "Molle Huayco"	Fecha: 01/jul/2022
Cliente: Tarija	Tipo de cambio: 6.96

N°	P. Insumo/Parámetro	Und.	Cant.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
A	MATERIALES				
	CEMENTO PORTLAND	kg	540.0000	1.100	594.0000
	ARENA COMUN	m ³	0.7000	120.750	84.5250
	GRAVA TRITURADA	m ³	0.8500	105.000	89.2500
	ADITIVO	m ³	5.0000	50.000	250.0000
	MADERA	m ²	3.5000	60.000	210.0000
	CLAVO	kg	4.0000	12.500	50.0000
	ALAMBRE DE AMARRE	kg	2.0000	12.100	24.2000
D	TOTAL MATERIALES			(A) =	1,301.9750
B	MANO DE OBRA				
	ENFERRADOR	hr	16.0000	21.000	336.0000
	ENCOFRADOR	hr	16.0000	20.500	328.0000
	MAESTRO ALBAÑIL	hr	16.0000	20.500	328.0000
	AYUDANTE	hr	16.0000	15.000	240.0000
E	SUBTOTAL MANO DE OBRA			(B) =	1,232.0000
F	Cargas Sociales		55.00% de	(E) =	677.6000
O	Impuesto al Valor Agregado		14.94% de	(E+F) =	285.2942
G	TOTAL MANO DE OBRA			(E+F+O) =	2,194.8942
C	EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS				
	RETRO-EXCADORA	hr	0.0400	241.500	9.6600
	MESCLADORA DE 350 L	hr	0.4000	30.000	12.0000
	VIBRADORA	hr	0.4000	22.000	8.8000
H	Herramientas menores		5.00% de	(G) =	109.7447
I	TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO			(C+H) =	140.2047
J	SUB TOTAL			(D+G+I) =	3,637.0739
L	Gastos generales y administrativos		10.00% de	(J) =	363.7074
M	Utilidad		10.00% de	(J+L) =	400.0781
N	PARCIAL			(J+L+M) =	4,400.8595
P	Impuesto a las Transacciones		3.09% de	(N) =	135.9866
Q	TOTAL PRECIO UNITARIO			(N+P) =	4,536.8460

Análisis de Precios Unitarios

Item: HORMIGON SIMPLE FC=21MPA	Unidad: m ³
Proyecto: Puente Vehicular Sobre La Quebrada "Molle Huayco"	Fecha: 01/jul/2022
Cliente: Tarija	Tipo de cambio: 6.96

N°	P. Insumo/Parámetro	Und.	Cant.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
A	MATERIALES				
	CEMENTO PORTLAND	kg	350.0000	1.100	385.0000
	ARENA COMUN	m ³	0.4500	120.750	54.3375
	GRAVA COMUN	m ³	0.9200	120.750	111.0900
	MADERA	m ²	6.0000	60.000	360.0000
	CLAVO	kg	2.0000	12.500	25.0000
	ALAMBRE DE AMARRE	kg	0.6000	12.100	7.2600
D	TOTAL MATERIALES			(A) =	942.6875
B	MANO DE OBRA				
	ENCOFRADOR	hr	12.0000	20.500	246.0000
	MAESTRO ALBAÑIL	hr	8.0000	20.500	164.0000
	AYUDANTE	hr	12.0000	15.000	180.0000
	LABORATORISTA DE SUELOS Y HORM.	hr	0.1000	25.000	2.5000
	PEON	hr	14.0000	18.000	252.0000
E	SUBTOTAL MANO DE OBRA			(B) =	844.5000
F	Cargas Sociales		55.00% de	(E) =	464.4750
O	Impuesto al Valor Agregado		14.94% de	(E+F) =	195.5609
G	TOTAL MANO DE OBRA			(E+F+O) =	1,504.5359
C	EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIEN				
	MESCLADORA DE 350 L	hr	0.3500	30.000	10.5000
	VIBRADORA	hr	0.3500	22.000	7.7000
	LABORATORIO DE SUELO Y HORMIGONES	hr	0.1000	30.000	3.0000
H	Herramientas menores		5.00% de	(G) =	75.2268
I	TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO			(C+H) =	96.4268
J	SUB TOTAL			(D+G+I) =	2,543.6502
L	Gastos generales y administrativos		10.00% de	(J) =	254.3650
M	Utilidad		10.00% de	(J+L) =	279.8015
N	PARCIAL			(J+L+M) =	3,077.8167
P	Impuesto a las Transacciones		3.09% de	(N) =	95.1045
Q	TOTAL PRECIO UNITARIO			(N+P) =	3,172.9212

Análisis de Precios Unitarios

Item: POSTE DE H°A° Y BARANDADO F°G°	Unidad: m
Proyecto: Puente Vehicular Sobre La Quebrada "Molle Huayco"	Fecha: 01/jul/2022
Cliente: Tarija	Tipo de cambio: 6.96

N°	P. Insumo/Parámetro	Und.	Cant.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
A	MATERIALES				
	TUBO DE F°G° 2"	m	1.1000	75.000	82.5000
	CEMENTO PORTLAND	kg	40.0000	1.100	44.0000
	ARENA COMUN	m³	0.0700	120.750	8.4525
	GRAVA COMUN	m³	0.0800	120.750	9.6600
	MADERA	m²	0.3000	60.000	18.0000
	ACERO CORRUGADO	kg	10.0000	9.000	90.0000
	ALAMBRE DE AMARRE	kg	0.2000	12.100	2.4200
	CLAVO	kg	0.3500	12.500	4.3750
D	TOTAL MATERIALES			(A) =	259.4075
B	MANO DE OBRA				
	MAESTRO ALBAÑIL	hr	2.6500	20.500	54.3250
	AYUDANTE	hr	1.0000	15.000	15.0000
	ENCOFRADOR	hr	1.2500	20.500	25.6250
	ENFERRADOR	hr	0.7000	21.000	14.7000
	LABORATORISTA DE SUELOS Y HORM.	hr	0.0500	25.000	1.2500
	PEON	hr	0.7000	18.000	12.6000
E	SUBTOTAL MANO DE OBRA			(B) =	123.5000
F	Cargas Sociales		55.00% de	(E) =	67.9250
O	Impuesto al Valor Agregado		14.94% de	(E+F) =	28.5989
G	TOTAL MANO DE OBRA			(E+F+O) =	220.0239
C	EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIEN				
	MESCLADORA DE 350 L	hr	0.0300	30.000	0.9000
	VIBRADORA	hr	0.0100	22.000	0.2200
	LABORATORIO DE SUELO Y HORMIGONES	hr	0.0500	30.000	1.5000
H	Herramientas menores		5.00% de	(G) =	11.0012
I	TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO			(C+H) =	13.6212
J	SUB TOTAL			(D+G+I) =	493.0526
L	Gastos generales y administrativos		10.00% de	(J) =	49.3053
M	Utilidad		10.00% de	(J+L) =	54.2358
N	PARCIAL			(J+L+M) =	596.5936
P	Impuesto a las Transacciones		3.09% de	(N) =	18.4347
Q	TOTAL PRECIO UNITARIO			(N+P) =	615.0284

ANEXO I
PRESUPUESTO GENERAL

PROYECTO: PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA "MOLLE HUAYCO"

N°	Descripción	Und.	Cantidad	Unitario	Literal	Parcial
01: OBRAS PRELIMINARES						
1	INSTALACION DE FAENAS	glb	1.00	54,215.59	Cincuenta y Cuatro Mil Doscientos Quince 59/100	112,855.05
2	LETRERO DE OBRA	pza	1.00	1,899.31	Un Mil Ochocientos Noventa y Nueve 31/100	54,215.59
3	LIMPIEZA Y DESBROCE DEL PUENTE	m²	2,400.00	22.26	Veintidos 26/100	1,899.31
4	REPLANTEO Y CONTROL TOPOGRAFICO DE PUENTE	glb	1.00	3,316.15	Tres Mil Trescientos Dieciseis 15/100	53,424.00
02: ESTRUCTURA EXISTENTE						
5	DEMOLICION DE HºA C/MAQUINARIA Y EQUIPO	m³	95.25	161.05	Ciento Sesenta y Uno 05/100	3,316.15
03: INFRAESTRUCTURA						
6	EXCABACION CON ENTIBADO Y AGOTAMIENTO	m³	718.28	255.90	Doscientos Cincuenta y Cinco 90/100	1,116,218.31
7	HORMIGON POBRE FC=15MPA	m³	13.48	1,010.19	Un Mil Diez 19/100	183,807.85
8	ACERO DE REFUERZO FY=420MPA	kg	10,153.20	26.00	Veintiseis	13,617.36
9	HORMIGON SIMPLE FC=28MPA	m³	170.58	3,268.97	Tres Mil Doscientos Sesenta y Ocho 97/100	263,983.20
10	BARBACANAS DE TUBO PVC 4"	m	10.73	60.58	Sesenta 58/100	557,620.90
11	RELLENO Y COMPACTADO	m³	478.45	118.83	Ciento Dieciocho 83/100	650.02
12	APOYO DE NEOPRENO COMPUESTO	dm3	73.44	540.37	Quinientos Cuarenta 37/100	56,854.21
04: SUPERESTRUCTURA						
13	HORMIGON TIPO P FC=35MPA	m³	36.29	4,536.85	Cuatro Mil Quinientos Treinta y Seis 85/100	39,684.77
14	VAINA DE CHAPA CORRUGADA	m	231.30	88.36	Ochenta y Ocho 36/100	975,442.78
15	ANCLAJE 12T 1/2"	pza	9.00	1,976.09	Un Mil Novecientos Setenta y Seis 09/100	164,642.29
16	ACERO DE PRETENSADO FY=1860MPA	m	2,883.60	25.52	Veinticinco 52/100	20,437.67
17	TESADO E INYECTADO	m	231.30	173.63	Ciento Setenta y Tres 63/100	17,784.81
18	LANZAMIENTO DE VIGAS	tramo	1.00	62,500.81	Sesenta y Dos Mil Quinientos 81/100	73,589.47
19	ACERO DE REFUERZO FY=420MPA	kg	14,541.68	26.00	Veintiseis	40,160.62
20	HORMIGON SIMPLE FC=21MPA	m³	53.87	3,172.92	Tres Mil Ciento Setenta y Dos 92/100	62,500.81
21	DREN DE TUBO PVC 4"	m	5.40	72.01	Setenta y Dos 01/100	378,083.68
22	POSTE DE HºA Y BARANDADO FºGº	m	51.40	615.03	Seiscientos Quince 03/100	170,925.20
23	JUNTA DE DILATACION	m	15.40	994.60	Novecientos Noventa y Cuatro 60/100	388.85
05: CONSTRUCCION DE ACCESOS						
24	REPLANTEO DE ACCESOS	m	175.00	16.10	Dieciseis 10/100	15,316.84
25	EXCABACION NO CLASIFICADA	m³	330.71	34.45	Treinta y Cuatro 45/100	111,692.35
26	CONFORMACION DE TERRAPLEN	m³	863.50	73.51	Setenta y Tres 51/100	2,817.50
27	RIPIADO DE ACCESOS E=15CM	m	175.00	194.32	Ciento Noventa y Cuatro 32/100	11,392.96
06: TRABAJOS COMPLEMENTARIOS						
28	LIMPIEZA GENERAL	glb	1.00	2,520.72	Dos Mil Quinientos Veinte 72/100	63,475.89
29	PLACA DE ENTREGA DE OBRA	pza	1.00	2,660.45	Dos Mil Seiscientos Sesenta 45/100	34,006.00
TOTAL DE PRESUPUESTO (Bs) :						5,181.17
						2,520.72
						2,660.45
						2,336,729.67