

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE
INGENIERÍA CIVIL

DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR CASERÍO BOJÓRQUEZ, ALDEA
ATULAPA, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE
CHIQUMULA



EDGAR VINICIO ARDÓN VALDÉS

CHIQUMULA, GUATEMALA, OCTUBRE 2019

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE
INGENIERÍA CIVIL

DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR CASERÍO BOJÓRQUEZ, ALDEA
ATULAPA, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE
CHIQUMULA

TRABAJO DE GRADUACIÓN

Sometido a consideración del Honorable Consejo Directivo

Por

EDGAR VINICIO ARDÓN VALDÉS

Al conferírsele el título de

INGENIERIO CIVIL

En el grado académico de

LICENCIADO

CHIQUMULA, GUATEMALA, OCTUBRE 2019

**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE
INGENIERÍA CIVIL**



RECTOR
M.Sc. Ing. MURPHY OLYMPO PAIZ RECINOS

CONSEJO DIRECTIVO

Presidente:	Ing. Agr. Edwin Filiberto Coy Cordón
Representante de Profesores:	M.Sc. Mario Roberto Díaz Moscoso
Representante de Profesores:	M.Sc. Gildardo Guadalupe Arriola Mairén
Representante de Graduados:	Inga. Evelin Dee Dee Sumalé Arenas
Representante de Estudiantes:	A. T. Estefany Rosibel Cerna Aparicio
Representante de Estudiantes:	P. C. Elder Alberto Masters Cerritos
Secretaria:	Licda. Marjorie Azucena González Cardona

AUTORIDADES ACADÉMICAS

Coordinador Académico:	M. A. Edwin Rolando Rivera Roque
Coordinador de Carrera:	MBA. Carlos Enrique Aguilar Rosales

ORGANISMO COORDINADOR DE TRABAJOS DE GRADUACIÓN

Presidente:	MBA. Carlos Enrique Aguilar Rosales
Secretario:	MBA. René Estuardo Alvarado Gonzalez
Vocal:	Ing. Elder Avildo Rivera López

TERNA EVALUADORA

M.Sc. Luis Fernando Quijada Beza
Ing. Luis Antonio Ambrosio Santos
Ing. Mario Nephtalí Morales Solís



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE -CUNORI-
CARRERAS DE INGENIERÍA



LAAS.01.19

Chiquimula, 24 de enero de 2019.

Ingeniero Civil

Elder Avildo Rivera López

Coordinador de EPS de la Carrera de Ingeniería Civil

CUNORI - USAC

Respetable Ingeniero:

Atentamente me dirijo a usted para hacer de su conocimiento que he revisado y efectuado las correcciones del caso al trabajo de graduación: **“DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR, CASERIO BOJORQUEZ ALDEA ATULAPA, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA”**, presentado por el estudiante Edgar Vinicio Ardón Valdés.

Habiendo llenado dicho trabajo los requisitos, me permito aprobarlo en calidad de Asesor - Revisor del mismo.

“ID Y ENSEÑAD A TODOS”

Ing. Luis Antonio Ambrocio Santos
Ingeniero Asesor - Revisor

C.c. archivo



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE -CUNORI-
CARRERAS DE INGENIERÍA



CEPSIC.01.2019

Chiquimula, 7 de febrero de 2019.

Ing. Carlos Enrique Aguilar Rosales
Coordinador Carreras de Ingeniería
CUNORI - USAC

Respetable Ing. Aguilar Rosales:

Atentamente me dirijo a usted para informarle que he revisado el trabajo de graduación titulado: **"DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR, CASERIO BOJORQUEZ ALDEA ATULAPA, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA"**, elaborado por el estudiante Edgar Vinicio Ardón Valdés, quien contó con la asesoría del ingeniero Luis Antonio Ambrocio Santos.

Considero que el trabajo desarrollado por el estudiante Ardón Valdés, satisface los requisitos exigidos, por lo cual recomiendo su aprobación.

Agradezco a usted la atención a la presente, atentamente,

"ID Y ENSEÑAD A TODOS"

Ing. Elder Avildo Rivera López
Coordinador del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S)
Carrera de Ingeniería Civil

C.c. archivo



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE -CUNORI-
CARRERAS DE INGENIERÍA



ALTG.1.19
Chiquimula, 9 de marzo de 2019.

Ing. Carlos Enrique Aguilar Rosales
Coordinador Carreras de Ingenierías
CUNORI-USAC

Estimado Ing. Aguilar Rosales:


El propósito de la presente, es para informarle que he procedido a revisar la parte lingüística, del trabajo de investigación titulado **“DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR, CASERIO BOJORQUEZ ALDEA ATULAPA, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA”**; elaborado por el estudiante **Edgar Vinicio Ardón Valdés**.

El informe cumple con los requisitos exigidos, por la carrera de Ingeniería Civil, por lo tanto, recomiendo su aprobación para seguir con los trámites correspondientes.

Agradeciendo su atención a la presente,

Deferentemente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


Lic. Julio César Hernández Ortiz
Revisor Área Lingüística

C.c. archivo



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE -CUNORI-
CARRERAS DE INGENIERÍA



TGIC.02-2019

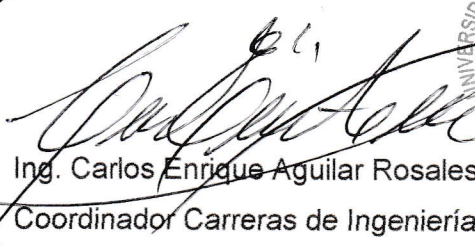
Chiquimula, 23 de julio de 2019.

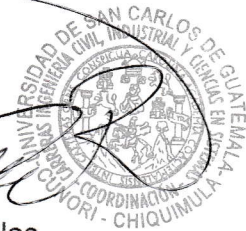
Ing. Agr. Edwin Filiberto Coy Cordón
Director
Centro Universitario de Oriente
CUNORI - USAC

Respetable Ing. Agr. Coy Cordón:

El coordinador de las Carreras de Ingeniería del Centro Universitario de Oriente CUNORI, de la Universidad de San Carlos de Guatemala, después de conocer el dictamen del asesor-revisor Ingeniero Luis Antonio Ambrocio Santos y del Coordinador del Ejercicio Profesional Supervisado de la Carrera de Ingeniería Civil Ingeniero Elder Avildo Rivera López, y luego de la revisión y aprobación del Lic. Julio Cesar Hernández Ortiz, revisor del área de Lingüística, al trabajo de graduación del estudiante Edgar Vinicio Ardón Valdés, titulado: **“DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR, CASERIO BOJORQUEZ ALDEA ATULAPA, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA”**, da por este medio su aprobación a dicho trabajo de investigación y recomiendo la autorización del mismo.

“**ID Y ENSEÑAD A TODOS**”


Ing. Carlos Enrique Aguilar Rosales
Coordinador Carreras de Ingeniería
CUNORI - USAC



C.c. archivo

D-TG-IC-140/2019

EL INFRASCRITO DIRECTOR DEL CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA, POR ESTE MEDIO HACE CONSTAR QUE: Conoció el Trabajo de Graduación que efectuó el estudiante **EDGAR VINICIO ARDÓN VALDÉS** titulado “**DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR CASERÍO BOJÓRQUEZ, ALDEA ATULAPA, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA**”, trabajo que cuenta con el aval del Revisor y Coordinador de Trabajos de Graduación, de la carrera de Ingeniería Civil. **Por tanto**, la Dirección del CUNORI con base a las facultades que le otorga las Normas y Reglamentos de Legislación Universitaria **AUTORIZA** que el documento sea publicado como **Trabajo de Graduación** a Nivel de Licenciatura, previo a obtener el título de **INGENIERO CIVIL**.

Se extiende la presente en la ciudad de Chiquimula, el veintiséis de septiembre de dos mil diecinueve.

“ID Y ENSEÑAD A TODOS”




Ing. Agr. Edwin Filiberto Coy Cordón
DIRECTOR
CUNORI – USAC

ACTO QUE DEDICO A:

Dios	La gloria sea siempre a Él
Mis padres	Edgar David Ardón Bran (Q.E.P.D.) y Noema Nineth Valdés Lemus
Mis hermanos	José Luis, José Emilio y Andrea Nineth
Mi sobrino	Carlos André Portillo Ardón
Mis abuelos	Rosario Lemus (Q.E.P.D.), Vicente Valdés (Q.E.P.D.), Olga Flores y José Luis Ardón Padilla (Q.E.P.D.)
Mi bisabuela	Silveria Flores (Q.E.P.D.)

AGRADECIMIENTOS A:

- Dios** Por guiar mis pasos y darme la sabiduría para conducirme en esta vida.
- Mis padres** Por enseñarme principios y valores y dar todo de sí para mi formación profesional.
- Mis hermanos** Por su amor, por creer en mí y apoyarme en todo momento.
- Mis tíos** Por su cariño e invaluable consejos.
- Mis primos** Por su apoyo y cariño.
- Iglesia Shalom** Por el amor demostrado a lo largo de estos años, en especial a Güilian Valdés, Lili de Valdés, Bohanerges Valdez, Cony de Valdez, Hilda Palacios y sociedad de jóvenes.
- Mis amigos** Por compartir tantos buenos momentos a lo largo de la carrera y su apoyo incondicional, en especial a Sherill López.
- Ing. Luis Ambrosio** Por sus valiosos conocimientos compartidos para la realización del presente trabajo de graduación.

Universidad de San Carlos de Guatemala	Especialmente al Centro Universitario de Oriente - CUNORI- por abrir sus puertas y convertirse en mi casa de estudios.
Carreras de Ingeniería	Por formarme profesionalmente en la rama de la Ingeniería Civil.
Municipalidad de Esquipulas	Por darme la oportunidad de realizar el Ejercicio Profesional Supervisado –EPS– en el Dirección Municipal de Planificación –DMP–.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	V
LISTA DE SÍMBOLOS	IX
GLOSARIO	XIX
RESUMEN	XXIII
INTRODUCCIÓN	XXV
OBJETIVOS	XXVII
1. MONOGRAFÍA DE CASERÍO BOJÓRQUEZ, ALDEA ATULAPA, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA	1
1.1. Características socioculturales	1
1.1.1. Población	1
1.1.2. Etnia y religión	1
1.2. Características geográficas	1
1.2.1. Localización y ubicación geográfica	1
1.2.2. Suelo y topografía	2
1.2.3. Clima e hidrografía	4
1.3. Características socioeconómicas	5
1.3.1. Actividades económicas y productivas	5
1.3.2. Organización comunitaria	5
1.4. Características de infraestructura	5
1.4.1. Tipología de vivienda	5
1.4.2. Vías de acceso	5
1.4.3. Servicios públicos	6

2. DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR, CASERÍO BOJÓRQUEZ, ALDEA ATULAPA, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA	7
2.1. Levantamiento topográfico	7
2.1.1. Planimetría	7
2.1.2. Altimetría	7
2.2. Estudio hidrológico e hidráulico	8
2.2.1. Método racional	8
2.2.1.1. Coeficiente de escorrentía	8
2.2.1.2. Intensidad de lluvia	10
2.2.1.3. Área de la cuenca	12
2.2.1.4. Caudal de diseño	13
2.2.2. Método sección – pendiente	13
2.3. Estudio de suelos	16
2.4. Estudio de tráfico	22
2.5. Geometría del puente	23
2.6. Criterios y especificaciones para el diseño de puentes de concreto	24
2.7. Diseño de superestructura	24
2.7.1. Pre-dimensionamiento de elementos estructurales	25
2.7.1.1. Losa	25
2.7.1.2. Vigas	25
2.7.1.3. Diafragmas	26
2.7.1.4. Cortina	27
2.7.1.5. Vigas de apoyo	27
2.7.2. Diseño de losa	28
2.7.2.1. Cálculo del peralte	29
2.7.2.2. Cálculo de momentos	29
2.7.2.3. Carga de impacto	31

2.7.2.4.	Momento último de diseño	32
2.7.2.5.	Cálculo del acero de refuerzo	33
2.7.3.	Diseño de pasamanos	38
2.7.4.	Diseño de banqueteta	48
2.7.5.	Diseño de vigas principales	49
2.7.5.1.	Cálculo de sección de viga principal	49
2.7.5.2.	Cálculo de momentos	50
2.7.5.3.	Carga de impacto	56
2.7.5.4.	Momento último de diseño	56
2.7.5.5.	Cálculo de acero de refuerzo	57
2.7.6.	Diseño de diafragma exterior e interior	71
2.7.6.1.	Separación	71
2.7.6.2.	Dimensionamiento	71
2.7.6.3.	Cálculo de acero de refuerzo	73
2.8.	Diseño de subestructura	78
2.8.1.	Diseño de cortina y viga de apoyo	78
2.8.1.1.	Cortina	78
2.8.1.2.	Viga de apoyo	89
2.8.2.	Diseño de estribos	91
2.8.2.1.	Revisión del muro sin superestructura	97
2.8.2.2.	Revisión del muro con superestructura y carga viva	99
2.8.2.3.	Revisión del muro con sismo sin carga viva	103
2.8.3.	Diseño de aleros	107
2.8.4.	Diseño de almohada de neopreno	113
2.8.5.	Diseño de juntas angulares	122
2.8.6.	Diseño de obras de protección	123

2.9. Presupuesto	123
2.9.1. Integración de costos unitarios	124
2.9.2. Cronograma de ejecución físico y financiero	141
2.10. Especificaciones técnicas	142
2.11. Evaluación socio-económica	147
2.11.1. Valor Presente Neto (VPN)	147
2.11.2. Tasa Interna de Retorno (TIR)	150
2.12. Evaluación de impacto ambiental	150
CONCLUSIONES	155
RECOMENDACIONES	157
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	159
APÉNDICE	163
ANEXOS	¡Error! Marcador no definido.

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Ubicación de caserío Bojórquez	2
2.	Área de la cuenca	13
3.	Perímetro mojado y área de sección transversal del río	14
4.	Características del vehículo de diseño	23
5.	Sección transversal de superestructura	28
6.	Armado de losa	38
7.	Diagrama de cargas y puntos de aplicación para diseño de pasamanos	39
8.	Diagrama de cuerpo libre de la columna	42
9.	Armado de columna de pasamanos	48
10.	Armado de banqueteta	48
11.	Sección transversal de vigas principales	50
12.	Diagrama de carga muerta para vigas principales	52
13.	Diagrama de distribución de carga viva	53
14.	Diagrama de posición de vehículo de diseño para esfuerzos cortantes	62
15.	Diagrama de fuerzas cortantes	66
16.	Armado longitudinal de viga	69
17.	Armado final de viga, sección A-A'	70
18.	Armado final de viga, sección B-B'	70
19.	Armado de diafragma exterior	75
20.	Armado de diafragma interior	77
21.	Presión lateral del suelo	79
22.	Armado de cortina y viga de apoyo	91
23.	Presión lateral del suelo y geometría del estribo	94
24.	Presión lateral del suelo y geometría del alero	108

25.	Deformación de carga de apoyo elastomérico	118
26.	Detalle de apoyo de neopreno	122
27.	Junta de placa deslizante	123
28.	Diagrama VPN, puente vehicular	148

TABLAS

1.	Valores indicativos del coeficiente de escorrentía	9
2.	Parámetros de ajuste para intensidad de lluvia	11
3.	Valores de coeficientes de rugosidad	15
4.	Correcciones de $\eta_1, \eta_2, \eta_3, \eta_4$	18
5.	Datos del ensayo de penetración estándar	19
6.	Factores "F" para SPT	21
7.	Estudio de tráfico	22
8.	Empuje y momento actuante sobre la cortina	81
9.	Empuje y momento actuante	96
10.	Momento resistente	97
11.	Momento resistente del muro con superestructura	101
12.	Momento resistente del muro con carga muerta de superestructura	104
13.	Momento actuante de sismo del muro	105
14.	Empuje y momento actuante	110
15.	Momento resistente	111
16.	Trabajos preliminares	124
17.	Estribos	125
18.	Aleros	126
19.	Cortina + viga de apoyo	127
20.	Apoyo de neopreno	128
21.	Viga V-1	129
22.	Diafragma interior D-1	130
23.	Diafragma exterior D-2	131
24.	Losa + banquetta	132
25.	Pasamanos	133
26.	Movimiento de tierras (relleno)	134
27.	Junta angular	135

28.	Señalización vertical	136
29.	Limpieza final	137
30.	Resumen de impuestos	137
31.	Resumen de dirección de campo y gastos administrativos	138
32.	Resumen de renglones	139
33.	Cuantificación de materiales	140
34.	Cronograma de ejecución físico y financiero	141
35.	Listado taxativo de proyectos, obras, industrias o actividades	152
36.	Análisis de impacto ambiental para puente vehicular	153

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
h_{sc}	Altura a la que actúa la sobrecarga
Hcol	Altura de columna del pasamanos
Hc	Altura de cortina
He	Altura de estribo
Hv	Altura de viga
HDE	Altura del diafragma exterior
HDI	Altura del diafragma interior
AASHTO	American Association of State Highways and Transportation Officials (Asociación Americana de Carreteras Estatales y Oficiales de Transporte)
ACI	American Concrete Institute (Instituto Americano de Concreto)
ASTM	American Society for Testing and Materials (Sociedad Americana para Pruebas y Materiales)
B	Ancho de cimentación
W	Ancho del apoyo elastomérico rectangular (transversal al eje longitudinal del puente)
ϕ'	Ángulo de fricción del suelo
As	Área de acero
As(adicional)	Área de acero de refuerzo adicional
As_{long}	Área de acero longitudinal
As (max)	Área de acero máximo
As (min)	Área de acero mínimo
As (temp)	Área de acero por temperatura
As (req)	Área de acero requerido

A	Área de la cuenca
Asección-col	Área de la sección transversal de la columna del pasamanos
Asección-viga	Área de la sección transversal de la viga
A	Área de la sección transversal del río
Av	Área de varilla
b_{DE}	Base de diafragma exterior
b_{DI}	Base de diafragma interior
B_L	Base de la losa
b_v	Base de la viga
b_{VA}	Base de viga de apoyo
q_{adm}	Capacidad de carga admisible del suelo
q_u	Capacidad de carga del suelo
P_U	Carga axial total
CI	Carga de impacto
P_{cr}	Carga de pandeo de Euler
P	Carga de rueda de diseño
Wh1	Carga distribuida horizontal mayor
W_{CMSB}	Carga muerta de subestructura
W_{CMSP}	Carga muerta total de superestructura
∑V	Carga vertical total
CA-9	Carretera Centroamericana 9
CA-10	Carretera Centroamericana 10
Q	Caudal máximo
Cm	Centímetros
cm²	Centímetros cuadrados
CEPREDENAC	Centro de Coordinación para la Prevención de los Desastres Naturales en América Central
CG	Centro de gravedad

CUNORI	Centro Universitario de Oriente
C_{dc}	Coeficiente de dilatación del concreto
C_e	Coeficiente de escorrentía
C	Cohesión
COCODE	Consejo Comunitario de Desarrollo
η_3	Corrección del muestreador
η_4	Corrección para el diámetro de la perforación
η_2	Corrección para la longitud de la varilla
V_{CM}	Corte por carga muerta
V_{CV}	Corte por carga viva
V_U	Corte último de diseño
D_f	Cota de cimentación
ρ_b	Cuantía de acero balanceada
ρ_{min}	Cuantía de acero mínima
ϵ_{frag}	Deformación unitaria del concreto debido a la retracción del fraguado
ϵ_{temp}	Deformación unitaria del concreto debido al cambio de temperatura
$\epsilon_{concreto}$	Deformación unitaria máxima del concreto
ϕ	Diámetro de varilla
$\phi_{exterior}$	Diámetro exterior de tubería de acero galvanizado
$\phi_{interior}$	Diámetro interior de tubería de acero galvanizado
H	Diferencia de elevación entre los puntos extremos del cauce principal
DEM	Digital Elevation Model (Modelos de Elevación Digital)
DGC	Dirección General de Caminos
I₁	Distancia de eje de viga a borde del voladizo
A	Distancia del apoyo al diafragma interior

l_2	Distancia entre eje de vigas
η_1	Eficiencia del martillo (%)
E_{sc}	Empuje debido a la sobrecarga
E_s	Empuje debido al suelo
E_T	Empuje total del suelo
E_{sb}	Esbeltez de columna
σ_{TL}	Esfuerzo a compresión
F_y	Esfuerzo de fluencia del acero
σ'_o	Esfuerzo efectivo o presión intergranular
f'_c	Esfuerzo máximo de compresión del concreto
S	Espaciamiento entre varillas
h_{rmax}	Espesor de la capa más delgada del apoyo elastomérico
T	Espesor de la losa
t_p	Espesor del pavimento
h_{rt}	Espesor total del elastómero de apoyo
E	Este
E	Excentricidad
C_N	Factor de corrección para suelos granulares
F_d	Factor de distribución
F_{cs}, F_{qs}, F_{ys}	Factores de forma
S	Factor de forma de una capa de apoyo elastomérico
K	Factor de longitud efectiva
β_1	Factor de reducción
ϕ	Factor de reducción de resistencia
λ	Factor de reducción por peso de los agregados del concreto
$F.L.$	Factor de refuerzo longitudinal

F	Factor de resistencia del tubo de acero galvanizado
FS	Factor de seguridad
FsD	Factor de seguridad contra deslizamiento
FsV	Factor de seguridad contra volteo
N_c, N_q, N_y	Factores de capacidad de carga
F_{cd}, F_{qd}, F_{yd}	Factores de profundidad
F₁, F₂, F₃, F₄	Factores para SPT
F_{ci}, F_{qi}, F_{yi}	Factores por inclinación de carga
V_s	Fuerza cortante que resiste el acero
V_{cr}	Fuerza cortante que resiste el concreto
EQ	Fuerza de sismo
FH	Fuerza horizontal
FL	Fuerza longitudinal
R	Fuerza resultante en el centro de gravedad de carga viva
°	Grados
°C	Grados centígrados
G	Grado de acero
GTM	Guatemala Transversal Mercator
ha	Hectáreas
β°	Inclinación de la carga sobre la cimentación respecto a la vertical
I_{ci}	Inercia de un cilindro
IGN	Instituto Geográfico Nacional
IGSS	Instituto Guatemalteco de Seguridad Social
INSIVUMEH	Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología
IDF	Intensidad-Duración-Frecuencia

i_{Tr}	Intensidad de lluvia, asociada a una frecuencia de ocurrencia
I	Intensidad máxima de lluvia
Kg-m	Kilogramo-metro
kg/cm²	Kilogramo por centímetro cuadrado
kg/m	Kilogramo por metro
kg/m³	Kilogramo por metro cúbico
kg/m³	Kilogramo por pie cúbico
Km	Kilómetros
km²	Kilómetros cuadrados
L_{mayor}	Lado mayor del rectángulo equivalente
Lb	Libras
lb-pie	Libras-pie
lb-pulg	Libras-pulgada
lb/pie	Libras por pie
lb/pie³	Libra por pie cúbico
lb/pulg²	Libras por pulgada cuadrada
LRFD	Load and Resistance Factor Design (Diseño por Factores de Carga y Resistencia)
L_{apoyo}	Longitud del apoyo elastomérico rectangular (paralelo al eje longitudinal del puente)
L_{cauce}	Longitud del cauce
$l_{diafragma}$	Longitud del diafragma
L_{puente}	Longitud del puente
Ltubo	Longitud de tubo
l_u	Longitud efectiva
L_T	Luz del tramo del puente
S	Luz libre entre vigas
δ	Maximizador de momentos

\geq	Mayor o igual que
$>$	Mayor que
\leq	Menor o igual que
$<$	Menor que
M	Metros
m²	Metros cuadrados
m³/s	Metros cúbicos por segundo
mm/h	Milímetros por hora
Min	Minutos
G_{cort}	Módulo cortante
Es	Módulo de elasticidad
Ms	Módulo de sección
M_{CMS}	Momento actuante de sismo de la superestructura
M_{EQ}	Momento actuante de sismo del muro
M_{EQT}	Momento actuante de sismo total
Ma	Momento actuante total
MaT	Momento actuante total del suelo
M_{EQ}	Momento de sismo
M_{Esc}	Momento debido a la sobrecarga
M_{Es}	Momento debido al suelo
M_{FL}	Momento de fuerza longitudinal
M_{CV1}	Momento en voladizo
M_{P2}	Momento flector
M_{MT}	Momento mayorado total
M_{NETO}	Momento neto
M_{CM}	Momento por carga muerta
M_{CV2}	Momento por carga muerta entre vigas
M_{CV}	Momento por carga viva
M_{r2}	Momento resistente de la estructura del puente

M_{r1}	Momento resistente del muro y relleno
M_{Rt}	Momento resistente total
M_T	Momento total
M_{ET}	Momento total del suelo
M_U	Momento último de diseño
Δs	Movimiento horizontal máximo
N	Norte
N'_{70}	Número de penetración estándar corregido
N_{pm}	Número de penetración medido
A, B, n	Parámetros de ajuste
S	Pendiente de la cuenca
S	Pendiente del terreno
D	Peralte efectivo de la losa
D	Peralte efectivo de la viga
PM	Perímetro mojado de la sección del río
W_{CM}	Peso de carga muerta
W_{CV-100}	Peso de carga vertical de 100 lb/pie
W_{CV}	Peso de carga viva
W_{col}	Peso de columna del pasamanos
$W_{cortina}$	Peso de cortina
W_{DE}	Peso de diafragma exterior
P_{DI}	Peso de diafragma interior
$W_{(losa+banqueta)}$	Peso de losa y banqueta
W_{tubo}	Peso de tubo
W_{viga}	Peso de viga
$W_{viga\ de\ apoyo}$	Peso de viga de apoyo
W_{losa}	Peso distribuido de losa
$W_{pasamanos}$	Peso distribuido de pasamanos
$W_{pavimento}$	Peso distribuido de pavimento

W_T	Peso distribuido total
W	Peso equivalente líquido
γ_c	Peso específico del concreto
γ_p	Peso específico del pavimento
γ	Peso específico del suelo
π	Pi = 3.1416
%	Porcentaje
PSI	Pound per square inch (libra por pulgada cuadrada)
p_a	Presión de sobrecarga de referencia
q_{max}	Presión máxima
q_{min}	Presión mínima
h₁	Profundidad del sondeo dinámico
”	Pulgadas
pulg³	Pulgadas cúbicas
pulg⁴	Pulgadas elevadas a la cuarta potencia
R	Radio de giro
R_h	Radio hidráulico
R1, R2	Reacciones sobre los apoyos
rec	Recubrimiento
V_n	Resistencia nominal para fuerza cortante
SIECA	Secretaría de Integración Económica Centroamericana
S	Separación entre estribos
L_S	Separación máxima entre columnas del pasamanos
S_{max}	Separación máxima entre estribos
SIG	Sistemas de Información Geográfica
SPT	Standard Penetration Test (Ensayo de Penetración Estándar)
T°_{MAX}	Temperatura máxima

Tc	Tiempo de concentración
Tr	Tiempo de retorno
y_{max}	Tirante hidráulico
Ton	Toneladas
USAID	United States Agency for International Development (Agencia de los Estados Unidos para el Desarrollo Internacional)
HI-93	Vehículo de diseño

GLOSARIO

Afloramientos rocosos	Son áreas en las cuales la superficie del terreno está constituida por capas de rocas expuestas sin desarrollo de vegetación.
Bolsón	Es una depresión del terreno que recibe las aguas pluviales de la cuenca circundante.
Características hidrogeológicas	Son todos aquellos atributos obtenidos del estudio de las aguas subterráneas, en lo relacionado con su circulación, sus condicionamientos geológicos y su captación.
Columnas no arriostradas	Son aquellas columnas que tienen desplazamientos laterales.
Mampostería de piedra	Sistema constructivo que consiste en superponer rocas de forma manual adheridas entre sí por una por una mezcla de cemento, arena y agua.
Deformación unitaria	Es la relación existente entre la deformación total y la longitud inicial de un elemento.
Esbeltez	Es la reducción de resistencia de un elemento sujeto a compresión axial o a flexo-compresión, debido a que la longitud del elemento es grande en comparación con las dimensiones de su sección transversal.

Esfuerzo a compresión	Tipo de esfuerzo que resiste el acortamiento de una fuerza de compresión externa.
Estiaje	Nivel o caudal mínimo de un río en cierta época del año, debido principalmente a sequías por escasez de lluvia.
Esviaje	Ángulo que se desvía el eje longitudinal del puente respecto a la perpendicular de la corriente del río.
Holgura	Espacio vacío que queda entre dos elementos que están encajados uno dentro del otro.
Longitud efectiva	Es la porción de la longitud de una columna que se puede asumir trabaja como un elemento biarticulado.
Modelos de elevación digital	Es una representación visual y matemática de los valores de altura con respecto al nivel medio del mar que permite caracterizar las formas del relieve y los elementos u objetos presentes en el mismo.
Neopreno	Material elaborado con caucho altamente resistente.
Precipitación	Es todo tipo de caída del agua hacia la tierra.

Suelo

Parte superficial de la corteza terrestre que resiste toda carga transmitida por los elementos estructurales.

Tirante hidráulico

Es la altura máxima o mínima de agua en el cauce del río.

RESUMEN

La infraestructura vial es todo el conjunto de elementos que permite el desplazamiento de vehículos en forma confortable y segura desde un punto a otro, siendo de enorme importancia para el desarrollo económico y social de las comunidades, por lo que es necesario que el municipio de Esquipulas cuente con una infraestructura adecuada y en buen estado.

El proyecto presentado en este documento es resultado del Ejercicio Profesional Supervisado –EPS– realizado en la Dirección Municipal de Planificación –DMP– de la municipalidad de Esquipulas.

Este estudio fue desarrollado bajo un enfoque cualitativo, mediante el diseño de investigación-acción, pues está orientado hacia la transformación de la realidad, es decir, buscar una solución al problema identificado, utilizando métodos de recolección de datos como la observación, las entrevistas y el análisis de contenido.

El proyecto consiste en el diseño del puente vehicular ubicado sobre la quebrada Bojórquez, basado en las normas AASHTO Standard (2002), AASHTO LRFD (2014) y ACI 318S-14 (2014). Para este diseño se realizaron los estudios correspondientes: de suelos, hidrológico e hidráulico, de tráfico y ambiental; la superestructura es de concreto armado de 25 m de longitud, esviaje de 25°, carril de 3.6 m de ancho, banquetas para paso peatonal de 0.40 m de ancho en ambos lados del puente, pasamanos de tubo HG y columnas de concreto que lo soportan; la subestructura está compuesta por cortinas y vigas de apoyo de concreto armado, apoyos de neopreno con refuerzo de acero, estribos y aleros de mampostería de piedra.

INTRODUCCIÓN

La Universidad de San Carlos de Guatemala se ha caracterizado por su continua contribución hacia la población guatemalteca; con ese fin, la carrera de Ingeniería Civil del Centro Universitario de Oriente –CUNORI– realiza el Ejercicio Profesional Supervisado –EPS–, donde los estudiantes brindan apoyo técnico aplicando los conocimientos teórico-prácticos adquiridos a lo largo de la carrera para la correcta planificación, diseño y ejecución de proyectos que se consideren necesarios para el mejoramiento urbano y rural.

El EPS se llevó a cabo en la Dirección Municipal de Planificación –DMP– del municipio de Esquipulas, departamento de Chiquimula en donde se realizó un diagnóstico de las necesidades de servicios básicos e infraestructura que afectan a la población esquipulteca; priorizando mejorar la infraestructura vial en el caserío Bojórquez, aldea Atulapa.

Debido al aumento del caudal de la quebrada que atraviesa el caserío Bojórquez en época de invierno, la libre locomoción de los pobladores se imposibilita en el tramo carretero que conduce de dicho lugar hacia la ciudad de Esquipulas; por esa razón, se presenta como alternativa técnica el diseño del puente vehicular sobre la quebrada antes mencionada.

El documento consta de dos capítulos: el primero describe aspectos monográficos de la comunidad de Bojórquez, destacando los más importantes del lugar y el segundo consiste en el diseño del puente vehicular sobre la quebrada de dicha comunidad, que contiene estudios preliminares (hidrológico e hidráulico, de suelos, de tráfico y ambiental), diseño de la superestructura y subestructura, planos constructivos y presupuesto de la obra.

Como resultado, este estudio proporciona a la municipalidad de Esquipulas una alternativa que sirva como base para la gestión de recursos para la construcción de obras de infraestructura vial que permitan el flujo vehicular y peatonal de manera segura en toda época del año entre el caserío Bojórquez y el casco urbano.

OBJETIVOS

General

Desarrollar el diseño de un puente vehicular sobre la quebrada Bojórquez en aldea Atulapa, municipio de Esquipulas, departamento de Chiquimula.

Específicos

1. Definir las condiciones de diseño del puente vehicular mediante estudios preliminares hechos sobre la quebrada Bojórquez.
2. Realizar el cálculo estructural de los elementos que constituyen el puente vehicular el puente vehicular bajo normas de diseño que garanticen su capacidad y vida útil.
3. Presentar un informe que contenga la planificación general del diseño del puente vehicular.

1. MONOGRAFÍA DE CASERÍO BOJÓRQUEZ, ALDEA ATULAPA, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA

1.1. Características socioculturales

1.1.1. Población

Según información proporcionada por la oficina de Unidad de Participación Ciudadana de la municipalidad de Esquipulas, el número de habitantes de la comunidad de Bojórquez es de 173; representando el 0.28 % de la población total del municipio de Esquipulas.

1.1.2. Etnia y religión

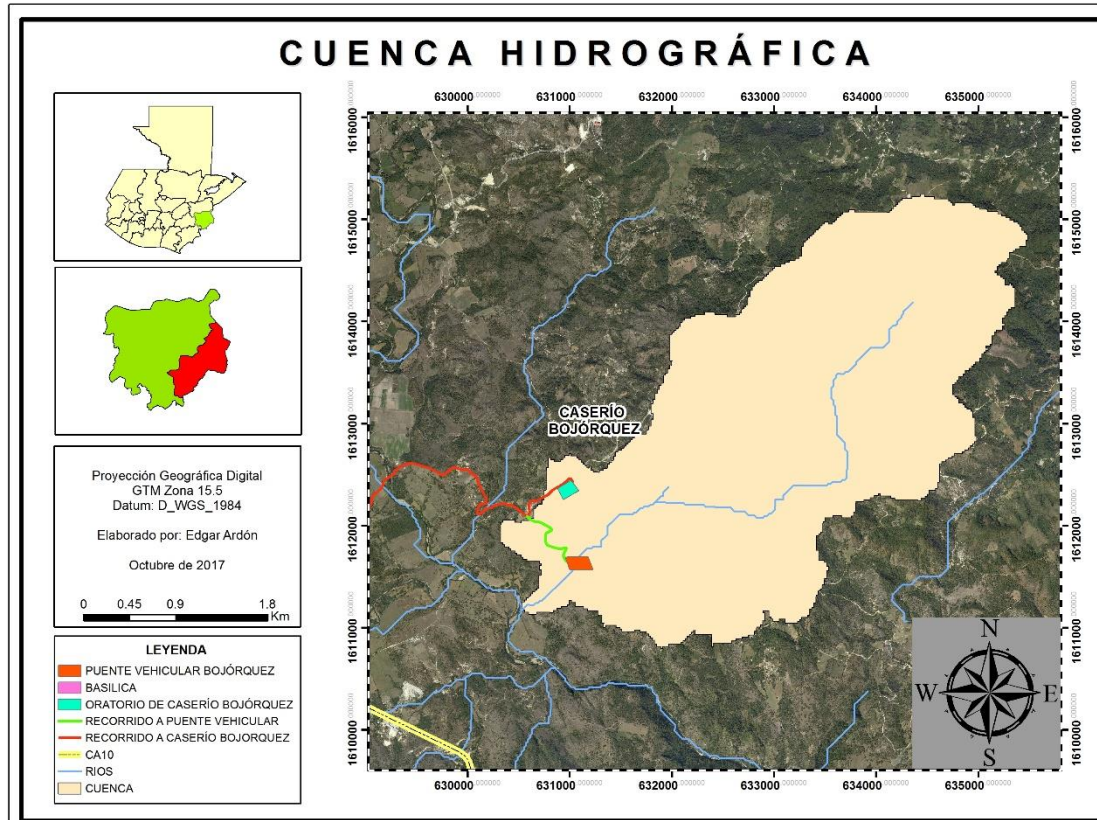
Los habitantes son eminentemente de raza ladina; en cuanto a la religión, predomina la católica, siendo su principal punto de reunión para culto el oratorio de la comunidad.

1.2. Características geográficas

1.2.1. Localización y ubicación geográfica

El caserío Bojórquez forma parte de aldea Atulapa del municipio de Esquipulas, estando ubicado a 9 km de la ciudad y a 64 km de la cabecera departamental. Delimita con los siguientes caseríos: al sur con Canoas y Amatal, al oeste con Los Espinos, al norte con Agua Zarca, al este con El Cerrón y aldea Las Peñas, Las coordenadas GTM del oratorio de la comunidad son N: 631024.86 y E: 1612420.68.

Figura 1. Ubicación de caserío Bojórquez



Fuente: elaboración propia

1.2.2. Suelo y topografía

Ortega (1983), afirma que:

En Esquipulas, gran parte del área está seleccionada y se caracteriza por pendientes empinadas existiendo valles o bolsones entre las montañas. Sus suelos en mayor parte son poco profundos y los afloramientos rocosos son comunes.

Su suelo está clasificado en la clase III por el estudio conjunto del Dr. C. S. Simons y USAID de Guatemala que lo describe así: pendiente del 21 - 45%; tipo de suelo: arenoso, barro o limo (p. 71).

Ortega (1983), establece lo siguiente:

Los suelos en Esquipulas atendiendo a sus características geológicas pueden ser clasificados en tres grupos amplios:

Suelo sobre materiales volcánicos (comprende tres cuartas partes del área de Esquipulas).

Suelo desarrollado sobre materiales sedimentarios y metamórficos (comprenden alrededor de una cuarta parte del municipio).

Clase miscelánea de terreno (incluyen áreas donde no domina ningún suelo en particular o donde alguna característica geológica o algún otro factor limitan su uso agrícola permanente).

Con base a los estudios específicos acerca de la estructura del suelo y subsuelo del departamento de Chiquimula y en particular para el área de Esquipulas, proporcionados por el Instituto Geográfico Nacional (IGN), elaborados mediante la clasificación realizada por la Universidad de Washington, USA en 1976 el tipo de suelo predominante es el franco arenoso, cuya profundidad es de 25 a 49 cm, correspondiendo su subsuelo al mesozoico y rocas volcánicas del terciario (p. 73).

1.2.3. Clima e hidrografía

Según Villeda (2003):

- Clima: la ciudad de Esquipulas tiene un clima muy variable, su temperatura promedio es de 25°C, bajando hasta 10°C ocasionalmente. Los meses más calientes son marzo y abril y los más fríos diciembre y enero. La época de lluvia se produce de mayo a octubre, habiendo semanas de chubascos en noviembre, diciembre y enero, que se conocen como lluvias temporales.
- Hidrografía: en el municipio de Esquipulas las aguas están distribuidas en dos grandes corrientes; la primera nace en las montañas de Santa María Olopa cruzando los valles de Olopita y Atulapa, se dirige hacia el sur. Su afluente principal es el río de Olopita, alimentado por las corrientes de los ríos y quebradas de Nejapa, San Juan, Tepoctún, Chantiago, quebrada Oscura, El Roble, El Chorro, Chacalapa, Atulapa, Blanco Anguiatú y Agua Caliente, estos conforman el río Lempa, que atraviesa territorio hondureño y salvadoreño, desembocando en el océano Pacífico.

La segunda corriente se dirige hacia el norte, desembocando en el océano Atlántico. Tiene como afluentes principales los ríos: El Playón, Joyitas y Frío, que nacen conjuntamente en la frontera de Honduras, formando el río Panela; estos se juntan al río Mapá, que unido al Chanmagua y a las quebradas de Senas y Las Cañas, forman la cuenca del Jupilingo en jurisdicción esquipulteca (párr. 12-14).

1.3. Características socioeconómicas

1.3.1. Actividades económicas y productivas

La economía de la comunidad se concentra principalmente en la agricultura. Los productos predominantes son: frijol, maíz y café.

1.3.2. Organización comunitaria

Desde el 2 de octubre de 2015 está organizado un Consejo de Desarrollo Comunitario –COCODE–, que se encarga de realizar las gestiones necesarias ante el gobierno municipal de Esquipulas y otras instituciones para el mejoramiento de su comunidad.

1.4. Características de infraestructura

1.4.1. Tipología de vivienda

Se cuenta con un total de 29 viviendas, donde los materiales de construcción usualmente utilizados son: para las paredes, block y adobe; para la cubierta, lámina y losa de concreto armado y en cuanto al piso, la mayoría es de concreto.

1.4.2. Vías de acceso

La ciudad Esquipulas se ubica a 222 km de la ciudad capital: 136 km sobre la CA-9, Ciudad de Guatemala - Río Hondo, Zacapa, y 86 km sobre la CA-10, Río Hondo, Zacapa - Esquipulas, Chiquimula.

Para acceder al caserío Bojórquez, primero, se debe tomar un desvío a 5 km de la ciudad Esquipulas sobre la carretera CA-10 rumbo a la zona fronteriza de Agua Caliente, que conduce a la aldea Atulapa, ésta se atraviesa para posteriormente recorrer 4 km y finalmente llegar al caserío. El tiempo aproximado para llegar a la comunidad es de 20 minutos.

1.4.3. Servicios públicos

- Agua: una parte de la población se abastece con un sistema de agua entubada, el resto se provee de afluentes cercanos a la comunidad.
- Drenajes: actualmente el caserío no cuenta con sistema de alcantarillado sanitario.
- Energía eléctrica: el caserío aún no cuenta con energía eléctrica.
- Educación: la comunidad cuenta con un establecimiento educativo, Escuela Oficial Rural Mixta Caserío Bojórquez, que cubre el nivel primario.
- Salud: en la comunidad existe un centro de convergencia para brindar apoyo médico; este no cuenta con equipo, mobiliario, materiales ni medicamentos para un funcionamiento óptimo, solamente brinda consultas médicas una vez al mes.
- Transporte público: debido a que el camino es de terracería, solo ingresan vehículos de doble tracción y motocicletas.

2. DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR, CASERÍO BOJÓRQUEZ, ALDEA ATULAPA, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA

2.1. Levantamiento topográfico

En el diseño de puentes es necesario realizar un levantamiento topográfico previo para obtener información del terreno sobre el que se desea ejecutar la obra. Esta información es útil para determinar la ubicación del puente y su geometría, además, sirve de base para los estudios hidrológicos e hidráulicos.

Para este proyecto, se tomaron puntos en una distancia de 100 m en dirección al norte y al sur, con referencia a la corriente del río; al este y al oeste, se visaron 50 m, sobre el eje de la carretera. El levantamiento fue de primer orden, planimétrica y altimétricamente.

2.1.1. Planimetría

“Parte de la topografía que se refiere a la posición de puntos y su proyección sobre un plano horizontal” (Jiménez, 2007, p.16).

2.1.2. Altimetría

“Es la parte de la topografía que tiene por objeto el estudio de los métodos y procedimientos para representar el relieve del terreno” (Jiménez, 2007, p.17).

2.2. Estudio hidrológico e hidráulico

2.2.1. Método racional

El método racional es de los más utilizados para la estimación del caudal máximo asociado a determinada lluvia de diseño, definido mediante la siguiente expresión:

$$Q = \frac{C_e IA}{360}$$

Donde:

Q = caudal máximo (m^3/s)

C_e = coeficiente de escorrentía, que depende de la cobertura vegetal, la pendiente y el tipo de suelo (adimensional)

I = intensidad máxima de la lluvia, para una duración igual al tiempo de concentración y para un período de retorno dado (mm/h)

A = área de la cuenca (ha)

2.2.1.1. Coeficiente de escorrentía

“Es la relación entre la parte de la precipitación que circula superficialmente y la precipitación total, entendiendo que la parte superficial es menor que la precipitación total al descontar la evaporación, evapotranspiración, almacenamiento, etc” (ATHA, 2000, p. 58).

. “El coeficiente de escorrentía, C , se estima en base a las características hidrogeológicas de las cuencas” (INSIVUMEH, 2002, p. 10).

Los valores de los coeficientes de escorrentía se representan en la siguiente tabla:

Tabla 1. **Valores indicativos del coeficiente de escorrentía**

Uso del suelo	Pendiente del terreno	Capacidad de infiltración del suelo		
		Alto (suelos arenosos)	Medio (suelos francos)	Bajo (suelos arcillosos)
Tierra agrícola	< 5 %	0.30	0.50	0.60
	5 – 10 %	0.40	0.60	0.70
	10 – 30 %	0.50	0.70	0.80
Potreros	< 5 %	0.10	0.30	0.40
	5 – 10 %	0.15	0.35	0.55
	10 – 30 %	0.20	0.40	0.60
Bosques	< 5 %	0.10	0.30	0.40
	5 – 10 %	0.25	0.35	0.50
	10 – 30 %	0.30	0.50	0.60

Fuente: National Engineering Handbook (1972)

Tomando en cuenta las observaciones realizadas en las visitas de campo al lugar en estudio, se considera que el uso que se da al suelo es homogéneo, siendo en su mayoría agrícola.

El tipo de suelo de la cuenca es arenoso, según el estudio realizado en el sitio donde estará ubicado el puente vehicular.

Para determinar la pendiente del terreno, se aplica el criterio del rectángulo equivalente:

$$S = \frac{H}{L_{mayor}}$$

Donde:

S = pendiente de la cuenca

H = diferencia de elevación entre los puntos extremos del cauce principal (m) =
228 m

L_{mayor} = Lado mayor del rectángulo equivalente

$$S = \frac{228 \text{ m}}{6314.28 \text{ m}} = 0.036 = 3.6\%$$

Por tanto, se define un coeficiente de escorrentía (C) igual a 0.30.

2.2.1.2. Intensidad de lluvia

Este valor se determina a partir de las curvas de intensidad–duración–frecuencia (IDF). Según el INSIVUMEH, el tipo de modelo para representar matemáticamente las curvas tiene la forma de:

$$i_{Tr} = \frac{A}{(B + tc)^n}$$

Donde:

i_{Tr} = intensidad de lluvia (mm/hr), asociada a una frecuencia de ocurrencia, representada por el período de retorno (Tr)

tc = tiempo de concentración (min)

A, B, n = parámetros de ajuste

Los parámetros de ajuste para la familia de curvas IDF para la estación de Esquipulas, municipio de Esquipulas, departamento de Chiquimula son los que se muestran en la tabla 2.

Tabla 2. **Parámetros de ajuste para intensidad de lluvia**

ESQUIPULAS								
Tr	2	5	10	20	25	30	50	100
A	3,300	2,060	1,280	1,230	1,225	1,222	1,213	1,205
B	20	11	6	6	6	6	6	6
N	0.962	0.836	0.721	0.7	0.696	0.694	0.69	0.686
R2	0.999	0.998	0.996	0.996	0.996	0.996	0.996	0.996

Fuente: INSIVUMEH, (2,002)

- Tiempo de concentración

Se le denomina así “al tiempo transcurrido, desde que una gota de agua cae, en el punto más alejado de la cuenca hasta que llega a la salida de ésta” (Villón, 2002, p. 251).

Para calcular el tiempo de concentración se aplica la fórmula de Kirpich:

$$tc = 0.0195 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385}$$

Donde:

tc = tiempo de concentración (min)

L_{cauce} = longitud del cauce (m) = 6314.28 m

H = diferencia de elevación entre los puntos extremos del cauce principal (m) = 228 m

$$t_c = 0.0195 \left(\frac{(6314.28 \text{ m})^3}{228 \text{ m}} \right)^{0.385} = 59.10 \text{ min}$$

Cuando el tiempo de concentración es muy alto, se recomienda utilizar un valor de $t_c = 12 \text{ min}$ y por tratarse del diseño de puente vehicular, se considera un tiempo de retorno igual a 50 años, siendo la intensidad de lluvia la siguiente:

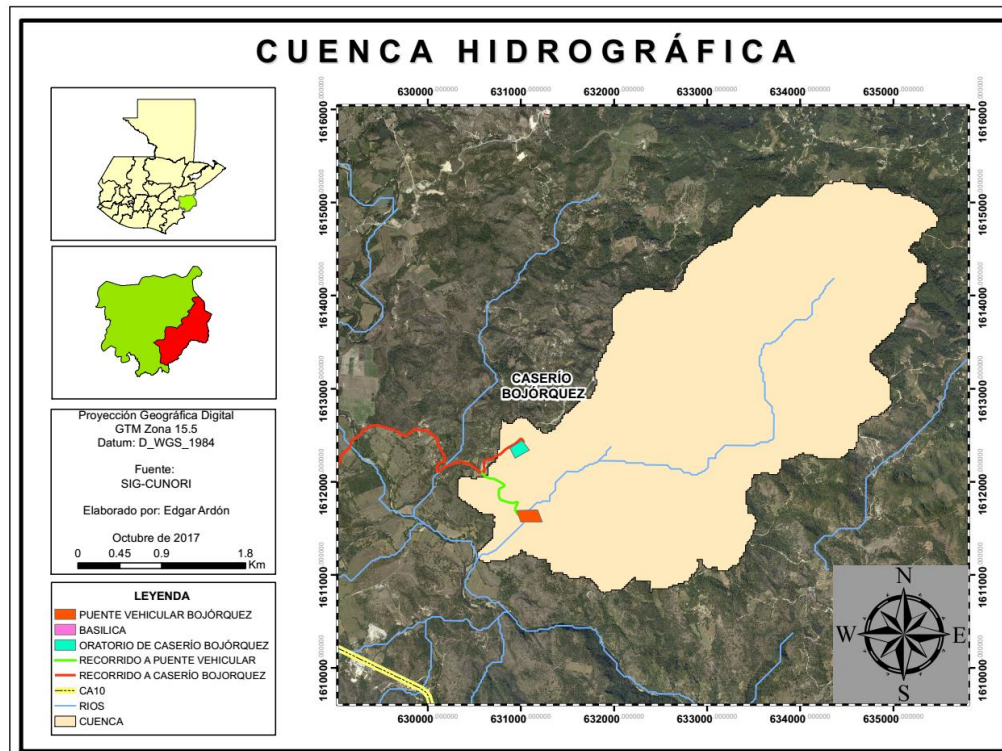
$$i_{50 \text{ años}} = \frac{1213}{(6 + 12)^{0.686}} = 167.01 \text{ mm/h}$$

2.2.1.3. Área de la cuenca

“Es la medida de la superficie de captación y conducción de una precipitación” (Gámez, 2009, p. 26).

Con apoyo del software ArcMap 10.1, utilizando modelos de elevación digital (DEM, por sus siglas en inglés) de Guatemala proporcionados por el laboratorio de Sistemas de Información Geográfica (SIG) de la carrera de Ingeniería en Administración de Tierras del Centro Universitario de Oriente – CUNORI-, se determinó el área tributaria de la cuenca, siendo de 11.915 km² (1191.50 ha).

Figura 2. Área de la cuenca



Fuente: elaboración propia

2.2.1.4. Caudal de diseño

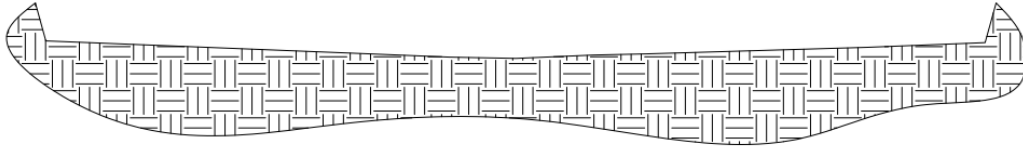
Aplicando la ecuación del método racional, el caudal de diseño es:

$$Q = \frac{0.30 * 167.01 \text{ mm/h} * 1191.50 \text{ ha}}{360} = 165.83 \text{ m}^3/\text{s}$$

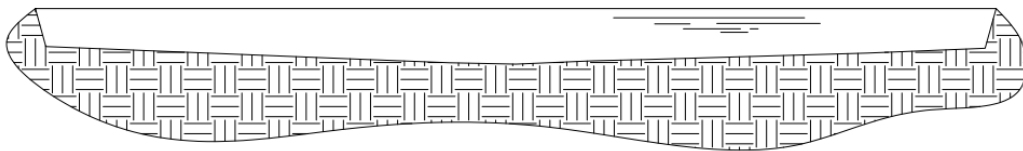
2.2.2. Método sección – pendiente

Para la aplicación de este método, se requiere conocer la altura máxima alcanzada por una corriente de crecida máxima extraordinaria. Este valor se obtuvo mediante observaciones del terreno e información proporcionada por vecinos del lugar en estudio.

Figura 3. **Perímetro mojado y área de sección transversal del río**



Perímetro mojado: 23.93 m



Área de sección transversal: 24.74 m²

Fuente: elaboración propia

$$Q = v * A$$

Donde:

Q = caudal máximo (m³/s) = Caudal obtenido en el método racional

v = velocidad (m/s)

A = área de la sección transversal del río (m²) = longitud del puente * tirante máximo = $25y_{max}$

Despejando el tirante máximo:

$$Q = v * 25y_{max}$$

$$y_{max} = \frac{Q}{25 * v}$$

La velocidad se calcula con la fórmula de Manning:

$$v = \frac{1}{n} * R_h^{2/3} * S^{1/2}$$

Donde:

v = velocidad media del agua (m/s)

n = coeficiente de rugosidad para canales abiertos = 0.040 para corrientes limpias, serpenteantes, algunos pozos y bancos de arena (ver tabla 3)

R_h = radio hidráulico (m)

S = pendiente del cauce (%) = 3.6 %

Tabla 3. Valores de coeficientes de rugosidad

TIPO DE CANAL Y DESCRIPCION	MÍNIMO	NORMAL	MÁXIMO
Corrientes menores (ancho superficial en nivel creciente < 100 pie)			
1. Limpias, rectas, máximo nivel, sin montículos ni pozos profundos	0.025	0.03	0.033
2. Igual al anterior, pero con más piedras y malezas	0.03	0.035	0.04
3. Limpio, serpenteante, algunos pozos y bancos de arena	0.033	0.04	0.045
4. Igual al anterior, pero con matorrales	0.035	0.045	0.05
5. Igual al anterior, niveles bajos, pendientes y secciones más ineficientes	0.04	0.048	0.055
6. Igual al 4, pero con más piedras	0.045	0.05	0.06
7. Tramos lentos, con malezas y pozos profundos	0.05	0.07	0.08
8. Tramos con muchas malezas, pozos profundos o canales de crecientes con muchos árboles con matorrales bajos	0.075	0.1	0.15

Fuente: Chow (2004), p. 110

Radio hidráulico

$$R_h = \frac{A}{PM}$$

Donde:

R_h = radio hidráulico (m)

A = área de la sección transversal del río (m^2)

PM = perímetro mojado de la sección del río (m)

$$R_h = \frac{24.74 \text{ m}^2}{23.93 \text{ m}} = 1.03 \text{ m}$$

Entonces:

$$v = \frac{1}{0.040} * (1.03 \text{ m})^{2/3} * (0.036)^{1/2} = 4.84 \text{ m/s}$$

$$y_{max} = \frac{165.83 \text{ m}^3/\text{s}}{25 * 4.84 \text{ m/s}} = 1.37 \text{ m}$$

Según las normas AGIES NSE 5.2 (2013), sección 2.3.3, el tirante mínimo recomendable es de 2.50 m a partir del espejo de agua; por tanto, la altura desde el fondo del río al rostro inferior de la viga principal es de 3.87 m.

2.3. Estudio de suelos

Para comprobar la calidad del suelo se realizó el ensayo de penetración estándar (SPT), el cual se rige bajo las normas ASTM D1586 y AASHTO T 206; en este ensayo, un “muestreador se introduce en el suelo con golpes de martillo en la parte superior de la barra de perforación. El peso estándar del martillo es de 623 N y, para cada golpe, el martinete tiene una altura de caída de 762 mm. Se registra el número de golpes necesarios para la penetración del muestreador en intervalos de 152.4 mm” (Das, 2015, p. 293). La suma de los dos últimos valores registrados corresponde al valor de penetración N y se expresa en

golpes/pie. El ensayo concluye cuando exista “rechazo”, es decir que se ha llegado a roca o un suelo de buena calidad y esto ocurre en uno de los siguientes casos:

- N es mayor de 50 golpes/15 cm.
- N es igual a 100 golpes/pie.
- No hay avance del muestreador luego de 10 golpes.

Finalmente, la muestra de suelo recuperada del tubo muestreador se almacena y se transporta al laboratorio.

El valor N obtenido en campo debe sufrir ciertas correcciones, debido a diferentes factores que intervienen en la realización del ensayo. La fórmula para calcular el valor de N de campo corregido es la siguiente:

$$N'_{70} = N_{pm} * C_N * \eta_1 * \eta_2 * \eta_3 * \eta_4$$

Donde:

N'_{70} = número de penetración estándar corregido

N_{pm} = número de penetración medido, igual a la suma de los últimos dos valores registrados

C_N = factor de corrección para suelos granulares

η_1 = eficiencia del martillo (%)

η_2 = corrección para la longitud de la varilla

η_3 = corrección del muestreador

η_4 = corrección para el diámetro de la perforación

Tabla 4. Correcciones de $\eta_1, \eta_2, \eta_3, \eta_4$

Corrección de η_1					Anotaciones
País	Relación de energía promedio E_r				$\eta_1 = \frac{E_r}{E_{rb}} = \frac{E_r}{70}$
	Anillos		Seguridad		
	Cuerda y polea	Trip	Cuerda y polea	Trip/Auto	
Estados Unidos	45	-	70-80	80-100	
Japón	67	78	-	-	
Reino Unido	-	-	50	60	
China	50	60	-	-	
Corrección de η_2 ,					
Longitud de la varilla (m)			η_2		
>10			1.0		
6-10			0.95		
4-6			0.85		
0-4			0.75		
Corrección de η_3 ,					
Variable			η_3		
Muestreador sin revestimiento			1.0		
Con revestimiento para arena densa y arcilla			0.8		
Con revestimiento para arena suelta			0.9		
Corrección de η_4 ,					
Diámetro (mm)			η_4		
60-120			1		
150			1.05		
200			1.15		

Fuente: adaptada de Bowles (1997)

Tabla 5. Datos del ensayo de penetración estándar

No.	Profundidad (pie)	N
1	0.5	5
2	1	7
3	1.5	8
4	2	7
5	2.5	4
6	3	14
7	3.5	20
8	4	39
9	4.5	36
10	5	37
11	5.5	Rechazo

Fuente: adaptada de sondeo dinámico (anexo A), Centro de Investigaciones de Ingeniería –CII-, Universidad de San Carlos de Guatemala (2018)

Para este caso en particular, los valores a utilizar son los siguientes:

$$N = 36 + 37 = 73 \text{ golpes/pie}$$

$$\eta_1 = \frac{70}{70} = 1$$

$$\eta_2 = 0.75$$

$$\eta_3 = 1$$

$$\eta_4 = 1$$

Para calcular el factor de corrección para suelos granulares se utiliza la ecuación dada por Liao y Whitman (1986):

$$C_N = \left[\frac{1}{\left(\frac{\sigma'_o}{p_a} \right)} \right]^{0.5} \leq 2.0$$

Donde:

C_N = factor de corrección para suelos granulares

p_a = presión de sobrecarga de referencia = 1 Ton/pie²

σ'_o = esfuerzo efectivo o presión intergranular

$$\sigma'_o = \gamma_s * h_1$$

Donde:

σ'_o = esfuerzo efectivo o presión intergranular

γ_s = peso específico del suelo (1.30 T/m³)

h_1 = profundidad del sondeo dinámico = 5.75 pie

$$\sigma'_o = \left(1.30 \text{ Ton}/\text{m}^3 * \frac{1\text{m}^3}{35.29 \text{ ft}^3} \right) * 3.75 \text{ ft} = 0.138 \text{ Ton}/\text{ft}^2$$

$$C_N = \left[\frac{1}{\left(\frac{0.138 \text{ Ton}/\text{ft}^2}{1 \text{ Ton}/\text{ft}^2} \right)} \right]^{0.5} = 2.69 > 2.00$$

Usar

$$C_N = 2.00$$

$$N'_{70} = 2 * 73 * 1 * 1 * 0.75 = 109 \text{ golpes/pie}$$

- Capacidad de carga

La capacidad de carga por medio del ensayo de penetración estándar (SPT) se determina mediante las siguientes ecuaciones:

$$q_u = \frac{N'_{70}}{F_1} * K_d, \quad B \leq F_4$$

$$q_u = \frac{N'_{70}}{F_2} * \left(\frac{B_{cim} + F_3}{B_{cim}} \right)^2 * K_d, \quad B > F_4$$

Donde:

q_u = capacidad de carga del suelo

N'_{70} = número de penetración estándar corregido

F_1, F_2, F_3, F_4 = factores para SPT

B_{cim} = ancho de cimentación = 5 m

$K_d = 1 + 0.33 * \frac{D_f}{B} \leq 1.33$ (Sugerido por Meyerhof (1965))

D_f = cota de cimentación (3 m)

Tabla 6. Factores "F" para SPT

Factor	N'_{70}	
	Sistema Internacional	Sistema Inglés
F_1	0.04	2.0
F_2	0.06	3.2
F_3	0.30	1
F_4	1.20	4

Fuente: Bowles, J Foundation Analysis and Design (1997)

Como $B > F_4$ ($4 > 1.20$) se utiliza la fórmula:

$$q_u = \frac{N'_{70}}{F_2} * \left(\frac{B_{cim} + F_3}{B_{cim}} \right)^2 * K_d$$

$$K_d = 1 + 0.33 * \frac{3 \text{ m}}{5 \text{ m}} = 1.2 \leq 1.33$$

$$q_u = \frac{109}{0.06} * \left(\frac{5 + 0.30}{5} \right)^2 * 1.20 = 2449 \text{ KPa} = 250 \text{ Ton/m}^2$$

La capacidad de carga admisible del suelo es:

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS}$$

Donde:

q_{adm} = capacidad de carga admisible del suelo

q_u = capacidad de carga del suelo

FS = factor de seguridad = 3

$$q_{adm} = \frac{250 \text{ Ton/m}^2}{3} = 83.33 \text{ Ton/m}^2$$

2.4. Estudio de tráfico

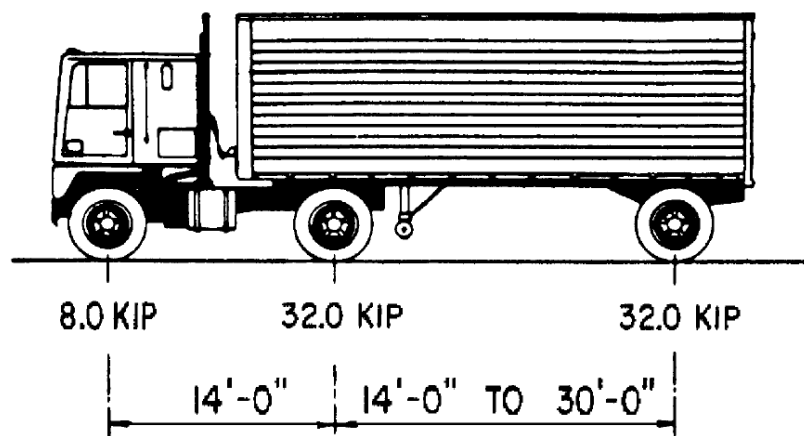
Tabla 7. **Estudio de tráfico**

Día	Camiones	Pick-ups	Motocicletas
Sábado	15	16	12
Miércoles	10	20	17

Fuente: elaboración propia

Con los datos obtenidos en la observación de campo, se determinó que el vehículo de mayor peso que transita por el lugar es el denominado por las normas AASHTO LRFD como HL-93 (AASHTO LRFD, 2014, sección 3.6.1.2.2). Los pesos y las separaciones en los ejes son como se muestran en la figura 4.

Figura 4. **Características del vehículo de diseño**



Fuente: Normas AASHTO LRFD (2014), sección 3.6.1.2.2-1

2.5. Geometría del puente

Las características del puente vehicular son las siguientes:

- Fabricado de concreto armado
- Esviaje de 25°
- Distancia entre estribos de 25 m
- Una vía de 3.60 m
- Paso peatonal en ambos lados del puente de 40 cm de ancho
- Pasamanos de 0.20 m de ancho y 1.10 m de altura

2.6. Criterios y especificaciones para el diseño de puentes de concreto

El diseño del puente se realizó utilizando como base las normas AASHTO Standard (2002), AASHTO LRFD (2014) y los requisitos de reglamento para concreto estructural ACI 318S-14 (2014).

- Concreto: resistencia a la compresión a los 28 días de 280 kg/cm² (4,000 psi).
- Acero de refuerzo: varillas de acero corrugadas con una resistencia a la fluencia de 4,200 kg/cm² (grado 60).
- Peso específico del concreto reforzado: 2400 kg/m³
- Carga viva: corresponde al vehículo de diseño HL-93 (AASHTO LRFD, 2014, sección 3.6.1.2.2).
- Recubrimiento: los elementos construidos contra el suelo y permanentemente en contacto con él, 75 mm; elementos expuestos a la intemperie, 50 mm. (ACI 318S-14, 2014, tabla 20.6.1.3.1.)
- Almohada de neopreno: basado en el método A – Almohadilla elastomérica y cojinete elastomérico con refuerzo de acero (AASHTO Standard, 2002, sección 14.6.6).

2.7. Diseño de superestructura

Corresponde al cálculo estructural de los elementos que conforman la superestructura del puente: losa, vigas, baranda, diafragmas, cortina y vigas de apoyo.

2.7.1. Pre-dimensionamiento de elementos estructurales

2.7.1.1. Losa

“Es el elemento estructural que sirve para soportar el tránsito vehicular y peatonal para luego transmitir sus cargas al sistema de vigas” (Seminario, 2004, p.22).

Según AASHTO LRFD (2014), tabla 2.5.2.6.3-1 el espesor (t) de la losa se determina mediante la fórmula:

$$t = \frac{1.2(S + 10)}{30}$$

Donde:

t = espesor de losa

S = luz libre entre vigas en pie

2.7.1.2. Vigas

“Es la parte encargada de soportar todas las cargas tanto vivas como muertas, que son transferidas desde la losa de rodamiento” (CEPREDENAC & SIECA, 2013, p.81).

La tabla 2.5.2.6.3-1 de la norma AASHTO LRFD (2014) establece que la altura de las vigas principales para tramos continuos será de la siguiente manera:

$$H_V = 0.07 L_T$$

Donde:

H_V = altura de viga (m)

L_T = luz del tramo del puente (m)

La base de la viga se determina con la siguiente fórmula:

$$b_V = \frac{H_V}{3.5}$$

Donde:

b_V = base de la viga (m)

H_V = altura de viga (m)

2.7.1.3. Diafragmas

“Su función es distribuir en forma uniforme las cargas provenientes de las vigas; se construyen en sentido transversal a las vigas longitudinales dándoles rigidez a las mismas” (CEPREDENAC & SIECA, 2013, p.81).

Diafragma exterior

$$H_{DE} = \frac{1}{2} H_V$$

Donde:

H_{DE} = altura del diafragma exterior

H_V = altura de viga (m)

$$b_{DE} = \frac{H_{DE}}{3.5}$$

Donde:

H_{DE} = altura del diafragma exterior (m)

b_{DE} = base de diafragma exterior (m)

Diafragma interior

$$H_{DI} = \frac{3}{4} H_V$$

Donde:

H_{DI} = altura del diafragma interior

H_V = altura de viga (m)

$$b_{DI} = \frac{H_{DI}}{3.5}$$

Donde:

H_{DI} = altura del diafragma interior (m)

b_{DI} = base de diafragma interior (m)

2.7.1.4. Cortina

“Es la parte del estribo que recibe y retiene el relleno. Tiene el mismo ancho de la superestructura, su altura depende de la distancia que exista entre el terreno natural y la rasante de la carretera” (CEPRENAC & SIECA, 2013, p.80).

La altura de la cortina debe ser igual a la altura de las vigas principales, por lo que será de 1.75 m y su base de 0.40 m.

2.7.1.5. Vigas de apoyo

“Son los elementos horizontales que reciben directamente los extremos de las vigas de la superestructura, sobre la cual se colocan los apoyos que pueden ser: planchas de neopreno, apoyo de balancín o apoyo de rodillo” (CEPRENAC & SIECA, 2013, p.80).

La base de la viga de apoyo se calcula asumiendo que por cada metro de longitud del puente hay 2 cm de ancho de la viga y a dicho resultado, sumarle la base de la cortina.

$$b_{VA} = 0.02 * L_{puente} + b_c$$

Donde:

b_{VA} = base de viga de apoyo (m)

L_{puente} = longitud del puente (m)

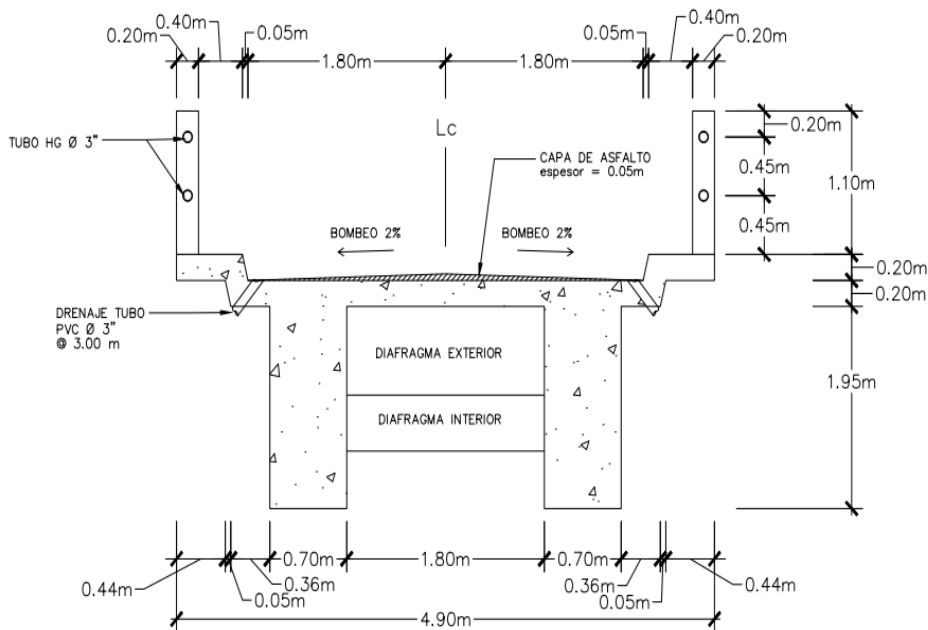
b_c = base de cortina (m)

$$b_{VA} = 0.02 \text{ cm/m} * 25\text{m} + 0.40\text{m} = 0.90 \text{ m}$$

La base de la viga de apoyo será de 1.00 m y se asume una altura de 0.40 m.

2.7.2. Diseño de losa

Figura 5. Sección transversal de superestructura



Fuente: elaboración propia

2.7.2.1. Cálculo del peralte

$$t = \frac{1.2(S + 10)}{30}$$

Donde:

t = espesor de losa

S = luz libre entre vigas en pie = 1.8 m = 5.90 pie

$$t = \frac{1.2(5.90 \text{ pie} + 10)}{30}$$

$$t = 0.64 \text{ pie} = 0.20 \text{ m}$$

2.7.2.2. Cálculo de momentos

Momento por carga muerta

Este momento se produce por la sumatoria de las cargas permanentes que soporta la losa, incluyendo el peso de la misma.

$$w_{losa} = \gamma_c * t * 1\text{m}$$

$$w_{losa} = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0.2\text{m} * 1\text{m} = 480 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$w_{pavimento} = \gamma_p * t_p * 1\text{m}$$

$$w_{pavimento} = 2200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0.05\text{m} * 1\text{m} = 110 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$w_{pasamanos} = \frac{\text{Asección} * H_{poste} * \gamma_c}{\text{separación entre postes}}$$

$$w_{pasamanos} = \frac{0.20m * 0.20m * 1.10m * 2400 \text{ kg/m}^3}{2m} = 52.8 \text{ kg/m}$$

$$w_T = w_{losa} + w_{pavimento} + w_{pasamanos}$$

$$w_T = 480 \text{ kg/m} + 110 \text{ kg/m} + 52.8 \text{ kg/m} = 642.8 \text{ kg/m}$$

Momento en voladizo

$$M_{CMV_1} = \frac{w_T l_1^2}{2}$$

Donde:

M_{CMV_1} = momento por carga muerta en voladizo (kg-m)

w_T = peso total distribuido (kg/m)

l_1 = distancia de eje de viga a borde del voladizo (m) = 1.20 m

$$M_{CMV_1} = \frac{642.8 \text{ kg/m} * (1.20 \text{ m})^2}{2} = 462.82 \text{ kg} - \text{m}$$

Momento entre vigas

$$M_{CMV_2} = \frac{w_T l_2^2}{10}$$

Donde:

M_{CMV_2} = momento por carga muerta entre vigas (kg-m)

w_T = peso total distribuido (kg/m)

l_2 = distancia entre eje de vigas (m) = 2.50 m

$$M_{CMV_2} = \frac{642.8 \text{ kg/m} * (2.50 \text{ m})^2}{10} = 401.75 \text{ kg} - \text{m}$$

El momento por carga muerta es el que ocurre en el voladizo, pues es el de mayor valor.

$$M_{CM} = 462.82 \text{ kg} - \text{m}$$

El momento por carga viva es producido por la carga vehicular, según el estudio de tráfico es la del vehículo de diseño HL-93; para determinarlo se utiliza la ecuación propuesta por AASHTO Standard (2002), sección 3.24.3.1 caso A.

$$M_{CV} = 0.8 \frac{(S + 2)}{32} P$$

Donde:

M_{CV} = momento por carga viva (kg-m)

S = luz libre entre vigas (pie) = 1.8 m = 5.90 pie

P = carga de rueda de diseño (lb) = $\frac{32\,000 \text{ lb}}{2} = 16000 \text{ lb}$

$$M_{CV} = 0.8 \frac{(5.90 \text{ pie} + 2)}{32} * 16000 \text{ lb} = 3160 \text{ lb} - \text{pie} = 437.92 \text{ kg} - \text{m}$$

2.7.2.3. Carga de impacto

AASHTO Standard (2002), sección 3.8.2.1. establece que la cantidad de carga de impacto se expresa como una fracción de los esfuerzos de carga viva, y se determina mediante la fórmula:

$$CI = \frac{50}{S + 125} \leq 30\%$$

Donde:

CI = carga de impacto

S = luz libre entre vigas (pie) = 1.8 m = 5.90 pie

$$CI = \frac{50}{5.90 \text{ pie} + 125} = 0.38 = 38\% \geq 30$$

Debido a que la carga de impacto excede a la establecida por la normativa AASHTO, se utilizará la máxima permitida:

$$CI = 30\%$$

2.7.2.4. Momento último de diseño

Es la combinación del momento por carga muerta y viva amplificado por la carga de impacto, para su cálculo se utilizan los valores de amplificación que se establecen en la sección 3.22.1 de AASHTO Standard (2002).

$$M_U = 1.3 \left(M_{CM} + \frac{5}{3} M_{CV} * CI \right)$$

Donde:

M_U = momento último (kg-m)

M_{CM} = momento por carga muerta (kg-m)

M_{CV} = momento por carga viva (kg-m)

$$M_U = 1.3 \left(462.82 \text{ kg} - m + \frac{5}{3} * 437.92 \text{ kg} - m * 1.30 \right) = 1835.14 \text{ kg} - m$$

2.7.2.5. Cálculo del acero de refuerzo

Para el cálculo del área de acero transversal en la cama inferior se utiliza la fórmula siguiente:

$$As(req) = \frac{0.85f'c}{Fy} \left(bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_U * b}{0.003825 * f'c}} \right)$$

Donde:

$As(req)$ = área de acero requerido (cm^2)

M_U = momento último de diseño ($kg-m$) = $1835.14 \text{ kg} - m$

$f'c$ = esfuerzo máximo de compresión del concreto = $280 \text{ kg}/cm^2$

Fy = esfuerzo de fluencia del acero = $4200 \text{ kg}/cm^2$ (grado 60)

b_L = base de la losa (cm) = 100 cm

d = peralte efectivo de la losa (cm) = $t - rec - \phi/2$

ϕ = diámetro de varilla No. 4 = 1.27 cm

rec = recubrimiento = 5 cm

$$d = 20 \text{ cm} - 5 \text{ cm} - 1.27 \text{ cm}/2 = 14.37 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} As(req) &= \frac{0.85 * 280}{4200} \left(100 * 14.37 - \sqrt{(100 * 14.37)^2 - \frac{1835.14 * 100}{0.003825 * 280}} \right) \\ &= 3.45 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

La ecuación 9.6.1.2 (b) del ACI 318-14 (2014) establece que el acero mínimo debe ser el siguiente:

$$As(min) = \frac{14 * b * d}{Fy}$$

$$As(min) = \frac{14 * 100 * 14.37}{4200} = 4.79 \text{ cm}^2$$

Área de acero máximo

$$As(max) = 0.5\rho_b * b * d$$

$$\rho_b = \frac{\beta_1 * 0.003 * Es * 0.85 * f'c}{Fy(Fy + 0.003Es)}$$

Donde:

ρ_b = cuantía de acero balanceada (adimensional)

β_1 = la tabla 22.2.2.4.3 del ACI 318S-14 (2014) establece que si $f'c \leq 281 \text{ kg/cm}^2$ el valor de β_1 será de 0.85

Es = módulo de elasticidad = $2.039 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

$f'c$ = esfuerzo máximo de compresión del concreto = 280 kg/cm^2

Fy = esfuerzo de fluencia del acero = 4200 kg/cm^2 (grado 60)

$$\rho_b = \frac{0.85 * 0.003 * 2.039 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 * 0.85 * 280 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2 (4200 \text{ kg/cm}^2 + 0.003 * 2.039 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2)} = 0.0286$$

$$As(max) = 0.50 * 0.0286 * 100 \text{ cm} * 14.37 \text{ cm} = 20.55 \text{ cm}^2$$

Análisis del área de acero

$$As(min) < As(req) < As(max)$$

$$As(req) = 3.45 \text{ cm}^2$$

$$As(min) = 4.79 \text{ cm}^2$$

$$As(max) = 20.55 \text{ cm}^2$$

Como $As(min) > As(req)$, se recomienda colocar en la cama inferior el área de acero mínimo.

$$As = 4.79 \text{ cm}^2$$

Se propone utilizar varilla No. 4 grado 60, cuya área es $Av = 1.27 \text{ cm}^2$.

$$No. \text{ varillas} = \frac{As(\text{cama inferior})}{Av}$$

$$No. \text{ varillas} = \frac{4.79 \text{ cm}^2}{1.27 \text{ cm}^2} = 3.77 \text{ varillas} \approx 4 \text{ varillas}$$

Espaciamiento

$$S = \frac{100 \text{ cm}}{4 \text{ varillas}} = 25 \text{ cm}$$

Colocar No. 4 G60 @ 25 cm en la cama inferior.

El área de acero transversal requerido para cubrir la cama superior de la losa es el correspondiente al acero por temperatura. Según la ecuación 24.4.3.2 del ACI, la cuantía mínima de refuerzo por temperatura para valores de $f_y \geq 4200 \text{ kg/cm}^2$ debe ser:

$$\rho_{min} = \frac{0.018 * 4200}{F_y}$$

$$\rho_{min} = \frac{0.0018 * 4200}{4200} = 0.018$$

$$A_s(temp) = 0.0018 * b * t$$

$$A_s(temp) = 0.0018 * 100 \text{ cm} * 20 \text{ cm} = 3.6 \text{ cm}^2$$

Se propone utilizar varilla No. 4 grado 60, cuya área es $A_v = 1.27 \text{ cm}^2$.

$$No. \text{ varillas} = \frac{A_s(temp)}{A_v}$$

$$No. \text{ varillas} = \frac{3.6 \text{ cm}^2}{1.27 \text{ cm}^2} = 2.83 \text{ varillas} \approx 3 \text{ varillas}$$

Espaciamiento

$$S = \frac{100 \text{ cm}}{3 \text{ varillas}} = 33.33 \text{ cm}$$

Colocar No. 4 G60 @ 30 cm en la cama superior

Para el refuerzo longitudinal para la cama superior e inferior de la losa, la sección 3.24.10.2 de AASHTO Standard (2002) recomienda que el porcentaje debe ser como máximo el 67% del refuerzo transversal.

$$F.L. = \frac{220}{\sqrt{S}} \leq 67\%$$

Donde:

$F.L.$ = Factor de refuerzo longitudinal (%)

S = luz libre entre vigas (pie) = 1.8 m = 5.90 pie

$$F.L. = \frac{220}{\sqrt{5.90}} = 90.57\% > 67\%$$

Se toma el porcentaje máximo recomendado por AASHTO, que en este caso sería de 67%; por tanto, el área de acero para el refuerzo longitudinal es el siguiente:

$$A_{S_{long}} = 67\% * 4.79 \text{ cm}^2 = 3.21 \text{ cm}^2$$

Se propone utilizar varilla No. 4 grado 60, cuya área es $A_v = 1.27 \text{ cm}^2$.

$$No. \text{ varillas} = \frac{A_{S_{long}}}{A_v}$$

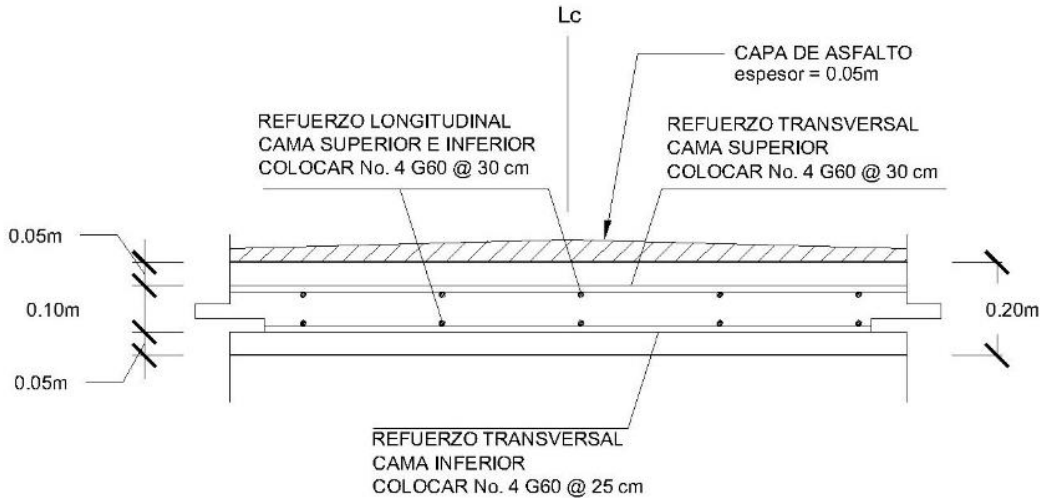
$$No. \text{ varillas} = \frac{3.21 \text{ cm}^2}{1.27 \text{ cm}^2} = 2.53 \text{ varillas} \approx 3 \text{ varillas}$$

Espaciamiento

$$S = \frac{100 \text{ cm}}{3 \text{ varillas}} = 33.33 \text{ cm}$$

Colocar No. 4 G60 @ 0.30 m longitudinalmente en ambas camas

Figura 6. Armado de losa



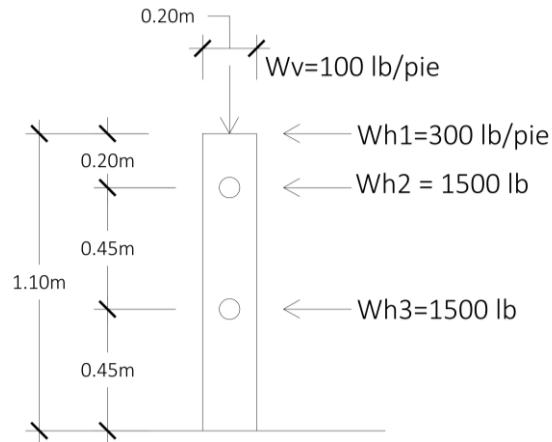
Fuente: elaboración propia

2.7.3. Diseño de pasamanos

Los pasamanos “son la parte de la estructura que tiene por objeto servir de protección a los peatones y vehículos que transitan sobre el puente” (Dirección General de Caminos, 2001, SECCION 567.01).

Según especificaciones AASHTO Standard (2002), sección 2.7.1, los pasamanos y sus columnas se diseñan con las cargas descritas en la figura 7.

Figura 7. **Diagrama de cargas y puntos de aplicación para diseño de pasamanos**



Fuente: elaboración propia

El pasamanos se diseñó como viga continua y se tomó la carga horizontal 300 lb/pie, además se utilizó tubería de acero galvanizado de 3", la cual tiene las siguientes características:

$$\phi_{\text{exterior}} = 3.5''$$

$$\phi_{\text{interior}} = 3.068''$$

$$\text{Peso de tubo} = 7.58 \text{ lb/pie}$$

Inercia de un cilindro

$$I_{\text{cil}} = \frac{\pi}{4} * ((\text{radio mayor})^4 - (\text{radio menor})^4)$$

$$I_{cil} = \frac{\pi}{4} * \left(\left(\frac{3.5}{2} \right)^4 - \left(\frac{3.068}{2} \right)^4 \right) = 3.02 \text{ pulg}^4$$

Módulo de sección

$$Ms = \frac{\text{Inercia de un cilindro}}{\text{radio mayor}}$$

$$Ms = \frac{3.02 \text{ pulg}^4}{\frac{3.5 \text{ pulg}}{2}} = 1.73 \text{ pulg}^3$$

Análisis de resistencia del tubo

$$M_U = Ms * f$$

Donde:

M_U = momento último de diseño (lb – ft)

Ms = módulo de sección (pulg³)

f = factor de resistencia del tubo de acero galvanizado (lb/pulg²) = 20,000 lb/pulg²

$$M_U = 1.73 \text{ pulg}^3 * 20,000 \text{ lb/pulg}^2$$

$$M_U = 34600 \text{ lb - pulg} = 2883.33 \text{ lb - pie}$$

Como son tramos continuos, se tiene lo siguiente:

$$M_U = \frac{Wh1 * L_S^2}{10}$$

Donde:

M_U = momento último de diseño ($lb - pie$) = 2883.33 $lb - pie$

$Wh1$ = carga horizontal mayor lb/pie

L_S = separación máxima entre columnas del pasamanos (pie)

Despejando L para conocer la separación máxima, se obtiene la siguiente expresión:

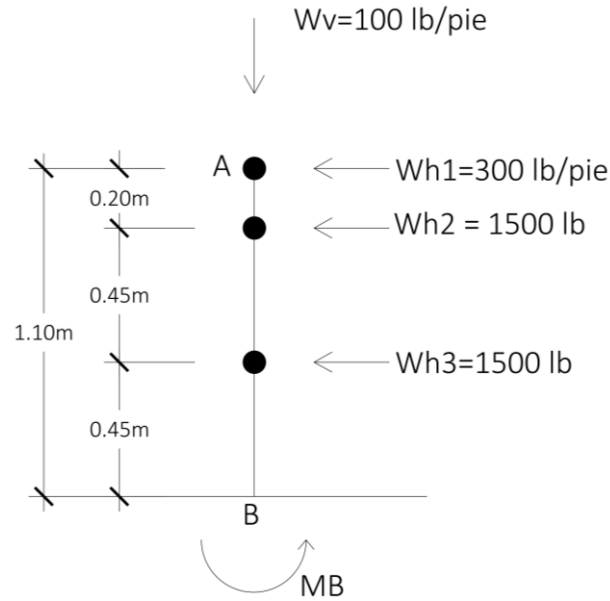
$$L = \sqrt{\frac{10 * M_U}{Wh1}}$$

$$L = \sqrt{\frac{10 * 2883.33 \text{ lb} - \text{pie}}{300 \text{ lb/pie}}} = 9.80 \text{ pie} = 2.99 \text{ m}$$

Se utilizará una separación de 2 m entre ejes de columnas del pasamanos.

Las columnas son de concreto reforzado y se colocan a cada 2 m de distancia, cada una está empotrada en la losa, por lo que se diseña a flexo-compresión (carga axial más un momento).

Figura 8. Diagrama de cuerpo libre de la columna



Fuente: elaboración propia

Integración de cargas

$$w_{col} = 1.4 * \gamma_c * A_{sección - col} * H_{col}$$

$$w_{col} = 1.4 * 2400 \frac{kg}{m^3} * 0.20m * 0.20m * 1.10m = 147.84 kg = 325.25 lb$$

$$w_{tubo} = 1.4 * No. tubos * Peso\ específico\ de\ tubo * L\ tubo$$

$$w_{tubo} = 1.4 * 2 * 7.58 \frac{kg}{m^3} * 2m * \frac{3.28\ pie}{1m} = 139.23 lb$$

$$w_{CV-100} = Wv * largo\ de\ columna$$

$$w_{CV-100} = 100 \text{ lb/pie} * 0.2 \text{ m} * \frac{3.28 \text{ pie}}{1 \text{ m}} = 65.6 \text{ lb}$$

$$P_U = w_T = w_{col} + w_{tubo} + w_{CV-100}$$

$$P_U = w_T = 325.35 \text{ lb} + 139.23 \text{ lb} + 65.6 \text{ lb} = 530.08 \text{ lb} = 240.95 \text{ kg}$$

$$w_{CH-300} = Wh1 * Hcol$$

$$w_{CH-300} = 300 \text{ lb/pie} * 1.10 \text{ m} * \frac{3.28 \text{ pie}}{1 \text{ m}} = 1082.40 \text{ lb} = 492 \text{ kg}$$

Momento total

$$M_T = 492 \text{ kg} * \left(\frac{1.10 \text{ m}}{2}\right) + \left(1500 \text{ lb} * \frac{1 \text{ kg}}{2.2 \text{ lb}}\right) * (0.90 \text{ m}) + \left(1500 \text{ lb} * \frac{1 \text{ kg}}{2.2 \text{ lb}}\right) * 0.45 \text{ m} = 1191.05 \text{ kg} - \text{m}$$

Esbeltez

Para columnas no arriostradas contra desplazamientos laterales, la esbeltez se calcula con la ecuación 6.2.5 (a) del ACI:

$$Esb = \frac{kl_u}{r} \geq 22$$

Donde:

k = factor de longitud efectiva (adimensional), se utiliza un valor de 2 por la condición de extremo superior libre e inferior empotrado (ver anexo B).

l_u = longitud efectiva (m) = 1.10 m

r = radio de giro (m) = 0.3 h

$$Esb = \frac{2 * 1.10 \text{ m}}{0.30 * 0.20 \text{ m}} = 36.67 \geq 22, \text{ sí es esbelta}$$

Se diseñó como columna corta con carga axial y momento aumentado, debido a que cumplió con la condición de esbeltez para ello se procedió a calcular el maximizador, con la ecuación 6.6.4.6.2b del ACI:

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{P_U}{0.75P_{cr}}} \geq 1.0$$

Donde:

δ = maximizador de momento

P_U = carga axial total

P_{cr} = carga de pandeo de Euler

$$Ec = 15,100\sqrt{f'c}$$

$$Ec = 15,100\sqrt{280 \text{ kg/cm}^2} = 252,671.33 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_g = \frac{1}{12}bh^3$$

$$I_g = \frac{1}{12}(20 \text{ cm})(20 \text{ cm})^3 = 13,333.33 \text{ cm}^4$$

$$EI = \frac{0.4EcI_g}{1 + \beta_d}$$

$$EI = \frac{0.4 * 252,671.33 \text{ kg/cm}^2 * 13,333.33 \text{ cm}^4}{1} = 1.35 \times 10^9 \text{ kg} - \text{cm}^2$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 * EI}{(kl_u)^2}$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 * 1.35 \times 10^9 \text{ kg} - \text{cm}^2}{(2 * 110 \text{ cm})^2} = 275,288.55 \text{ kg} = 275.29 \text{ Ton}$$

Siendo el maximizador del momento el siguiente:

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{240.95 \text{ kg}}{0.75 * 275288.55 \text{ kg}}} = 1.00$$

Calculando el momento aumentado

$$M_{MT} = \delta * M_T$$

Donde:

M_{MT} = momento aumentado total

δ = maximizador de momento

M_T = momento total

$$M_T = 1.00 * 1191.05 \text{ kg} - m = 1191.05 \text{ kg} - m$$

La columna debe soportar una carga axial de 240.95 kg y un momento mayorado de 1191.05 kg - m. El diseño del acero se calculó mediante el método gráfico.

$$\gamma = \frac{h - 2 * rec}{h}$$

$$\gamma = \frac{20 \text{ cm} - 2 * 4 \text{ cm}}{20 \text{ cm}} = 0.6$$

$$k' = \frac{P_U}{\phi f'c h^2}$$

Donde:

P_U = carga axial total = 240.95 kg

$\phi = 0.65$ para columnas rectangulares

$f'c$ = esfuerzo máximo de compresión del concreto = 280 kg/cm²

h = longitud de sección de columna = 20 cm

$$k' = \frac{240.95 \text{ kg}}{(0.65) (280 \text{ kg/cm}^2) (20 \text{ cm})^2} = 0.00331$$

$$e = \frac{M_{MT}}{P_U}$$

$$e = \frac{1191.05 \text{ kg} - \text{m}}{240.95 \text{ kg}} = 4.94 \text{ m} = 494 \text{ cm}$$

$$k' \left(\frac{e}{h} \right) = 0.00331 * \left(\frac{494}{20} \right) = 0.082$$

Verificando los valores de k' y $k' \left(\frac{e}{h} \right)$ en el diagrama de interacciones que se encuentra en el anexo C, se obtiene un valor de:

$$\rho_\mu = 0.24$$

Calculando el área de acero requerido

$$A_s = \frac{0.85 \rho_\mu * f'c * A_g}{F_y}$$

$$A_s = \frac{0.85 * 0.24 * 280 \text{ kg/cm}^2 * (20 \text{ cm})^2}{4200 \text{ kg/cm}^2} = 5.44 \text{ cm}^2$$

Colocar 2 No. 4 G 60 en el área a compresión y 2 No. 5 G 60 en el área a tensión.

$$A_{s_T} = 2 * (1.27 \text{ cm}^2) + 2 * (1.98 \text{ cm}^2) = 6.50 \text{ cm}^2$$

Se verificó si el porcentaje de acero total se encontraba dentro de los límites establecidos por el código ACI, sección 18.7.4.1.

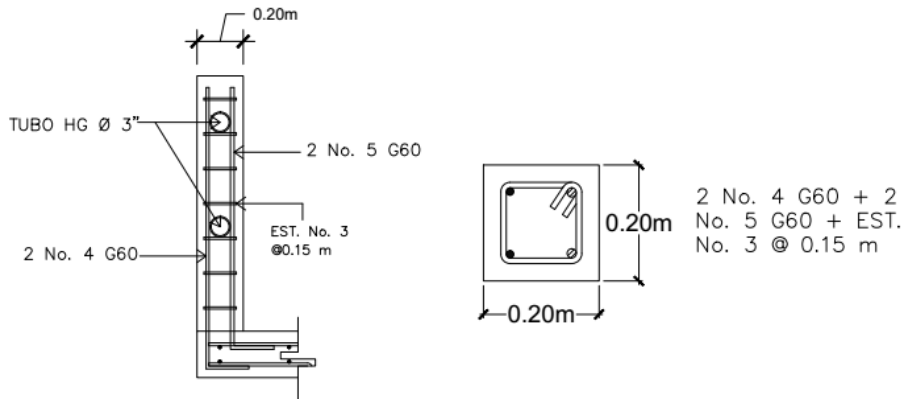
$$1\% \leq \%A_{s_T} \leq 6\%$$

$$\%A_{s_T} = \frac{A_{s_T} * 100}{A_g}$$

$$\%A_{s_T} = \frac{6.50 \text{ cm}^2 * 100}{(20 \text{ cm})^2} = 1.63\%$$

$$1\% \leq 1.63\% \leq 6\% \quad \text{Sí cumple}$$

Figura 9. Armado de columna de pasamanos

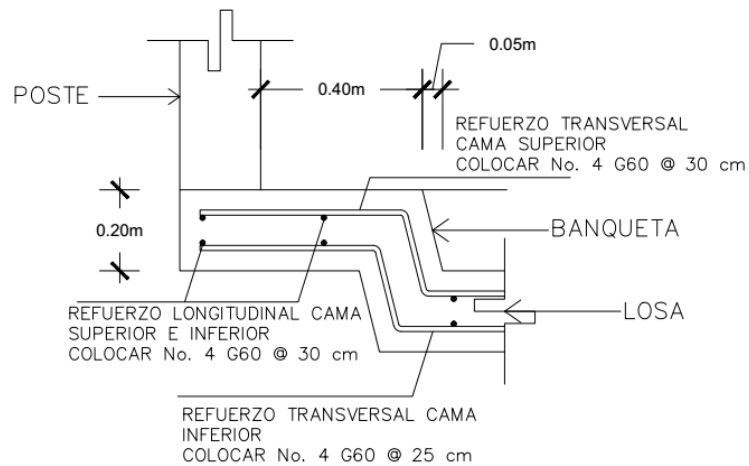


Fuente: elaboración propia

2.7.4. Diseño de banqueta

La banqueta será de concreto reforzado, dicho refuerzo es una prolongación del acero de la losa.

Figura 10. Armado de banqueta



Fuente: elaboración propia

2.7.5. Diseño de vigas principales

2.7.5.1. Cálculo de sección de viga principal

$$H_V = 0.07 L_T$$

Donde:

H_V = altura de viga (m)

L_T = luz del tramo del puente (m)

$$H = 0.07 (25 \text{ m}) = 1.75 \text{ m}$$

La base de la viga se determina con la siguiente fórmula:

$$b_V = \frac{H_V}{3.5}$$

Donde:

b_V = base de la viga (m)

H_V = altura de viga (m)

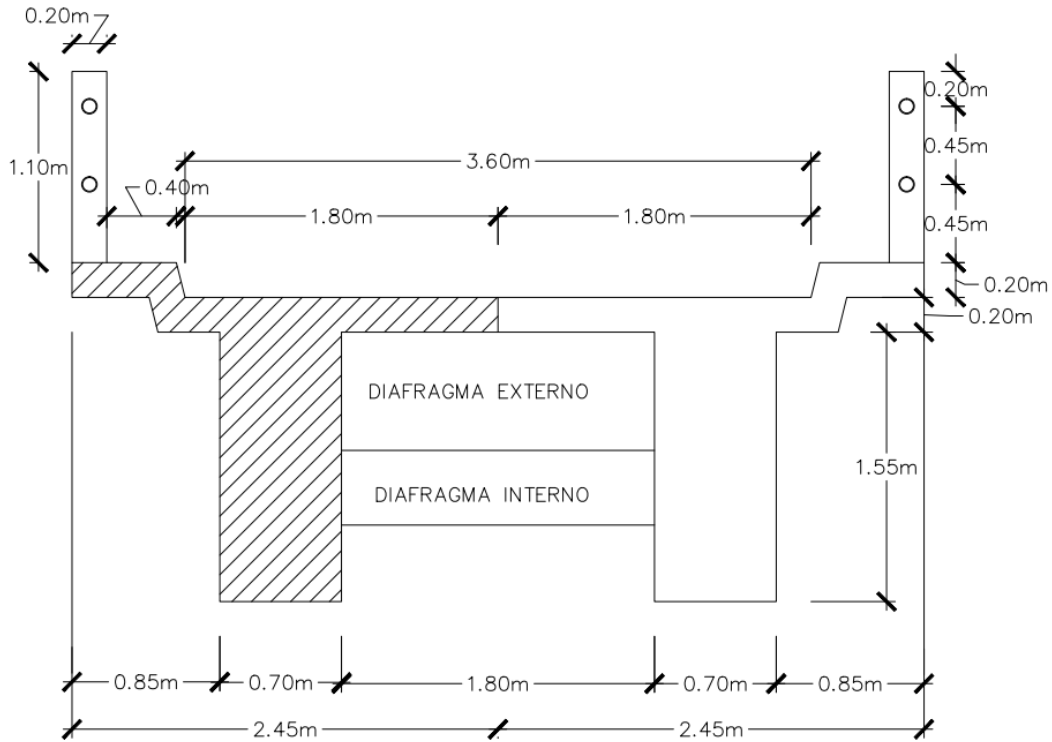
$$b_V = \frac{1.75 \text{ m}}{3.5} = 0.5 \text{ m}$$

Para evitar que el área de acero requerido sea mayor que el máximo, según lo establecido por el código ACI, se aumentarán las dimensiones de la sección de la viga, quedando así:

$$H_V = 1.75 \text{ m}$$

$$b_V = 0.70 \text{ m}$$

Figura 11. Sección transversal de vigas principales



Fuente: elaboración propia

2.7.5.2. Cálculo de momentos

El momento máximo producido por la carga muerta se determinó mediante la fórmula:

$$M_{CM} = \frac{w_T L_T^2}{8} + P_{DI} * a$$

Donde:

M_{CM} = momento por carga muerta (kg-m)

w_T = peso distribuido total (kg/m)

L_T = luz del tramo del puente (m)

P_{DI} = peso del diafragma interior (kg)

a = distancia del apoyo al diafragma interior = 8.33 m

Integración de cargas

$$W_{(losa+banqueta)} = \text{área de concreto} * \gamma_c$$

$$W_{(losa+banqueta)} = 0.5212 \text{ m}^2 * 2400 \text{ kg/m}^3 = 1250.88 \text{ kg/m}$$

$$W_{pavimento} = \gamma_p * t_p * \text{ancho útil}$$

$$W_{pavimento} = 2200 \text{ kg/m}^3 * 0.05\text{m} * 1.80\text{m} = 198 \text{ kg/m}$$

$$W_{pasamanos} = 52.8 \text{ kg/m}$$

$$W_{viga} = \text{Asección} * \gamma_c$$

Donde:

Asección – viga = área transversal de la viga (la altura no incluye el espesor de la losa)

$$W_{viga} = 1.55 * 0.70 * 2400 \text{ kg/m}^3 = 2604 \text{ kg/m}$$

$$W_T = W_{(losa+banqueta)} + W_{pavimento} + W_{pasamanos} + W_{viga}$$

$$W_T = 1250.88 \text{ kg/m} + 198 \text{ kg/m} + 52.8 \text{ kg/m} + 2604 \text{ kg/m} = 4105.68 \text{ kg/m}$$

Peso de diafragma interno

$$P_{DI} = Asección * l_{diafragma} * \gamma_c$$

Donde:

P_{DI} = peso de diafragma interno (kg)

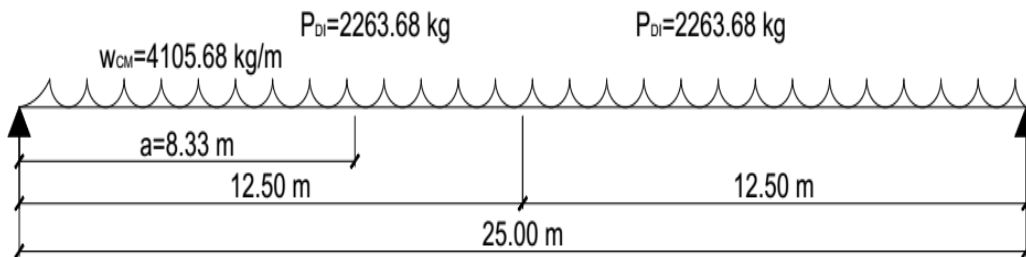
$Asección$ = área transversal del diafragma interno (m²)

$l_{diafragma}$ = longitud del diafragma (m)

γ_c = peso específico del concreto (kg/m³)

$$P_{DI} = 1.31 \text{ m} * 0.40 \text{ m} * 1.80 \text{ m} * 2400 \text{ kg/m}^3 = 2263.68 \text{ kg}$$

Figura 12. Diagrama de carga muerta para vigas principales



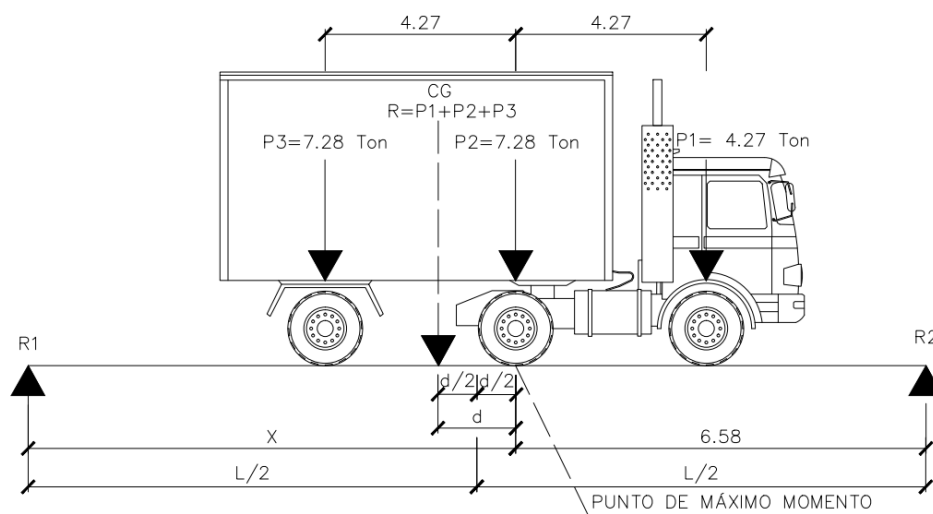
Fuente: elaboración propia

Por tanto, el momento por carga muerta es el siguiente:

$$\begin{aligned} M_{CM} &= \frac{4105.68 \text{ kg/m} * (25\text{m})^2}{8} + 2263.68 \text{ kg} * 8.33 \text{ m} = 339,612.70 \text{ kg} - \text{m} \\ &= 339.61 \text{ Ton} - \text{m} \end{aligned}$$

El momento por carga viva se calculó utilizando el vehículo de diseño HI-93 como se muestra en la figura 13; para obtenerlo se aplicó el teorema de Barré, el cual, indica que el máximo momento ocurre cuando la resultante de todas las cargas aplicadas y la más pesada equidistan del centro de la luz.

Figura 13. Diagrama de distribución de carga viva



Fuente: elaboración propia

$$R = P1 + P2 + P3$$

Donde:

R = fuerza resultante en el centro de gravedad de carga viva

P1, P2, P3 = cargas de rueda de diseño (Ton)

$$P1 = 8 \text{ kip} = 3.67 \text{ Ton} = \frac{3.67 \text{ Ton}}{2} = 1.84 \text{ Ton}$$

$$P2 = P3 = 32 \text{ kip} = 14.55 \text{ Ton} = \frac{14.55 \text{ Ton}}{2} = 7.28 \text{ Ton}$$

$$R = 1.84 + 7.28 + 7.28 = 16.4 \text{ Ton}$$

Haciendo sumatoria de momentos en el punto "CG", donde ocurre la fuerza resultante del vehículo de diseño.

$$\sum M_{CG} = 0 \quad + \curvearrowright$$

$$P3(4.27 - d) - P2 * d - P1(d + 4.27) = 0$$

$$4.27P3 - 4.27d - P2 * d - P1d - 4.27P1 = 0$$

$$d = \frac{4.27P3 - 4.27P1}{P1 + P2 + P3}$$

$$d = \frac{4.27(7.28) - 4.27(1.84)}{1.84 + 7.28 + 7.28} = 1.42 \text{ m}$$

El momento máximo ocurre cuando la carga más pesada (P2) equidista del centro del puente con la resultante de las cargas actuantes (R).

Momento flector bajo P2

$$M_{P2} = xR1 - 4.27P3$$

La reacción R1 se consigue realizando sumatoria de momentos en la reacción R2.

$$\sum M_{R2} = 0 \quad + \curvearrowright$$

$$-LR1 + (L - x + d)R = 0$$

$$R1 = \frac{(L - x + d)R}{L}$$

Sustituyendo R1 en la ecuación del momento flector M_{P2} .

$$M_{P2} = x \frac{(L - x + d)R}{L} - 4.27P3$$

El momento flector máximo ocurre cuando $\frac{dM_{P2}}{dx} = 0$.

$$\frac{dM_{P2}}{dx} = \frac{(L - x + d)R}{L} - \frac{Rx}{L} = 0$$

$$x = \frac{L + d}{2}$$

$$x = \frac{25 + 1.42}{2} = 13.21 \text{ m}$$

Siendo el momento máximo por carga viva el siguiente:

$$M_{CV} = 13.21 * \frac{(25 - 13.21 + 1.42) * 16.4}{25} - 4.27 * 7.28 = 83.39 \text{ Ton} - \text{m}$$

El factor de distribución es la proporción de carga viva que recibe cada viga. La tabla 3.23.1. de AASHTO Standard (2002) establece que si la separación entre vigas principales es menor a 6 pie (1.83 m), el factor de distribución es:

$$Fd = \frac{S}{6 \text{ pies}}$$

Donde:

Fd= factor de distribución (adimensional)

S = luz libre entre vigas (pie) = 1.8 m = 5.90 pie

$$Fd = \frac{5.904 \text{ pie}}{6 \text{ pie}}$$

$$Fd = 0.984$$

2.7.5.3. Carga de impacto

Aplicando la ecuación propuesta por AASHTO Standard (2002), sección 3.8.2.1 para carga de impacto:

$$CI = \frac{50}{L + 125} \leq 30\%$$

Donde:

CI = carga de impacto

L = longitud del tramo de diseño (pie) = 25 m = 82 pie

$$CI = \frac{50}{82 + 125} = 0.24 = 24\% \leq 30$$

2.7.5.4. Momento último de diseño

Para la viga se calculó mediante los valores de amplificación que se establecen en la sección 3.22.1 de AASHTO Standard (2002).

$$M_U = 1.3 \left(M_{CM} + \frac{5}{3} M_{CV} * CI * Fd \right)$$

Donde:

M_U = momento último de diseño (Ton-m)

M_{CM} = momento por carga muerta (Ton-m)

M_{CV} = momento por carga viva (Ton-m)

CI = carga de impacto

Fd = Factor de distribución

$$M_U = 1.3 \left((339.61 \text{ Ton} - m) + \frac{5}{3} (83.39 \text{ Ton} - m * 1.24 * 0.984) \right) \\ = 661.95 \text{ Ton} - m$$

2.7.5.5. Cálculo de acero de refuerzo

Para el cálculo del área de acero en las vigas principales, que resista el momento último de diseño, se aplicó el análisis por resistencia de vigas de acuerdo con el código ACI.

Área de acero requerido

$$As(req) = \frac{0.85f'c}{Fy} \left(bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_U * b}{0.003825 * f'c}} \right)$$

Donde:

$As(req)$ = área de acero requerido (cm²)

M_U = momento último de diseño (kg-m) = 661.95 Ton - m =
661,950 kg - m

$f'c$ = esfuerzo máximo de compresión del concreto = 280 kg/cm²

Fy = esfuerzo de fluencia del acero = 4200 kg/cm² (grado 60)

b_v = base de la viga (cm) = 70 cm

$d =$ peralte efectivo de la viga (cm) $= H - rec - \phi/2$

$\phi =$ diámetro de varilla No. 11 = 3.49 cm

$rec =$ recubrimiento = 5 cm

$$d = 175 \text{ cm} - 5 \text{ cm} - 3.49 \text{ cm}/2 = 168.26 \text{ cm}$$

$$As(req) = \frac{0.85 * 280}{4200} \left(70 * 168.26 - \sqrt{(70 * 168.26)^2 - \frac{661,950 * 70}{0.003825 * 280}} \right)$$
$$= 113.77 \text{ cm}^2$$

Para determinar el área de acero mínimo se utiliza la ecuación 9.6.1.2 de las normas ACI 318-14 (2014):

$$As(min) = \frac{14 * b * d}{Fy}$$

$$As(min) = \frac{14 * 70 * 168.26}{4200} = 39.26 \text{ cm}^2$$

El área de acero máximo se calcula con la siguiente ecuación:

$$As(max) = 0.5\rho_b * b * d$$

$$\rho_b = \frac{\beta_1 * 0.003 * Es * 0.85 * f'c}{Fy(Fy + 0.003Es)}$$

Donde:

$\rho_b =$ cuantía de acero balanceada (adimensional)

β_1 = la tabla 22.2.2.4.3 del ACI 318S-14 (2014) establece que si $f'c \leq 281 \text{ kg/cm}^2$ el valor de β_1 será de 0.85

E_s = módulo de elasticidad = $2.039 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

$f'c$ = esfuerzo máximo de compresión del concreto = 280 kg/cm^2

F_y = esfuerzo de fluencia del acero = 4200 kg/cm^2 (grado 60)

$$\rho_b = \frac{0.85 * 0.003 * 2.039 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 * 0.85 * 280 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2 (4200 \text{ kg/cm}^2 + 0.003 * 2.039 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2)} = 0.0286$$

$$A_s(\text{max}) = 0.50 * 0.0286 * 70 \text{ cm} * 168.26 \text{ cm} = 168.43 \text{ cm}^2$$

Análisis del área de acero

$$A_s(\text{req}) = 113.77 \text{ cm}^2$$

$$A_s(\text{min}) = 39.26 \text{ cm}^2$$

$$A_s(\text{max}) = 168.43 \text{ cm}^2$$

$$A_s(\text{min}) < A_s(\text{req}) < A_s(\text{max})$$

$$39.26 \text{ cm}^2 < 113.77 \text{ cm}^2 < 168.43 \text{ cm}^2$$

En base al análisis anterior, el área de acero que se le colocará a la viga es el acero requerido.

$$A_s(\text{req}) = 113.77 \text{ cm}^2$$

En la cama inferior se debe colocar el 50% del área de acero requerido como varillas corridas y el otro 50% como bastones en el centro de la viga.

$$As(\text{cama inferior}) = 50\% As(\text{req})$$

$$As(\text{cama inferior}) = 50\% (113.77 \text{ cm}^2) = 56.89 \text{ cm}^2$$

Se propone utilizar varilla No. 11 grado 60, cuya área es $Av = 9.58 \text{ cm}^2$.

$$No. \text{ varillas} = \frac{As(\text{cama inferior})}{Av}$$

$$No. \text{ varillas} = \frac{56.89 \text{ cm}^2}{9.58 \text{ cm}^2} = 5.94 \text{ varillas}$$

Colocar 6 No. 11 G60 corridas en la cama inferior y 6 No. 11 G60 en el centro de la viga.

En la cama superior se debe colocar el 33% del área de acero requerido.

$$As(\text{cama superior}) = 33\% As(\text{req})$$

$$As(\text{cama superior}) = 0.33 * (113.77 \text{ cm}^2) = 37.54 \text{ cm}^2$$

Se propone utilizar varilla No. 10 grado 60, cuya área es $Av = 7.92 \text{ cm}^2$.

$$No. \text{ varillas} = \frac{As(\text{cama superior})}{Av}$$

$$No. \text{ varillas} = \frac{37.54 \text{ cm}^2}{7.92 \text{ cm}^2} = 4.74 \text{ varillas}$$

Colocar 5 No. 10 G60 corridas en la cama superior

Por ser vigas de gran peralte, se recomienda reforzarlas a lo largo de sus caras laterales utilizando, al menos, 5.29 cm^2 de acero por cada metro de alto.

$$As(\text{adicional}) = 5.29 \text{ cm}^2/\text{m} * H$$

$$As(\text{adicional}) = 5.29 \text{ cm}^2/\text{m} * 1.75 \text{ m} = 9.26 \text{ m}^2$$

Se propone utilizar varilla No. 5 grado 60, cuya área es $Av = 1.98 \text{ cm}^2$.

$$\text{No. varillas} = \frac{As(\text{adicional})}{Av}$$

$$\text{No. varillas} = \frac{9.26 \text{ cm}^2}{1.98 \text{ cm}^2} = 4.68 \text{ varillas}$$

Colocar 5 No. 5 G60 corridas en cada lado de la viga

Diseño a corte

“El refuerzo a cortante restringe el crecimiento de fisuras inclinadas y, por consiguiente, aumenta la ductilidad de la viga y advierte sobre peligro de falla” (ACI 318S-14, 2014 sección R9.6.3.1.).

La fuerza cortante total sobre la viga está compuesta por la producida por la carga muerta, viva y de impacto.

El cortante máximo debido a la carga muerta es de:

$$V_{CM} = \frac{w_T L_T}{2} + \frac{P_{DI}}{2}$$

Donde:

V_{CM} = corte por carga muerta (kg)

w_T = peso distribuido total (kg/m)

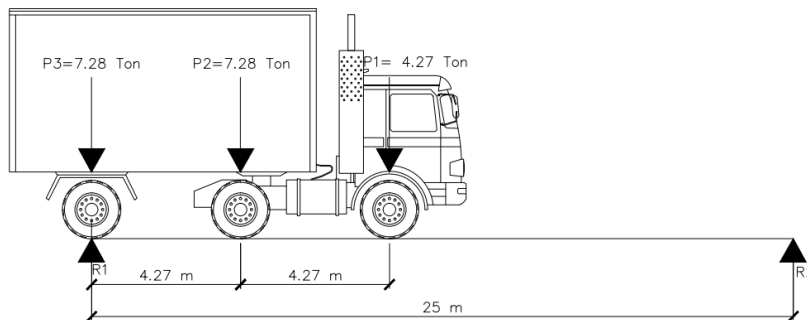
L_T = luz del tramo del puente (m)

P_{DI} = peso del diafragma interior (kg)

$$V_{CM} = \frac{4105.68 \text{ kg/m} * 25 \text{ m}}{2} + \frac{2 * 2263.68 \text{ kg}}{2} = 53,584.68 \text{ kg}$$

El corte máximo por carga viva ocurre cuando el eje de mayor carga del vehículo de diseño se encuentra exactamente sobre uno de los apoyos, cuyo valor es igual al de la reacción de este.

Figura 14. **Diagrama de posición de vehículo de diseño para esfuerzos cortantes**



Fuente: elaboración propia

La reacción R1 se consigue realizando sumatoria de momentos en la reacción R2.

$$\sum M_{R2} = 0 \quad + \curvearrowright$$

$$\begin{aligned}
& -25m * R1 + 25m * 7.28Ton + (25m - 4.27m) * 7.28Ton \\
& + (25m - 4.27m - 4.27m) * 1.84Ton = 0 \\
& R1 = \frac{363.20}{25} = 14.53 Ton = 14530 kg = V_{CV}
\end{aligned}$$

El factor de distribución es la proporción de carga que recibe cada viga; este factor se le añade a la carga viva. La tabla 3.23.1. de AASHTO Standard (2002) establece que si la separación entre vigas principales es menor a 6 pie (1.83 m), el factor de distribución es de la siguiente manera:

$$F_d = \frac{S}{6 \text{ pie}}$$

Donde:

F_d = factor de distribución (adimensional)

S = luz libre entre vigas (pie) = 1.8 m = 5.90 pie

$$F_d = \frac{5.90 \text{ pie}}{6 \text{ pie}}$$

$$F_d = 0.98$$

La carga de impacto se determina aplicando la ecuación propuesta por AASHTO Standard (2002), sección 3.8.2.1:

$$CI = \frac{50}{L + 125} \leq 30\%$$

Donde:

CI = carga de impacto

$L =$ longitud del tramo de diseño (pie) = 25 m = 82 pie

$$CI = \frac{50}{82 + 125} = 0.24 = 24\% \leq 30$$

Por tanto, el corte último de diseño es:

$$V_U = 1.3 \left(V_{CM} + \frac{5}{3} V_{CV} * CI * Fd \right)$$

Donde:

$V_U =$ corte último de diseño (kg)

$V_{CM} =$ corte por carga muerta (kg)

$V_{CV} =$ corte por carga viva (kg)

$CI =$ carga de impacto

$Fd =$ Factor de distribución

$$V_U = 1.3 \left((53,584.68 \text{ kg}) + \frac{5}{3} (14,530 \text{ kg} * 1.24 * 0.984) \right) = 108,072.75 \text{ kg}$$

La sección 22.5.1.1. del ACI, establece que la resistencia nominal para cortante en una dirección en una sección, V_n , es:

$$V_n = V_{cr} + V_s$$

Donde:

$V_n =$ resistencia nominal para fuerza cortante = V_U / ϕ

$V_{cr} =$ fuerza cortante que resiste el concreto

$V_s =$ fuerza cortante que resiste el acero

Por tanto, el corte último de diseño es de la siguiente manera:

$$V_U = \phi V_{cr} + \phi V_s$$

Donde:

V_U = corte último de diseño

ϕ = factor de reducción de resistencia = 0.75

La fuerza cortante que resiste el concreto se calcula utilizando la ecuación 22.5.5.1 del ACI.

$$V_{cr} = 0.53 \lambda b d \sqrt{f'c}$$

Donde:

V_{cr} = fuerza cortante resistente del concreto (kg)

λ = factor de reducción por peso de los agregados del concreto = 1

b_v = base de la viga (cm) = 70 cm

d = peralte efectivo de la viga (cm) = 168.26 cm

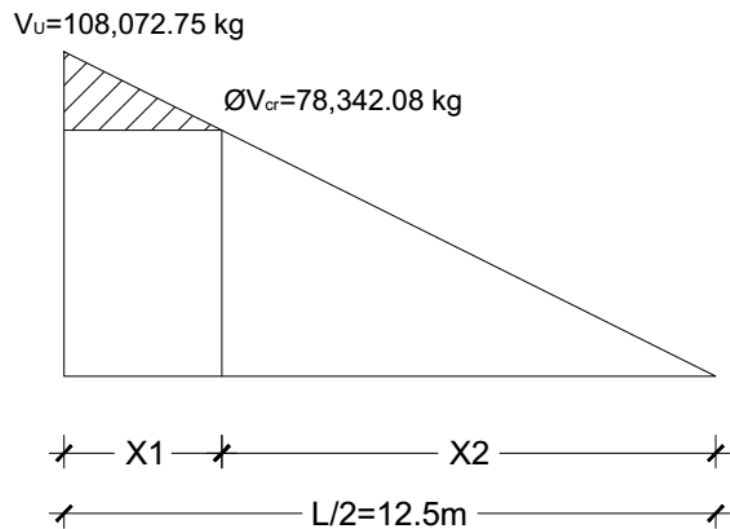
$f'c$ = esfuerzo máximo de compresión del concreto = 280 kg/cm²

$$V_{cr} = 0.53 * 1 * 70 \text{ cm} * 168.26 \text{ cm} * \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2} = 104,456.10 \text{ kg}$$

$$\phi V_{cr} = 0.75 * 104,456.10 \text{ kg} = 78,342.08 \text{ kg}$$

Como $V_U > \phi V_{cr}$, 108,072.75 kg > 78,342.08 kg la viga debe reforzarse a corte mediante el uso de estribos. Para determinar la zona donde se requiere el confinamiento se desarrolló un análisis de relación de triángulos.

Figura 15. Diagrama de fuerzas cortantes



Fuente: elaboración propia

$$\frac{V_U}{L/2} = \frac{\phi V_{cr}}{X2}$$

$$X2 = \frac{78342.08 \text{ kg} * 12.5 \text{ m}}{108,072.75 \text{ kg}} = 9.06 \text{ m}$$

$$X1 = \text{zona a reforzar por corte} = L/2 - X2$$

$$X1 = 12.5 \text{ m} - 9.06 \text{ m} = 3.44 \text{ m}$$

$$X1 = 3.5 \text{ m}$$

La separación de los estribos se calculó basándose en la ecuación 22.5.10.5.3 del ACI:

$$S = \frac{A_v * F_y * d}{V_s}$$

Donde:

S = separación entre estribos

A_v = área efectiva de las ramas de varilla

F_y = esfuerzo de fluencia del acero = 2810 kg/cm^2 (grado 40)

d = peralte efectivo de la viga (cm) = 168.26 cm

V_s = fuerza cortante que resiste el acero = $V_s = \frac{V_U - \phi V_{cr}}{\phi}$

$$V_s = \frac{108,072.75 \text{ kg} - 78,342.08 \text{ kg}}{0.75} = 39,640.89 \text{ kg}$$

Se propone utilizar varilla No. 4 grado 40, cuya área es $A_v = 1.27 \text{ cm}^2$.

$$S = \frac{2 * 1.27 \text{ cm}^2 * 2810 \text{ kg/cm}^2 * 168.26 \text{ cm}}{39,640.89 \text{ kg}} = 30.30 \text{ cm}$$

Colocar estribos No. 4 G40 @ 0.30 m, en los primeros 3.5 m de ambos extremos de la viga.

En el centro de la viga, el concreto ofrece la suficiente resistencia por cortante para evitar cualquier falla, por lo que no es necesario el uso de estribos; sin embargo, se utilizarán cantidades mínimas.

Según la tabla 9.7.6.2.2. del ACI, si $V_s \leq 1.1\sqrt{f'c}bd$, entonces la separación máxima para el refuerzo cortante será igual a $d/2$; de lo contrario será $d/4$.

$$V_s \leq 1.1\sqrt{280 \text{ kg/cm}^2} * 70 \text{ cm} * 168.26 \text{ cm}$$

$$39,640.89 \text{ kg} \leq 216,795.68 \text{ kg}$$

Por tanto,

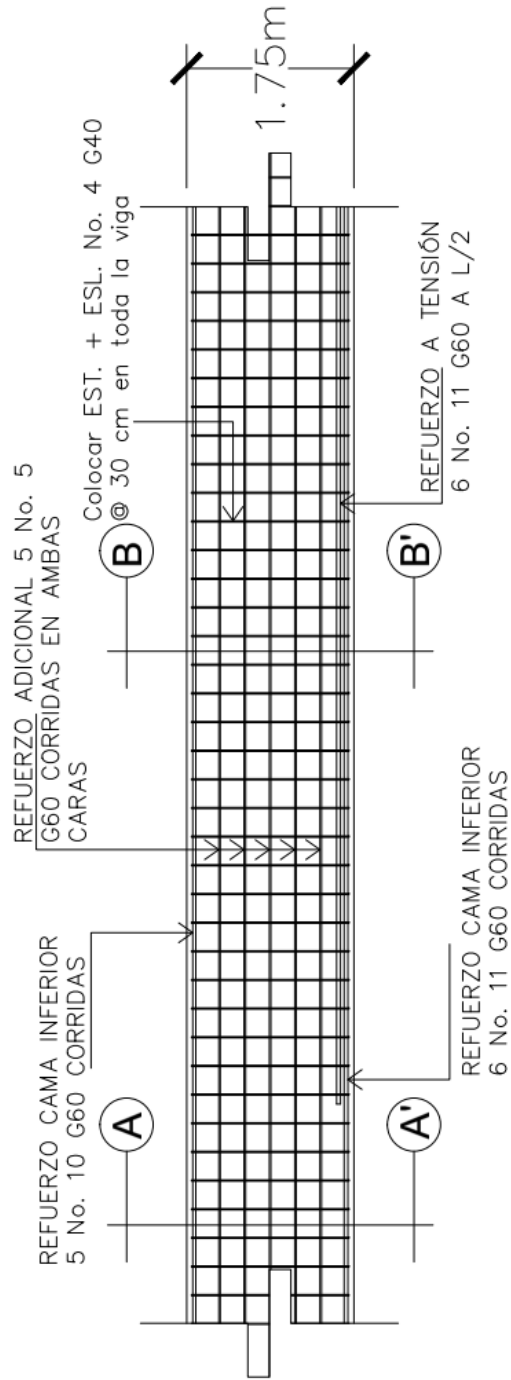
$$S_{max} = \frac{d}{2} \leq 30 \text{ cm}$$

$$S_{max} = \frac{168.26 \text{ cm}}{2} = 84.13 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$$

Utilizar $S_{max} = 30 \text{ cm}$

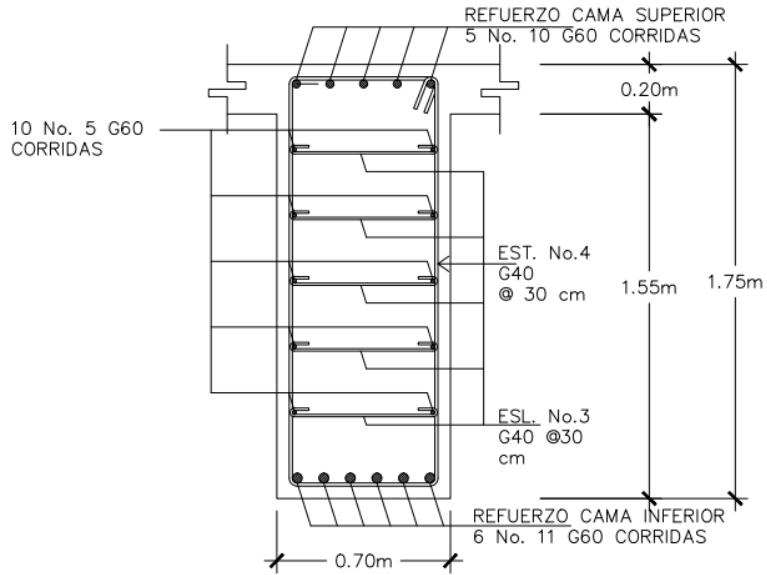
Colocar estribos No. 4 G40 @ 0.30 m, en el centro de la viga.

Figura 16. Armado longitudinal de viga



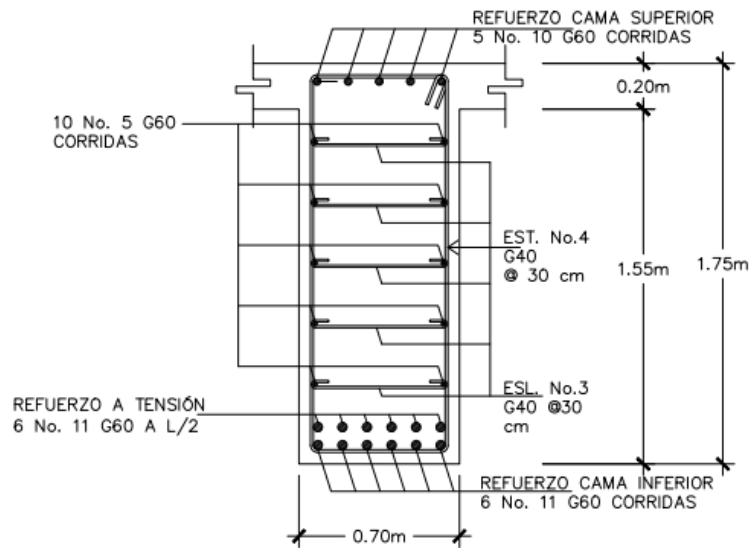
Fuente: elaboración propia

Figura 17. Armado final de viga, sección A-A'



Fuente: elaboración propia

Figura 18. Armado final de viga, sección B-B'



Fuente: elaboración propia

2.7.6. Diseño de diafragma exterior e interior

Según la sección 8.12.2. de AASHTO Standard (2002), cuando la luz de un puente es mayor a 40 pie (12.20 m) debe colocarse un diafragma en el punto donde el momento es máximo.

Para este caso se diseñaron diagramas interiores y exteriores.

2.7.6.1. Separación

La luz del puente es de 25 m; los diafragmas exteriores se encuentran en los extremos de las vigas principales y los diafragmas interiores distan de ellos 8.33 m.

2.7.6.2. Dimensionamiento

Diafragma exterior

$$H_{DE} = \frac{1}{2} H_V$$

Donde:

H_{DE} = altura del diafragma exterior

H_V = altura de viga (m)

$$H_{DE} = \frac{1}{2} (1.75m) = 0.88 m$$

$$b_{DE} = \frac{H_{DE}}{3.5}$$

Donde:

H_{DE} = altura del diafragma exterior (m)

b_{DE} = base de diafragma exterior (m)

$$b_{DE} = \frac{0.88 \text{ m}}{3.5} = 0.25 \text{ m}$$

$$\text{Usar } b_{DE} = 0.30 \text{ m}$$

Diafragma interior

$$H_{DI} = \frac{3}{4} H_V$$

Donde:

H_{DI} = altura del diafragma interior

H_V = altura de viga (m)

$$H_{DI} = \frac{3}{4} (1.75 \text{ m}) = 1.31 \text{ m}$$

$$b_{DI} = \frac{H_{DI}}{3.5}$$

Donde:

H_{DI} = altura del diafragma interior (m)

b_{DI} = base de diafragma interior (m)

$$b_{DI} = \frac{1.31 \text{ m}}{3.5} = 0.37 \text{ m}$$

$$\text{Usar } b_{DI} = 0.40 \text{ m}$$

2.7.6.3. Cálculo de acero de refuerzo

Tanto el diafragma interior como el exterior serán reforzados con el acero mínimo permitido por el código ACI, ecuación 9.6.1.2 (b).

Diafragma exterior

$$As(min) = \frac{14 * b * d}{Fy}$$

Donde:

$$d = \text{peralte efectivo del diafragma (cm)} = H_{DE} - rec - \phi/2$$

$$\phi = \text{diámetro de varilla No. 6} = 1.905 \text{ cm}$$

$$d = 88 \text{ cm} - 5 \text{ cm} - 1.905 \text{ cm}/2 = 82.05 \text{ cm}$$

$$Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Grado 60)}$$

$$As(min) = \frac{14 * 30 * 82.05}{4200} = 8.21 \text{ cm}^2$$

Se propone utilizar varilla No. 6 grado 60, cuya área es $Av = 2.85 \text{ cm}^2$.

$$No. \text{ varillas} = \frac{As(min)}{Av}$$

$$No. \text{ varillas} = \frac{8.21 \text{ cm}^2}{2.85 \text{ cm}^2} = 2.88 \text{ varillas}$$

Colocar 3 No. 6 G60 corridas en la cama inferior y 3 No. 6 G60 corridas en la cama superior.

Por ser diafragmas de gran peralte, se recomienda reforzarlos a lo largo de sus caras laterales utilizando, al menos, 5.29 cm^2 de acero por cada metro de alto.

$$As(\text{adicional}) = 5.29 \text{ cm}^2/\text{m} * H_{DE}$$

$$As(\text{adicional}) = 5.29 \text{ cm}^2/\text{m} * 0.88 \text{ m} = 4.66 \text{ cm}^2$$

Se propone utilizar varilla No. 5 grado 60, cuya área es $A_v = 1.98 \text{ cm}^2$.

$$\text{No. varillas} = \frac{As(\text{adicional})}{A_v}$$

$$\text{No. varillas} = \frac{4.66 \text{ cm}^2}{1.98 \text{ cm}^2} = 2.35 \text{ varillas}$$

Colocar 3 No. 5 G60 corridas en cada lado del diafragma exterior

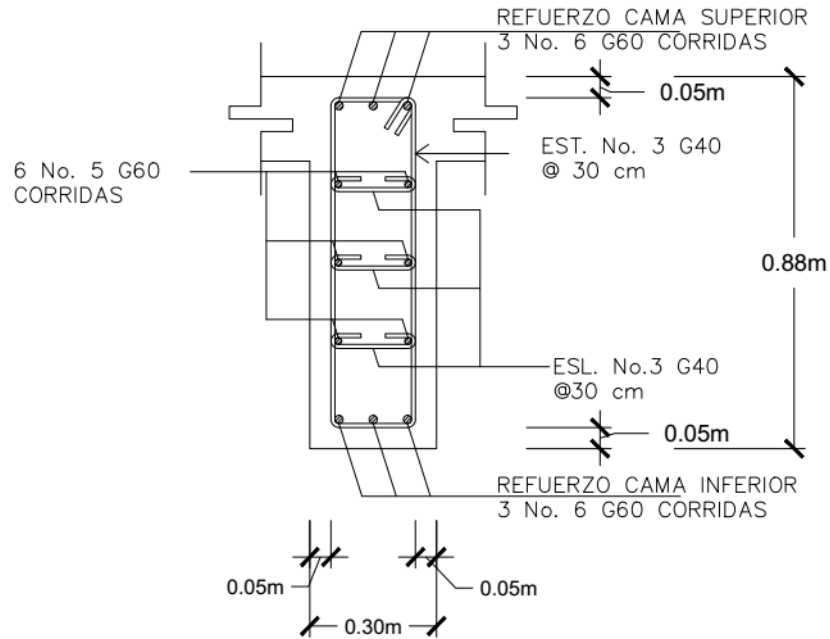
Para el diseño del refuerzo transversal, se tomará en consideración lo indicado en el ACI 318S-14, sección 21.3.4.3, que deben colocarse estribos espaciados a no más de $d/2$ en toda la longitud del elemento.

$$S = \frac{d}{2}$$

$$S = \frac{82.05 \text{ cm}}{2} = 41.02 \text{ cm}$$

Colocar estribo No. 3 G40 @ 0.30 m.

Figura 19. Armado de diafragma exterior



Fuente: elaboración propia

Diafragma interior

$$As(min) = \frac{14 * b * d}{Fy}$$

Donde:

d = peralte efectivo del diafragma (cm) = $H_{DI} - rec - \phi/2$

ϕ = diámetro de varilla No. 6 = 1.905 cm

$$d = 131 \text{ cm} - 5 \text{ cm} - 1.905 \text{ cm}/2 = 125.05 \text{ cm}$$

$$Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Grado 60)}$$

$$As(min) = \frac{14 * 40 * 125.05}{4200} = 16.67 \text{ cm}^2$$

Se propone utilizar varilla No. 7 grado 60, cuya área es $Av = 3.88 \text{ cm}^2$.

$$No. \text{ varillas} = \frac{As(min)}{Av}$$

$$No. \text{ varillas} = \frac{16.67 \text{ cm}^2}{3.88 \text{ cm}^2} = 4.30 \text{ varillas}$$

Colocar 5 No. 7 G60 corridas en la cama inferior y 5 No. 7 G60 corridas en la cama superior

Por ser diafragmas de gran peralte, se recomienda reforzarlos a lo largo de sus caras laterales utilizando, al menos, 5.29 cm^2 de acero por cada metro de alto.

$$As(adicional) = 5.29 \text{ cm}^2/m * H_{DI}$$

$$As(adicional) = 5.29 \text{ cm}^2/m * 1.31 \text{ m} = 6.93 \text{ m}^2$$

Se propone utilizar varilla No. 5 grado 60, cuya área es $Av = 1.98 \text{ cm}^2$.

$$No. \text{ varillas} = \frac{As(adicional)}{Av}$$

$$No. \text{ varillas} = \frac{6.93 \text{ cm}^2}{1.98 \text{ cm}^2} = 3.50 \text{ varillas}$$

Colocar 4 No. 5 G60 corridas en cada lado del diafragma interior

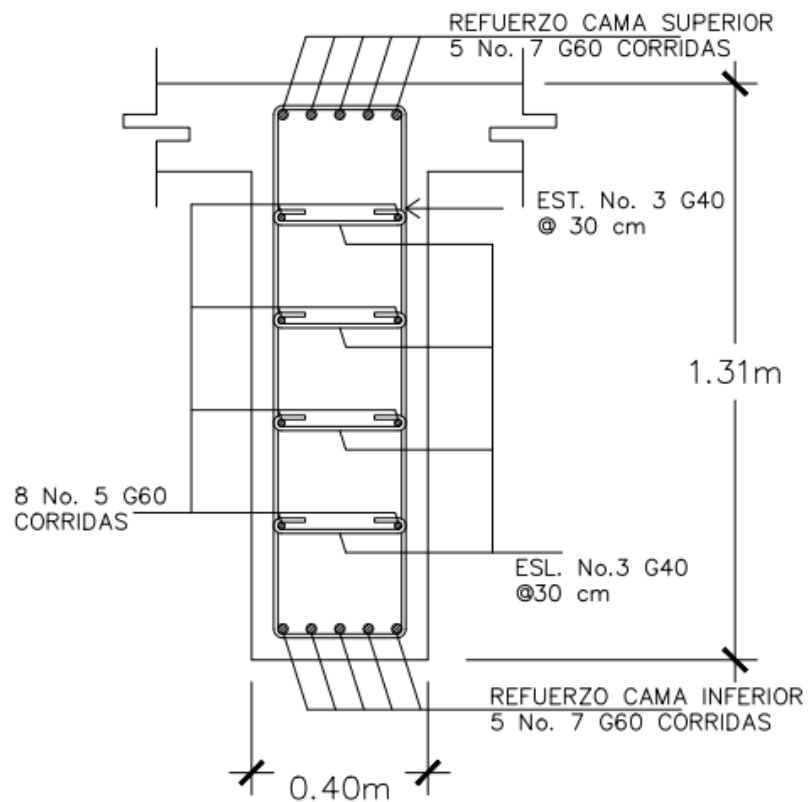
Para el diseño del refuerzo transversal, se tomará en consideración lo indicado en el ACI 318S-14, sección 21.3.4.3, que deben colocarse estribos espaciados a no más de $d/2$ en toda la longitud del elemento.

$$S = \frac{d}{2}$$

$$S = \frac{125.05 \text{ cm}}{2} = 62.53 \text{ cm}$$

Colocar estribo No. 3 G40 @ 0.30 m

Figura 20. **Armado de diafragma interior**



Fuente: elaboración propia

2.8. Diseño de subestructura

La subestructura “es el conjunto de elementos que soportan el peso de la superestructura, responsable del traslado de fuerzas al suelo” (CEPREDENAC & SIECA, 2013, p.79).

2.8.1. Diseño de cortina y viga de apoyo

2.8.1.1. Cortina

- Presión lateral

McCormac (2011)

Para fines de diseño, generalmente es satisfactorio suponer que la presión activa varía linealmente con la profundidad del relleno. En otras palabras, es como si detrás del muro hubiese un líquido (sólo en lo que respecta a la presión lateral) con un peso que puede variar de considerablemente menor que el peso del agua a uno considerablemente mayor. Estas presiones laterales supuestas suelen denominarse presiones equivalentes de líquido (p. 393).

La sección 3.20.1 de AASHTO Standard (2002) establece que las estructuras que retienen algún material de relleno, no deben ser diseñadas para un peso equivalente líquido menor a $30 \text{ lb}/\text{ft}^3$ ($481.19 \text{ kg}/\text{m}^3$) y la sección 3.20.3 de la misma normativa define una sobrecarga viva de presión ubicada a una distancia no menor de 2 ft (0.61 m) sobre la superficie de rodadura; por tanto, para

determinar el empuje total producido por el suelo se utiliza la siguiente ecuación:

$$E_T = E_S + E_{Sc}$$

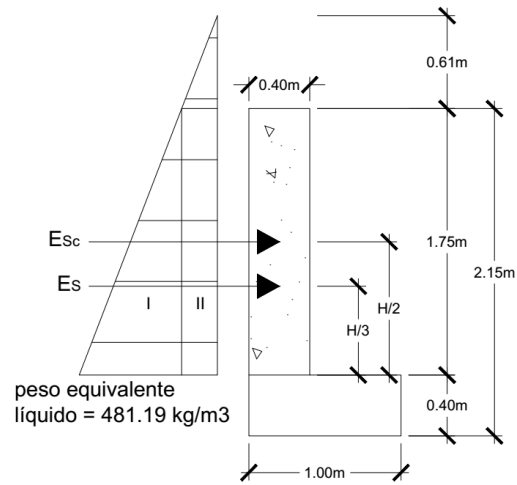
Donde:

E_T = empuje total del suelo

E_S = empuje debido al suelo

E_{Sc} = empuje debido a la sobrecarga

Figura 21. **Presión lateral del suelo**



Fuente: elaboración propia

Empuje debido al suelo

$$E_S = \frac{1}{2} * w * Hc^2$$

Donde:

E_S = empuje debido al suelo (kg/m)

$$w = \text{peso equivalente líquido} = 30 \text{ lb/pie}^3 = 481.19 \text{ kg/m}^3$$

$$H_c = \text{altura de cortina (m)} = 1.75 \text{ m}$$

$$E_s = \frac{1}{2} * 481.19 \text{ kg/m}^3 * (1.75 \text{ m})^2 = 736.82 \text{ kg/m}$$

Empuje debido a la sobrecarga

$$E_{Sc} = w * h_{sc} * H_c$$

Donde:

E_{Sc} = empuje debido a la sobrecarga

$$w = \text{peso equivalente líquido} = 30 \text{ lb/pie}^3 = 481.19 \text{ kg/m}^3$$

$$h_{sc} = \text{altura a la que actúa la sobrecarga} = 2 \text{ pie} = 0.61 \text{ m}$$

$$H_c = \text{altura de cortina} = 1.75 \text{ m}$$

$$E_{Sc} = 481.19 \text{ kg/m}^3 * 0.61 \text{ m} * 1.75 \text{ m} = 513.67 \text{ kg/m}$$

El empuje total del suelo es:

$$E_T = 736.82 \text{ kg/m} + 513.67 \text{ kg/m} = 1250.49 \text{ kg/m}$$

Momento actuante total del suelo

$$M_{ET} = M_{Es} + M_{Esc}$$

Donde:

M_{ET} = momento actuante total del suelo

M_{E_S} = momento debido al suelo

$M_{E_{Sc}}$ = momento debido a la sobrecarga

Momento debido al suelo

$$M_{E_S} = \frac{1}{3} * Hc * E_S$$

$$M_{E_S} = \frac{1}{3} * 1.75m * 736.82 \frac{kg}{m} = 429.81 \frac{kg - m}{m}$$

Momento debido a la sobrecarga

$$M_{E_{Sc}} = \frac{1}{2} * Hc * E_{Sc}$$

$$M_{E_{Sc}} = \frac{1}{2} * 1.75m * 513.67 \frac{kg}{m} = 449.46 \frac{kg - m}{m}$$

El momento actuante total del suelo es el siguiente:

$$M_{E_T} = 429.81 + 449.46 = 879.27 \frac{kg - m}{m}$$

Tabla 8. **Empuje y momento actuante sobre la cortina**

Sección	Empuje ($\frac{kg}{m}$)	Momento actuante ($\frac{kg-m}{m}$)
I	736.82	429.81
II	513.67	449.46
Total	1250.49	879.27

Fuente: elaboración propia

- Fuerza longitudinal

Según la norma AASHTO Standard (2002), sección 3.9, la fuerza longitudinal será igual al 5% de la carga viva, asumiendo que su centro de gravedad está localizado a 6 pie (1.83 m) arriba de la carpeta de rodadura.

$$FL = \frac{5\%P}{Hc}$$

Donde:

FL = Fuerza longitudinal

P = cargas de rueda de diseño (kg) = 7280 kg

Hc = altura de cortina = 1.75 m

$$FL = \frac{0.05 * 7280 \text{ kg}}{1.75\text{m}} = 208 \text{ kg/m}$$

Momento de fuerza longitudinal

$$M_{FL} = FL * (Hc + 1.83\text{m})$$

$$M_{FL} = 208 \text{ kg/m} * (1.75\text{m} + 1.83\text{m}) = 744.64 \frac{\text{kg} - \text{m}}{\text{m}}$$

- Fuerza de sismo

$$EQ = 12\%w_c$$

Donde:

EQ = fuerza de sismo

w_c = peso distribuido de la cortina

$$w_c = 2400 \frac{kg}{m^3} * 0.40m * 1.75m = 1680 \frac{kg}{m}$$

$$EQ = 0.12 * 1680 \frac{kg}{m} = 201.6 \frac{kg}{m}$$

Momento de sismo

$$M_{EQ} = EQ * \frac{Hc}{2}$$

$$M_{EQ} = 201.6 \frac{kg}{m} * \frac{1.75m}{2} = 176.40 \frac{kg - m}{m}$$

- Cálculo de momento por grupos

En la sección 3.22.1 de las normas AASHTO Standard (2002) se encuentran diferentes grupos de combinaciones de cargas para condiciones de servicio y de factores de diseño a las que puede estar sujeta una estructura; para este caso en particular, se analizarán los grupos III, VI y VII de factores de diseño de carga, tomando como resultado el grupo que genere mayor momento.

$$\text{Grupo (III)} = 1.3(1.3M_{ET} + M_{FL})$$

$$\text{Grupo (III)} = 1.3(1.3 * 879.27 + 744.64) = 2454.00 \frac{kg - m}{m}$$

$$\text{Grupo (VI)} = 1.25(1.3M_{ET} + M_{FL})$$

$$\text{Grupo (VI)} = 1.25(1.3 * 879.27 + 744.64) = 2359.61 \frac{kg - m}{m}$$

$$\text{Grupo (VII)} = 1.3(1.3M_{ET} + M_{EQ})$$

$$\text{Grupo (VII)} = 1.3(1.3 * 879.27 + 176.40) = 1715.29 \frac{kg - m}{m}$$

El momento de diseño es entonces el obtenido por el grupo (III)

$$2454.00 \frac{kg - m}{m}$$

Para el cálculo del área de acero vertical se utiliza la fórmula siguiente:

$$As(req) = \frac{0.85f'c}{Fy} \left(bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_U * b}{0.003825 * f'c}} \right)$$

Donde:

$As(req)$ = área de acero requerido (cm²)

M_U = momento último de diseño $\frac{kg-m}{m} = 2454.00 \frac{kg-m}{m}$

$f'c$ = esfuerzo máximo de compresión del concreto = 280 kg/cm²

Fy = esfuerzo de fluencia del acero = 4200 kg/cm² (grado 60)

b = base de la cortina (cm) = 100 cm

d = peralte efectivo de la cortina (cm) = $t - rec - \phi/2$

ϕ = diámetro de varilla No. 4 = 1.27 cm

rec = recubrimiento = 7.5 cm

$$d = 40 \text{ cm} - 7.5 \text{ cm} - 1.27 \text{ cm}/2 = 31.87 \text{ cm}$$

$$As(req) = \frac{0.85 * 280}{4200} \left(100 * 31.87 - \sqrt{(100 * 31.87)^2 - \frac{2454.00 * 100}{0.003825 * 280}} \right)$$

$$= 2.05 \text{ cm}^2$$

La ecuación 9.6.1.2 (b) del ACI 318S-14 (2014) establece que el acero mínimo debe ser el siguiente:

$$As(min) = \frac{14 * b * d}{Fy}$$

$$As(min) = \frac{14 * 100 * 31.87}{4200} = 10.62 \text{ cm}^2$$

El área de acero máximo es la siguiente:

$$As(max) = 0.5\rho_b * b * d$$

$$\rho_b = \frac{\beta_1 * 0.003 * Es * 0.85 * f'c}{Fy(Fy + 0.003Es)}$$

Donde:

ρ_b = cuantía de acero balanceada (adimensional)

β_1 = la tabla 22.2.2.4.3 del ACI 318S-14 (2014) establece que si $f'c \leq 281 \text{ kg/cm}^2$ el

valor de β_1 será de 0.85

Es = módulo de elasticidad = $2.039 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

$f'c$ = esfuerzo máximo de compresión del concreto = 280 kg/cm^2

Fy = esfuerzo de fluencia del acero = 4200 kg/cm^2 (grado 60)

$$\rho_b = \frac{0.85 * 0.003 * 2.039 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 * 0.85 * 280 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2 (4200 \text{ kg/cm}^2 + 0.003 * 2.039 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2)} = 0.0286$$

$$As(max) = 0.50 * 0.0286 * 100 * 31.87 = 45.57 \text{ cm}^2$$

Análisis del área de acero

$$As(req) = 2.05 \text{ cm}^2$$

$$As(min) = 10.62 \text{ cm}^2$$

$$As(max) = 45.57 \text{ cm}^2$$

$$As(min) < As(req) < As(max)$$

$$10.62 \text{ cm}^2 \nlessgtr 2.05 \text{ cm}^2 < 45.57 \text{ cm}^2$$

Como $As(min) > As(req)$, se recomienda colocar el área de acero mínima.

$$As = 10.62 \text{ cm}^2$$

Se propone utilizar varilla No. 5 grado 60, cuya área es $Av = 1.98 \text{ cm}^2$.

$$No. \text{ varillas} = \frac{As(cama \text{ inferior})}{Av}$$

$$No. \text{ varillas} = \frac{10.62 \text{ cm}^2}{1.98 \text{ cm}^2} = 5.36 \text{ varillas} \approx 6 \text{ varillas}$$

Espaciamiento

$$S = \frac{100 \text{ cm}}{6 \text{ varillas}} = 16 \text{ cm}$$

Colocar No. 6 G60 @ 0.16 m en ambas camas.

El área de acero horizontal requerido es por temperatura. Según la ecuación 24.4.3.2 del ACI, la cuantía mínima de refuerzo por temperatura para valores de $f_y \geq 4200 \text{ kg/cm}^2$ debe ser:

$$\rho_{min} = \frac{0.018 * 4200}{F_y}$$

$$\rho_{min} = \frac{0.0018 * 4200}{4200} = 0.018$$

$$A_s(temp) = 0.0018 * H_c * d$$

$$A_s(temp) = 0.0018 * 175 \text{ cm} * 31.87 \text{ cm} = 10.04 \text{ cm}^2$$

Se propone utilizar varilla No. 4 grado 60, cuya área es $A_v = 1.27 \text{ cm}^2$.

$$No. \text{ varillas} = \frac{A_s(temp)}{A_v}$$

$$No. \text{ varillas} = \frac{10.04 \text{ cm}^2}{1.27 \text{ cm}^2} = 7.90 \text{ varillas} \approx 8 \text{ varillas}$$

Espaciamiento

$$S = \frac{175 \text{ cm}}{8 \text{ varillas}} = 22 \text{ cm}$$

Colocar No. 4 G60 @ 0.22 m.

Revisión por cortante

$$\text{Grupo (III)} = 1.3(1.3E_T + FL)$$

$$\text{Grupo (III)} = 1.3 \left(1.3 * 1250.49 \text{ kg/m} + 208 \text{ kg/m} \right) = 2383.73 \text{ kg/m}$$

$$\text{Grupo (VI)} = 1.25(1.3E_T + FL)$$

$$\text{Grupo (VI)} = 1.25 \left(1.3 * 1250.49 \text{ kg/m} + 208 \text{ kg/m} \right) = 2292.05 \text{ kg/m}$$

$$\text{Grupo (VII)} = 1.3(1.3E_T + EQ)$$

$$\text{Grupo (VII)} = 1.3 \left(1.3 * 1250.49 \text{ kg/m} + 201.6 \text{ kg/m} \right) = 2375.41 \text{ kg/m}$$

El cortante de diseño es entonces el obtenido por el grupo (III): $V_U = 2383.73 \text{ kg/m} * 1.75 \text{ m} = 4171.53 \text{ kg}$

Cortante que resiste el concreto

La fuerza cortante que resiste el concreto se determina mediante la ecuación 22.5.5.1 del ACI 318S-14.

$$V_{cr} = 0.53\lambda bd\sqrt{f'c}$$

Donde:

V_{cr} = fuerza cortante resistente del concreto (kg)

λ = factor de reducción por peso de los agregados del concreto = 1

b_v = base de la viga (cm) = 100 cm

d = peralte efectivo de la viga (cm) = 31.87 cm

$f'c$ = esfuerzo máximo de compresión del concreto = 280 kg/cm²

$$V_{cr} = 0.53 * 1 * 100 \text{ cm} * 31.87 \text{ cm} \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2} = 28264.22 \text{ kg}$$

$$\phi V_{cr} = 0.75 * 28264.22 \text{ kg} = 78,342.08 \text{ kg}$$

Como $\phi V_{cr} > V_U$, el concreto resiste las fuerzas cortantes que actúan sobre el elemento estructural, por lo que no se necesita refuerzo a corte.

2.8.1.2. Viga de apoyo

La viga de apoyo se coloca a lo largo del estribo, por lo que no sufre flexión alguna, solamente aplastamiento; por esa razón se reforzará con el acero mínimo.

La ecuación 9.6.1.2 (b) del ACI 318S-14 (2014) establece que el acero mínimo debe ser el siguiente:

$$As(min) = \frac{14 * b * d}{Fy}$$

Donde:

$As(min)$ = área de acero mínimo (cm²)

F_y = esfuerzo de fluencia del acero = 4200 kg/cm^2 (grado 60)

b = base de la viga de apoyo (cm) = 100 cm

d = peralte efectivo de la viga de apoyo (cm) = $t - rec - \phi/2$

ϕ = diámetro de No. 4 = 1.27 cm

rec = recubrimiento = 7.5 cm

$$d = 40 \text{ cm} - 7.5 \text{ cm} - 1.27 \text{ cm}/2 = 31.87 \text{ cm}$$

$$A_s(\text{min}) = \frac{14 * 100 * 31.87}{4200} = 10.62 \text{ cm}^2$$

Se propone utilizar varilla No. 4 grado 60, cuya área es $A_v = 1.27 \text{ cm}^2$.

$$\text{No. varillas} = \frac{A_s(\text{min})}{A_v}$$

$$\text{No. varillas} = \frac{10.62 \text{ cm}^2}{1.27 \text{ cm}^2} = 8.36 \text{ varillas}$$

Colocar 5 No. 4 G60 corridas en cada cama

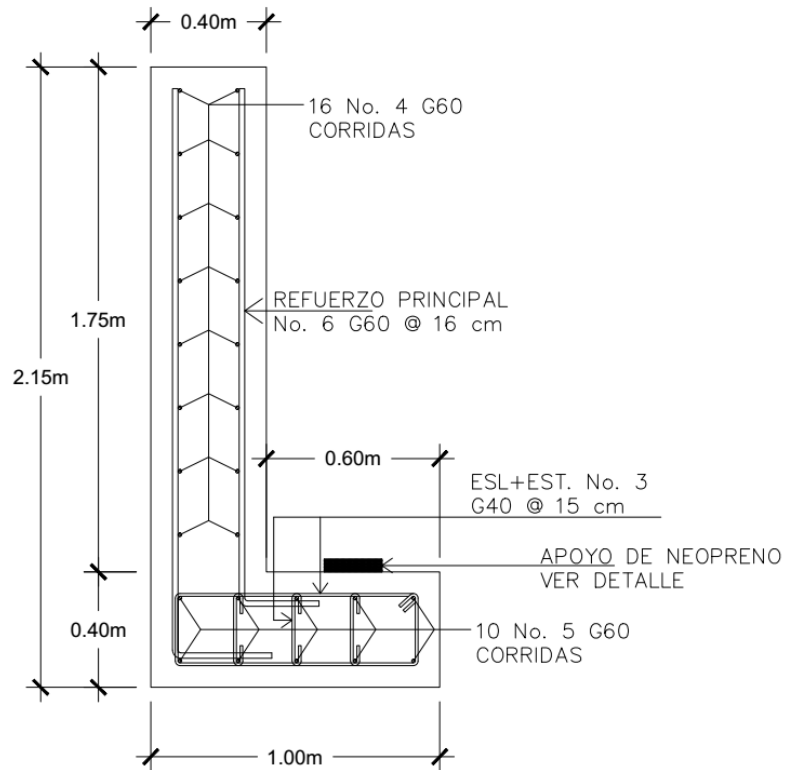
Para el diseño del refuerzo transversal, se tomará en consideración lo indicado en el ACI 318S-14, sección 21.3.4.3, que deben colocarse estribos espaciados a no más de $d/2$ en toda la longitud del elemento.

$$S = \frac{d}{2}$$

$$S = \frac{31.87 \text{ cm}}{2} = 15.94 \text{ cm}$$

Colocar estribo No. 3 G40 @ 0.15 m.

Figura 22. Armado de cortina y viga de apoyo



Fuente: elaboración propia

2.8.2. Diseño de estribos

Los estribos “tienen la función de soportar los extremos de las vigas de la superestructura y simultáneamente retener el relleno de acceso al puente” (CEPREDENAC & SIECA, 2013, p.79).

Para garantizar que los estribos resistirán las cargas que les serán aplicadas, se deben realizar los chequeos correspondientes

Chequeo contra volteo

$$F_{sV} = \frac{Mr}{Ma} > 2$$

Donde:

F_{sV} = factor de seguridad contra volteo

Mr = momento resistente total

Ma = momento actuante total

Chequeo contra deslizamiento

$$F_{sD} = 0.5 * \frac{(\sum V)}{E_T} > 1.5$$

Donde:

F_{sD} = factor de seguridad contra deslizamiento

$\sum V$ = carga vertical total

E_T = empuje total del suelo

Chequeo contra presiones máximas y mínimas

$$q_{min} = \frac{\sum V}{B_{cim}} \left(1 - \frac{6e}{B_{cim}} \right) > 0$$

$$q_{max} = \frac{\sum V}{B_{cim}} \left(1 + \frac{6e}{B_{cim}} \right) < q_a$$

Donde:

q_{max}^{min} = presiones máximas y mínimas

$\sum V$ = carga vertical total

B_{cim} = Ancho de cimentación

e = excentricidad

q_a = capacidad de carga admisible del suelo

$$e = \frac{B_{cim}}{2} - \frac{M_{NETO}}{\sum V}$$

Donde:

M_{NETO} = momento neto = $Mr - Ma$

Para calcular el momento actuante se utiliza la fórmula siguiente:

$$MaT = M_{E_S} + M_{E_{Sc}}$$

Donde:

MaT = momento actuante total del suelo

M_{E_S} = momento debido al suelo

$M_{E_{Sc}}$ = momento debido a la sobrecarga

En la sección 2.8.1.1. se estableció que las estructuras que retienen algún material de relleno serán diseñadas con un peso equivalente líquido de $30 \text{ lb}/\text{ft}^3$ ($481.19 \text{ kg}/\text{m}^3$) y una sobrecarga viva ubicada a una distancia no menor de 2 ft (0.61 m) sobre la superficie de rodadura.

El empuje total producido por el suelo se determina con la siguiente expresión

$$E_T = E_S + E_{SC}$$

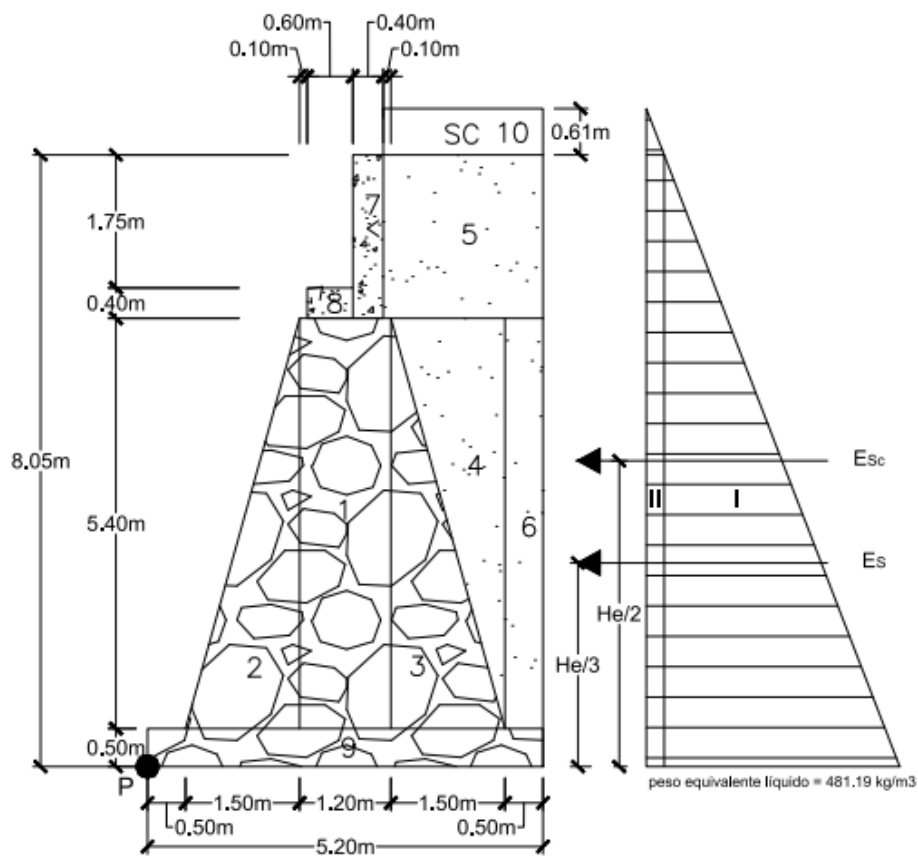
Donde:

E_T = empuje total del suelo

E_S = empuje debido al suelo

E_{Sc} = empuje debido a la sobrecarga

Figura 23. **Presión lateral del suelo y geometría del estribo**



Fuente: elaboración propia

Empuje debido al suelo

$$E_S = \frac{1}{2} * w * He^2$$

Donde:

E_S = empuje debido al suelo (kg/m)

w = peso equivalente líquido = $30 \text{ lb}/\text{pie}^3 = 481.19 \text{ kg}/\text{m}^3$

H_e = altura de estribo (m)

$$E_S = \frac{1}{2} * 481.19 \text{ kg}/\text{m}^3 * (8.05 \text{ m})^2 = 15591.16 \text{ kg}/\text{m}$$

Empuje debido a la sobrecarga

$$E_{Sc} = w * h_{sc} * H_e$$

Donde:

E_{Sc} = empuje debido a la sobrecarga

w = peso equivalente líquido = $30 \text{ lb}/\text{pie}^3 = 481.19 \text{ kg}/\text{m}^3$

h_{sc} = altura a la que actúa la sobrecarga = $2 \text{ ft} = 0.61 \text{ m}$

H_e = altura de estribo

$$E_{Sc} = 481.19 \text{ kg}/\text{m}^3 * 0.61 \text{ m} * 8.05 \text{ m} = 2362.88 \text{ kg}/\text{m}$$

El empuje total del suelo es:

$$E_T = 15591.16 \text{ kg}/\text{m} + 2362.88 \text{ kg}/\text{m} = 17954.04 \text{ kg}/\text{m}$$

Momento debido al suelo

$$E_S = \frac{1}{3} * H_e * E_S$$

$$M_{E_S} = \frac{1}{3} * 8.05 \text{ m} * 15591.16 \text{ kg/m} = 41836.27 \frac{\text{kg} - \text{m}}{\text{m}}$$

Momento debido a la sobrecarga

$$M_{E_{Sc}} = \frac{1}{2} * He * E_{Sc}$$

$$M_{E_{Sc}} = \frac{1}{2} * 8.05 \text{ m} * 2362.88 \text{ kg/m} = 9510.61 \frac{\text{kg} - \text{m}}{\text{m}}$$

Por tanto, el momento actuante total del suelo es:

$$MaT = 41836.27 + 9510.61 = 51346.88 \frac{\text{kg} - \text{m}}{\text{m}}$$

Tabla 9. Empuje y momento actuante

Sección	Empuje (kg/m)	Brazo de momento (m)	Momento actuante ($\frac{\text{kg-m}}{\text{m}}$)
I	15591.16	2.683	41836.27
II	2362.88	4.025	9510.61
E_T	17954.04	MaT	51346.88

Fuente: elaboración propia

El momento resistente lo proporciona la estructura y el relleno.

Tabla 10. **Momento resistente**

Sección	Área (m²)	Peso específico (kg/m³)	Peso (kg/m)	Brazo de momento (m)	Momento resistente ($\frac{kg-m}{m}$)
1	6.480	2200	14256	2.60	37065.60
2	4.050	2200	8910	1.50	13365.00
3	4.050	2200	8910	3.70	32967.00
4	4.050	1500	6075	4.20	25515.00
5	4.515	1500	6772.5	4.15	28105.88
6	2.700	1500	4050	4.95	20047.50
7	0.860	2400	2064	2.90	5985.60
8	0.240	2400	576	2.40	1382.40
9	2.600	2200	5720	2.60	14872.00
10	1.281	1500	1921.5	4.15	7974.23
		$\sum v_1 =$	59255.00	Mr₁	187280.20

Fuente: elaboración propia

El brazo de momento corresponde a la distancia que existe, en sentido horizontal, desde la punta del estribo (P) hasta el centroide de la sección analizada.

2.8.2.1. Revisión del muro sin superestructura

Chequeo contra volteo

$$FsV = \frac{Mr}{Ma} > 2$$

$$FsV = \frac{187280.20 \frac{kg - m}{m}}{51346.88 \frac{kg - m}{m}} = 3.65 > 2$$

Chequeo contra deslizamiento

$$FsD = 0.5 * \frac{(\sum V_1)}{E_T} > 1.5$$

$$FsD = 0.5 * \frac{59255.00 \frac{kg}{m}}{17954.04 \frac{kg}{m}} = 1.65 > 1.5$$

Chequeo contra presiones máximas y mínimas

$$q_{min} = \frac{\sum V}{B_{cim}} \left(1 - \frac{6e}{B_{cim}}\right) > 0$$

$$q_{max} = \frac{\sum V}{B_{cim}} \left(1 + \frac{6e}{B_{cim}}\right) < q_a$$

$$e = \frac{B_{cim}}{2} - \frac{M_{NETO}}{\sum V_1}$$

$$e = \frac{5.20m}{2} - \frac{187280.20 \frac{kg - m}{m} - 51346.88 \frac{kg - m}{m}}{59255.00 \frac{kg}{m}} = 0.31 m$$

$$q_{max} = \frac{59255.00 \frac{kg}{m}}{5.20 m} \left(1 + \frac{6 * 0.31 m}{5.20 m}\right) = 15471.16 \frac{kg}{m^2} < 83,330 \frac{kg}{m^2}$$

$$q_{min} = \frac{59255.00 \frac{kg}{m}}{5.20 m} \left(1 - \frac{6 * 0.31 m}{5.20 m}\right) = 7319.22 \frac{kg}{m^2} > 0$$

2.8.2.2. Revisión del muro con superestructura y carga viva

Esta revisión se realiza para verificar que el muro resista al agregarle el peso de la estructura que debe soportar.

Integración de cargas

La carga viva es:

$$W_{CV} = 32727.27 \text{ kg}$$

En la sección 2.7.5.2. se obtuvo las cargas distribuidas de los elementos que conforman la superestructura, por lo que las cargas muertas que afectan al estribo son como se muestran a continuación:

$$W_{(losa+banqueta)} = 1250.88 \text{ kg/m} * 25 \text{ m} = 31272 \text{ kg}$$

$$W_{pavimento} = 198 \text{ kg/m} * 25 \text{ m} = 4950 \text{ kg}$$

$$W_{pasamanos} = 52.8 \text{ kg/m} * 25 \text{ m} * 2 = 2640 \text{ kg}$$

$$W_{viga} = 2604 \text{ kg/m} * 25 \text{ m} * 2 = 130200 \text{ kg}$$

$$W_{DE} = 0.88 \text{ m} * 0.30 \text{ m} * 1.80 \text{ m} * 2400 \text{ kg/m}^3 * 2 = 2280.96 \text{ kg}$$

$$W_{DI} = 2263.68 \text{ kg} * 2 = 4527.36 \text{ kg}$$

$$W_{CMSP} = W_{(losa+banqueta)} + W_{pavimento} + W_{pasamanos} + W_{viga} + W_{DE} + W_{DI}$$

Donde:

W_{CMSP} = Carga muerta total de superestructura

$W_{(losa+banqueta)}$ = peso de losa y banqueteta

$W_{pavimento}$ = peso de pavimento

$W_{pasamanos}$ = peso de pasamanos

W_{viga} = peso de viga

W_{DE} = peso de diafragma exterior

W_{DI} = peso de diafragma interior

$$W_{CMSP} = 31272 \text{ kg} + 4950 \text{ kg} + 2640 \text{ kg} + 130200 \text{ kg} + 2280.96 \text{ kg} \\ + 4527.36 \text{ kg} = 175870.32 \text{ kg}$$

La carga muerta de subestructura es:

$$W_{cortina} = 0.40 \text{ m} * 1.75 \text{ m} * 5.50 \text{ m} * 2400 \text{ kg/m}^3 = 9240 \text{ kg}$$

$$W_{viga \text{ de apoyo}} = 0.40 \text{ m} * 1.00 \text{ m} * 5.50 \text{ m} * 2400 \text{ kg/m}^3 = 5280 \text{ kg}$$

$$W_{CMSB} = W_{cortina} + W_{viga \text{ de apoyo}}$$

Donde:

W_{CMSB} = Carga muerta total de subestructura

$W_{cortina}$ = peso de cortina

$W_{viga \text{ de apoyo}}$ = peso de viga de apoyo

$$W_{CMSB} = 9240 \text{ kg} + 5280 \text{ kg} = 14520 \text{ kg}$$

Por tanto, la carga total es:

$$W_T = \frac{\frac{W_{CV} + W_{CMSP}}{2} + W_{CMSB}}{Lestribo}$$

$$W_T = \frac{\frac{32727.27 \text{ kg} + 175870.32 \text{ kg}}{2} + 14520 \text{ kg}}{5.5 \text{ m}} = 21603.42 \text{ kg/m}$$

El momento resistente total lo produce el relleno, el muro y la estructura del puente.

$$M_{r_T} = M_{r_1} + M_{r_2}$$

Donde:

M_{r_T} = momento resistente total

M_{r_1} = momento resistente del muro y relleno

M_{r_2} = momento resistente de la estructura del puente

Tabla 11. **Momento resistente del muro con superestructura**

Sección	Peso (kg/m)	Brazo de momento (m)	Momento resistente ($\frac{kg-m}{m}$)
Muro y relleno	59255.00	-	187280.20
Superestructura	21603.42	2.6	56168.89
$\sum V_2 =$	80858.42	M_{r_T}	243449.09

Fuente: elaboración propia

Chequeo contra volteo

$$FsV = \frac{M_{rT}}{MaT} > 2$$

$$FsV = \frac{243449.09 \frac{kg-m}{m}}{51346.88 \frac{kg-m}{m}} = 4.74 > 2$$

Chequeo contra deslizamiento

$$FsD = 0.5 * \frac{(\sum V_2)}{E_T} > 1.5$$

$$FsD = 0.5 * \frac{80858.42 \frac{kg}{m}}{17954.04 \frac{kg}{m}} = 2.25 > 1.5$$

Chequeo contra presiones máximas y mínimas

$$q_{min} = \frac{\sum V}{B_{cim}} \left(1 - \frac{6e}{B_{cim}}\right) > 0$$

$$q_{max} = \frac{\sum V}{B_{cim}} \left(1 + \frac{6e}{B_{cim}}\right) < q_a$$

$$e = \frac{B_{cim}}{2} - \frac{M_{NETO}}{\sum V_2}$$

$$e = \frac{5.20m}{2} - \frac{243449.09 \frac{kg-m}{m} - 51346.88 \frac{kg-m}{m}}{80858.42 \frac{kg}{m}} = 0.22 m$$

$$q_{max} = \frac{80858.42 \text{ kg/m}}{5.20 \text{ m}} \left(1 + \frac{6 * 0.22 \text{ m}}{5.20 \text{ m}}\right) = 19496.93 \text{ kg/m}^2 < 83,330 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{min} = \frac{80858.42 \text{ kg/m}}{5.20 \text{ m}} \left(1 - \frac{6 * 0.22 \text{ m}}{5.20 \text{ m}}\right) = 11602.47 \text{ kg/m}^2 > 0$$

2.8.2.3. Revisión del muro con sismo sin carga viva

En esta revisión solamente se incluye la carga muerta de la superestructura, el relleno y el muro.

La carga muerta es:

$$W_{CM} = \frac{\frac{W_{CMSP}}{2} + W_{CMSB}}{\text{Lestribo}}$$

$$W_{CM} = \frac{\frac{175870.32 \text{ kg}}{2} + 14520 \text{ kg}}{5.5 \text{ m}} = 18628.21 \text{ kg/m}$$

El momento resistente total lo produce el relleno, el muro y la carga muerta de la estructura del puente.

$$M_{rT} = M_{r1} + M_{r3}$$

Donde:

M_{rT} = momento resistente total

M_{r1} = momento resistente del muro y relleno

M_{r3} = momento resistente de la carga muerta de la estructura del puente

Tabla 12. **Momento resistente del muro con carga muerta de superestructura**

Sección	Peso (kg/m)	Brazo de momento (m)	Momento resistente ($\frac{kg-m}{m}$)
Muro y relleno	59255.00	-	187280.20
Superestructura	18628.21	2.6	48433.35
$\sum V_3$	77883.21	M_{rT}	235713.55

Fuente: elaboración propia

Para la fuerza horizontal se considera un aumento del empuje total en un 8%; así como una carga equivalente al 8% de la carga vertical total.

$$FH = 1.08 * E_T + 0.08 \sum V_3$$

Donde:

FH = fuerza horizontal

E_T = empuje total

$\sum V_3$ = carga vertical total

$$FH = 1.08 * 17954.04 \text{ kg/m} + 0.08 * 77883.21 \text{ kg/m} = 25621.02 \text{ kg/m}$$

El momento actuante de sismo total se calcula con la siguiente ecuación:

$$M_{EQT} = MaT + M_{EQ} + M_{CM}$$

Donde:

M_{EQT} = momento actuante de sismo total

MaT = momento actuante total del suelo

M_{EQ} = momento actuante de sismo del muro

M_{CMS} = momento actuante de sismo de la superestructura

Tabla 13. **Momento actuante de sismo del muro**

Sección	Área (m^2)	Peso específico (kg/m^3)	Peso (kg/m)	Brazo de momento (m)	Momento ($\frac{kg-m}{m}$)	Momento de sismo ($\frac{kg-m}{m}$)	
1	6.480	2200.00	14256.00	3.200	45619.20	3649.54	
2	4.050	2200.00	8910.00	2.300	20493.00	1639.44	
3	4.050	2200.00	8910.00	2.300	20493.00	1639.44	
4	4.050	1500.00	6075.00	4.100	24907.50	1992.60	
5	4.515	1500.00	6772.50	6.975	47238.19	3779.06	
6	2.700	1500.00	4050.00	3.200	12960.00	1036.80	
7	0.860	2400.00	2064.00	6.975	14396.40	1151.71	
8	0.240	2400.00	576.00	6.100	3513.60	281.09	
9	2.600	2200.00	5720.00	0.250	1430.00	114.40	
10	1.281	1500.00	1921.50	8.355	16054.13	1284.33	
			$\sum V_4 =$	59255.00		M_{EQ}	16568.40

Fuente: elaboración propia

El brazo de momento corresponde a la distancia que existe, en sentido vertical, desde la punta del estribo (P) hasta el centroide de la sección analizada.

$$M_{CM} = 0.08 * \text{brazo de momento} * W_{CM}$$

$$M_{CM} = 0.08 * 6.30 \text{ m} * 18628.21 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 9388.62 \frac{\text{kg} - \text{m}}{\text{m}}$$

$$\begin{aligned} M_{EQT} &= 51346.88 \frac{\text{kg} - \text{m}}{\text{m}} + 16568.40 \frac{\text{kg} - \text{m}}{\text{m}} + 9388.62 \frac{\text{kg} - \text{m}}{\text{m}} \\ &= 77303.9 \frac{\text{kg} - \text{m}}{\text{m}} \end{aligned}$$

Chequeo contra volteo

$$FsV = \frac{M_{rT}}{MaT} > 2$$

$$FsV = \frac{235713.55 \frac{\text{kg} - \text{m}}{\text{m}}}{77303.9 \frac{\text{kg} - \text{m}}{\text{m}}} = 3.05 > 2$$

Chequeo contra deslizamiento

$$FsD = 0.5 * \frac{(\sum V_3)}{FH} > 1.5$$

$$FsD = 0.5 * \frac{77883.21 \frac{\text{kg}}{\text{m}}}{25621.02 \frac{\text{kg}}{\text{m}}} = 1.52 > 1.5$$

Chequeo contra presiones máximas y mínimas

$$q_{min} = \frac{\sum V}{B_{im}} \left(1 - \frac{6e}{B_{cim}} \right) > 0$$

$$q_{max} = \frac{\Sigma V}{B_{cim}} \left(1 + \frac{6e}{B_{cim}} \right) < q_a$$

$$e = \frac{B_{cim}}{2} - \frac{M_{NETO}}{\Sigma V_3}$$

$$e = \frac{5.20m}{2} - \frac{235713.55 \frac{kg-m}{m} - 77303.9 \frac{kg-m}{m}}{77883.21 \frac{kg}{m}} = 0.57 m$$

$$q_{max} = \frac{77883.21 \frac{kg}{m}}{5.20 m} \left(1 + \frac{6 * 0.57 m}{5.20 m} \right) = 24828.15 \frac{kg}{m^2} < 83,330 \frac{kg}{m^2}$$

$$q_{min} = \frac{77883.21 \frac{kg}{m}}{5.20 m} \left(1 - \frac{6 * 0.57 m}{5.20 m} \right) = 5126.93 \frac{kg}{m^2} > 0$$

2.8.3. Diseño de aleros

Los aleros “son estructuras laminares solidarios con la geometría adecuada para la contención lateral de los terraplenes de acceso” (Seminario, 2004, p.119).

Para el diseño de los aleros se realizan los mismos chequeos que se utilizaron en los estribos: volteo, deslizamiento, presiones máximas y mínimas.

Para calcular el momento actuante se utiliza la fórmula siguiente:

$$MaT = M_{E_S} + M_{E_{Sc}}$$

Donde:

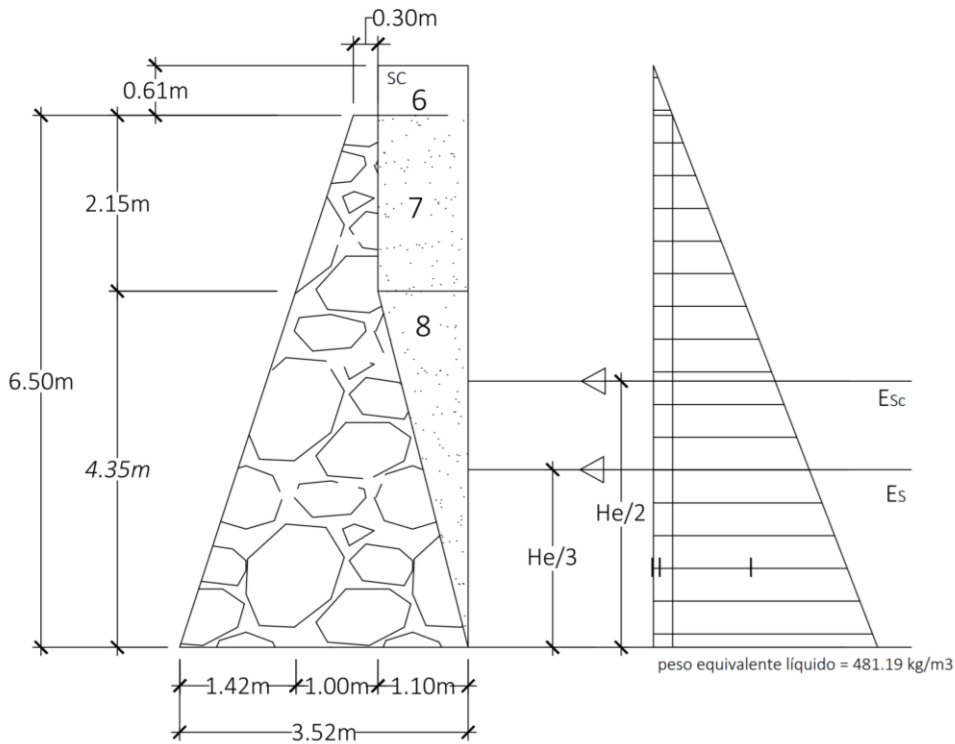
MaT = momento actuante total del suelo

M_{E_S} = momento debido al suelo

$M_{E_{Sc}}$ = momento debido a la sobrecarga

De la sección 2.8.1.1. se conoce que el peso equivalente líquido es de $30 \text{ lb}/\text{pie}^3$ ($481.19 \text{ kg}/\text{m}^3$) y la sobrecarga viva ubicada a 2 pie (0.61 m) sobre la superficie de rodadura.

Figura 24. **Presión lateral del suelo y geometría del alero**



Fuente: elaboración propia

Empuje debido al suelo

$$E_s = \frac{1}{2} * w * H_e^2$$

Donde:

E_S = empuje debido al suelo (kg/m)

w = peso equivalente líquido = $30 \text{ lb}/\text{pie}^3 = 481.19 \text{ kg}/\text{m}^3$

H_e = altura de estribo (m)

$$E_S = \frac{1}{2} * 481.19 \text{ kg}/\text{m}^3 * (6.50 \text{ m})^2 = 10165.14 \text{ kg}/\text{m}$$

Empuje debido a la sobrecarga

$$E_{Sc} = w * h_{sc} * H_e$$

Donde:

E_{Sc} = empuje debido a la sobrecarga

w = peso equivalente líquido = $30 \text{ lb}/\text{pie}^3 = 481.19 \text{ kg}/\text{m}^3$

h_{sc} = altura a la que actúa la sobrecarga = $2 \text{ ft} = 0.61 \text{ m}$

H_e = altura de estribo

$$E_{Sc} = 481.19 \text{ kg}/\text{m}^3 * 0.61 \text{ m} * 6.50 \text{ m} = 1907.92 \text{ kg}/\text{m}$$

El empuje total del suelo es:

$$E_T = 10165.14 \text{ kg}/\text{m} + 1907.92 \text{ kg}/\text{m} = 12073.06 \text{ kg}/\text{m}$$

Momento debido al suelo

$$E_S = \frac{1}{3} * H_e * E_S$$

$$M_{Es} = \frac{1}{3} * 6.50 \text{ m} * 10165.14 \text{ kg/m} = 22024.47 \frac{\text{kg} - \text{m}}{\text{m}}$$

Momento debido a la sobrecarga

$$M_{Esc} = \frac{1}{2} * He * E_{sc}$$

$$M_{Esc} = \frac{1}{2} * 6.50 \text{ m} * 1907.92 \text{ kg/m} = 6200.74 \frac{\text{kg} - \text{m}}{\text{m}}$$

El momento actuante total del suelo es el siguiente:

$$MaT = 22024.47 + 6200.74 = 28225.21 \frac{\text{kg} - \text{m}}{\text{m}}$$

Tabla 14. Empuje y momento actuante

Sección	Empuje (kg/m)	Brazo de momento (m)	Momento actuante ($\frac{\text{kg-m}}{\text{m}}$)
I	10165.14	2.17	22024.47
II	1907.92	3.75	6200.74
E_T	12073.06	MaT	28225.21

Fuente: elaboración propia

El momento resistente lo proporciona la estructura y el relleno.

Tabla 15. **Momento resistente**

Sección	Área (m^2)	Peso específico (kg/m^3)	Peso (kg/m)	Brazo de momento (m)	Momento resistente ($\frac{kg-m}{m}$)
1	4.350	2200	9570	1.92	18374.40
2	3.089	2200	6794.7	0.95	6432.32
3	3.089	2200	6794.7	2.79	18934.56
4	0.753	2200	1655.5	1.89	3123.38
5	0.645	2200	1419	2.27	3221.13
6	0.671	1500	1006.5	2.97	2989.31
7	2.365	1500	3547.5	2.97	10536.08
8	4.785	1500	7177.5	2.79	20001.30
$\sum V_1 =$			37965.40	Mr_1	83612.47

Fuente: elaboración propia

Chequeo contra volteo

$$F_{sV} = \frac{Mr}{Ma} > 2$$

$$F_{sV} = \frac{83612.47 \frac{kg-m}{m}}{28225.21 \frac{kg-m}{m}} = 2.96 > 2$$

Chequeo contra deslizamiento

$$F_s D = 0.5 * \frac{(\sum V_1)}{E_T} > 1.5$$
$$F_s D = 0.5 * \frac{37965.40 \text{ kg/m}}{12073.06 \text{ kg/m}} = 1.57 > 1.5$$

Chequeo contra presiones máximas y mínimas

$$q_{min} = \frac{\sum V}{B_{cim}} \left(1 - \frac{6e}{B_{cim}}\right) > 0$$

$$q_{max} = \frac{\sum V}{B_{cim}} \left(1 + \frac{6e}{B_{cim}}\right) < q_a$$

$$e = \frac{B_{cim}}{2} - \frac{M_{NETO}}{\sum V_1}$$

$$e = \frac{3.52m}{2} - \frac{83612.47 \frac{kg \cdot m}{m} - 28225.21 \frac{kg \cdot m}{m}}{37965.40 \text{ kg/m}} = 0.30 m$$

$$q_{max} = \frac{37965.40 \text{ kg/m}}{3.52 m} \left(1 + \frac{6 * 0.30 m}{3.52 m}\right) = 16301.00 \text{ kg/m}^2 < 83,330 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{min} = \frac{37965.40 \text{ kg/m}}{3.52 m} \left(1 - \frac{6 * 0.30 m}{3.52 m}\right) = 5270.25 \text{ kg/m}^2 > 0$$

2.8.4. Diseño de almohada de neopreno

Productos técnicos especializados (s.f.), establece lo siguiente:

Los apoyos elastoméricos son dispositivos que se sitúan entre dos elementos estructurales (vigas y pilares, o vigas y estribos), y que tiene como principal aplicación la transmisión de cargas de un elemento al otro.

Estos dispositivos además se encargan de permitir o restringir movimientos (ya sean rotaciones o desplazamientos) entre los elementos adyacentes y deben tener una durabilidad acorde al ciclo de vida de la estructura en la que actúan (párr. 1-2).

El capítulo 14 de AASHTO establece las condiciones para los distintos apoyos en un puente; para este caso, son elastoméricos reforzados con acero y su diseño está basado en el método A – Almohadilla elastomérica y cojinete elastomérico con refuerzo de acero (AASHTO Standard, 2002, sección 14.6.6).

Movimiento horizontal máximo

$$\Delta s = L_{puente}(\epsilon_{temp} + \epsilon_{frag})$$

Donde:

Δs = movimiento horizontal máximo

ϵ_{temp} = deformación unitaria del concreto debido al cambio de temperatura

ϵ_{frag} = deformación unitaria del concreto debido a la retracción del fraguado

$$\epsilon_{temp} = T^{\circ}_{MAX} * C_{dc}$$

Donde:

T°_{MAX} = temperatura máxima = 73°F (22°C)

c_{dc} = coeficiente de dilatación del concreto = 11×10^{-6}

$$\varepsilon_{temp} = 22^{\circ}C * 11 \times 10^{-6} = 2.42 \times 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{frag} = 10\% * \varepsilon_{concreto}$$

Donde:

$\varepsilon_{concreto}$ = deformación unitaria máxima del concreto

$$\varepsilon_{frag} = 10\% * 0.003 = 3 \times 10^{-4}$$

Entonces,

$$\Delta s = 25m(2.42 \times 10^{-4} + 3 \times 10^{-4}) = 0.01355 \text{ m}$$

Como factor de seguridad, el desplazamiento horizontal se aumenta un 20%.

$$\Delta s = 1.20 * 0.01355 \text{ m} = 0.01626 \text{ m} = 16.26 \text{ mm}$$

Según AASHTO Standard (2002), sección 14.6.6.3.4, el espesor total del apoyo elastomérico debe ser diseñado para que cumpla con la condición $h_{rt} \geq 2\Delta s$; donde:

h_{rt} = espesor total del elastómero de apoyo (mm)

Δs = movimiento horizontal máximo

$$h_{rt} = 2 * 16.26 \text{ mm} = 32.52 \text{ mm}$$

Se propone un apoyo elastomérico con un espesor total de 40 mm, dividido en tres capas interiores de 10 mm cada una y dos exteriores de 5 mm, separadas entre sí por láminas de refuerzo de acero, cumpliendo así con lo establecido en la sección 14.6.5.1 de AASHTO Standard (2002), donde indica que el espesor de las capas exteriores debe ser menor que el 70% de las interiores.

Dimensionamiento del apoyo elastomérico

La normativa AASHTO Standard (2002) en su sección 14.6.6.3.2 establece que el esfuerzo a compresión del apoyo elastomérico debe cumplir con las siguientes condiciones:

$$\sigma_{TL} \leq 70 \text{ kg/cm}^2$$
$$\sigma_{TL} \leq 1.0GS$$

Donde:

σ_{TL} = esfuerzo a compresión (kg/cm²)

G_{cort} = módulo cortante (kg/cm²)

S = factor de forma de una capa de apoyo elastomérico

Utilizando la tabla 14.6.5.2-1 de AASHTO Standard (2002), se propone utilizar un apoyo elastomérico de dureza 60 en la escala de Shore A, en el cual, su módulo cortante (G_{cort}) varía entre 9.16 kg/cm² y 14 kg/cm². Para este caso en particular se utiliza un valor de $G=10 \text{ kg/cm}^2$.

$$\sigma_{TL} = 1.0GS$$

$$\rightarrow S = \frac{\sigma_{TL}}{G} = \frac{70 \text{ kg/cm}^2}{10 \text{ kg/cm}^2} = 7$$

Además, el factor de forma se define con la siguiente ecuación, según AASHTO Standard (2002), sección 14.3.

$$S = \frac{LW}{2h_{rmax}(L_{apoyo} + w)}$$

Donde:

L_{apoyo} = longitud del apoyo elastomérico rectangular (paralelo al eje longitudinal del puente)

W = ancho del apoyo elastomérico rectangular (transversal al eje longitudinal del puente), igual al ancho de la viga = 700 mm

h_{rmax} = espesor de la capa más delgada del apoyo elastomérico

Sustituyendo los valores y despejando L se obtiene lo siguiente:

$$7 = \frac{L_{apoyo} * 700}{2 * 10 (L + 700)}$$

$$7(2 * 10 (L_{apoyo} + 700)) = L_{apoyo} * 700$$

$$140L + 98000 = 700L_{apoyo}$$

$$L = 175 \text{ mm}$$

Se tomará una longitud $L = 200 \text{ mm}$

Comprobación del esfuerzo a compresión

$$\sigma_{TL} = \frac{W_{diseño}}{A_{elastómero}} \leq 70 \text{ kg/cm}^2$$

Donde:

σ_{TL} = esfuerzo a compresión (kg/cm²)

$W_{diseño}$ = carga total de diseño en cada apoyo (kg)

$A_{elastómero}$ = área del apoyo elastomérico (cm²)

$$W_{diseño} = \frac{W_{CV} + W_{CMSP}}{2}$$

Donde:

$W_{diseño}$ = carga total de diseño en cada apoyo (kg)

W_{CV} = carga viva total (kg)

W_{CM} = carga muerta total (kg)

$$W_{diseño} = \frac{32727 \text{ kg} + 175870.32 \text{ kg}}{2} = 104298.80 \text{ kg}$$

$$\sigma_{TL} = \frac{104298.80 \text{ kg}}{70 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}} = 74.59 \text{ kg/cm}^2 > 70 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{No cumple}$$

Para que el esfuerzo a compresión cumpla con lo requerido, se aumenta la longitud del apoyo elastomérico, siendo $L_{apoyo} = 300 \text{ mm}$.

$$\sigma_{TL} = \frac{104298.80 \text{ kg}}{70 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}} = 49.67 \text{ kg/cm}^2 < 70 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Sí cumple}$$

La deformación instantánea de compresión debe calcularse, según AASHTO Standard (2002), sección 14.6.6.3.3, como:

$$\delta = \sum \epsilon_i h_{ri}$$

Donde:

δ = deformación instantánea de compresión

ϵ_i = compresión instantánea de una capa de apoyo elastomérico

h_{ri} = espesor de una capa de apoyo elastomérico

Los valores de ϵ_i pueden obtenerse de la figura 25.

Figura 25. Deformación de carga de apoyo elastomérico

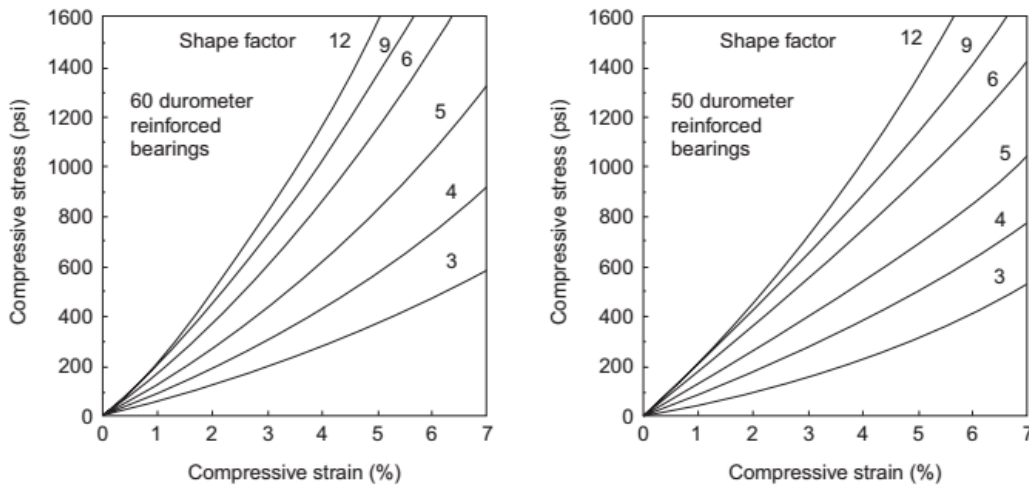


FIGURE 14.6.5.3.3-1 Load Deflection Behavior of Elastomeric Bearings

Fuente: AASHTO Standard, 2002, sección 14.6.4.3.3

Utilizando una dureza de 60, un factor de forma de 7 y un esfuerzo a compresión sobre el apoyo de 49.67 kg/cm^2 (705 psi), se obtiene una deformación instantánea (ϵ_i) igual a 3%

$$\delta = 3 * 0.03 * 10\text{mm} + 2 * 0.03 * 5\text{mm} = 1.2 \text{ mm}$$

“La rotación alrededor de cada eje se tomará como la rotación máxima posible entre la parte superior e inferior de la almohadilla, causada por la falta

inicial de paralelismo y la rotación del extremo de la viga” (AASHTO Standard, 2002, p. 399).

Estas rotaciones deben limitarse a lo siguiente, según AASHTO Standard (2002), sección 14.6.6.3.5b -1:

$$\sigma_{TL} \geq 0.5GS \left(\frac{L}{h_{ri}} \right)^2 \frac{\theta_{m,x}}{n}$$

o

$$\sigma_{TL} \geq 0.5GS \left(\frac{W}{h_{ri}} \right)^2 \frac{\theta_{m,z}}{n}$$

Donde:

σ_{TL} = esfuerzo a compresión (kg/cm²)

G_{cort} = módulo cortante (kg/cm²) = 10 kg/cm²

S = factor de forma de una capa de apoyo elastomérico

L = longitud del apoyo elastomérico rectangular (paralelo al eje longitudinal del puente) = 300 mm

h_{ri} = espesor de una capa de apoyo elastomérico = 10 mm

W = ancho del apoyo elastomérico rectangular (transversal al eje longitudinal del puente), igual al ancho de la viga = 700 mm

n = número de capas internas de elastómero

θ_m = rotación

Según el análisis estructural, la rotación en el apoyo de una viga simplemente apoyada es el siguiente

$$\theta_m = \frac{L_{puente}^3}{24EI}$$

Donde:

θ_m = rotación

L_{puente} = longitud del puente = 25 m

E = módulo de elasticidad = $2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 = 2.04 \times 10^{10} \text{ kg/m}^2$

I = momento centroidal de inercia de la sección transversal de la viga = $\frac{BH^3}{12} =$

$$\frac{0.70 \cdot 1.75^3}{12} = 0.31 \text{ m}^4$$

q = carga total de diseño distribuida

$$q = \frac{(W_{CV} + W_{CM})}{L_{puente}}$$

$$q = \frac{32727 \text{ kg} + 175870.32 \text{ kg}}{25} = 8343.89 \text{ kg/m}$$

$$\theta_m = \frac{8343.89 \text{ kg/m} \cdot (25 \text{ m})^3}{24 \cdot 2.04 \times 10^{10} \text{ kg/m}^2 \cdot 0.31 \text{ m}^4} = 0.000859 \text{ rad}$$

$$\begin{aligned} \sigma_x &= 0.5 \cdot 10 \text{ kg/cm}^2 \cdot 7 \cdot \left(\frac{300 \text{ mm}}{10 \text{ mm}}\right)^2 \cdot \frac{0.000859 \text{ rad}}{3} = 9.02 \text{ kg/cm}^2 \\ &\leq 49.67 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_z &= 0.5 \cdot 10 \text{ kg/cm}^2 \cdot 7 \cdot \left(\frac{700 \text{ mm}}{10 \text{ mm}}\right)^2 \cdot \frac{0.000859 \text{ rad}}{3} = 49.11 \text{ kg/cm}^2 \\ &\leq 49.67 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Según la sección 14.6.3.6. de AASHTO Standard (2002), para asegurar la estabilidad, el espesor total del apoyo no debe exceder el menor valor de $L/3$ o

W/3; por lo tanto, el espesor total del apoyo (40 mm) no debe exceder los siguientes valores

$$L/3 = \frac{300 \text{ mm}}{3} = 100 \text{ mm} > 40 \text{ mm. Sí cumple}$$

$$W/3 = \frac{700 \text{ mm}}{3} = 233.33 \text{ mm} > 40 \text{ mm. Sí cumple}$$

El espesor del refuerzo, según AASHTO Standard (2002), sección 14.6.6.3.7 debe satisfacer la siguiente condición:

$$h_s > \frac{3.0 h_{rmax} \sigma_{TL}}{F_y}$$

Donde:

h_s = espesor de lámina de refuerzo

h_{rmax} = espesor de la capa interna más delgada del apoyo elastomérico

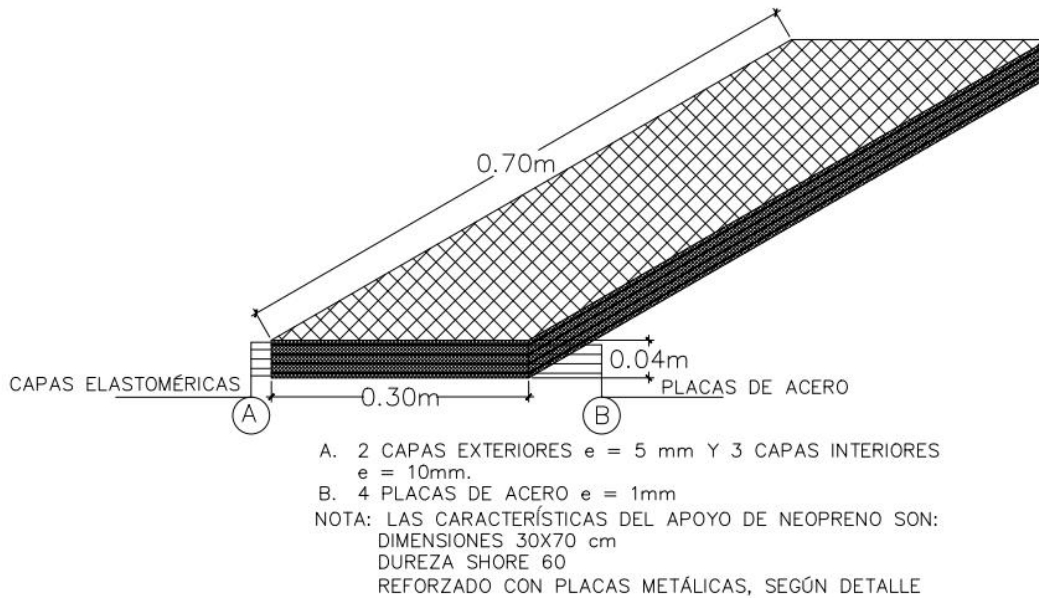
σ_{TL} = esfuerzo a compresión (kg/cm²) = 49.67 kg/cm²

F_y = resistencia a la fluencia del acero = 1700 kg/cm²

$$h_s = \frac{3.0 * 10 \text{ mm} * 49.67 \text{ kg/cm}^2}{1700 \text{ kg/cm}^2} = 0.88 \text{ mm}$$

Usar láminas de acero de 1 mm de espesor.

Figura 26. **Detalle de apoyo de neopreno**

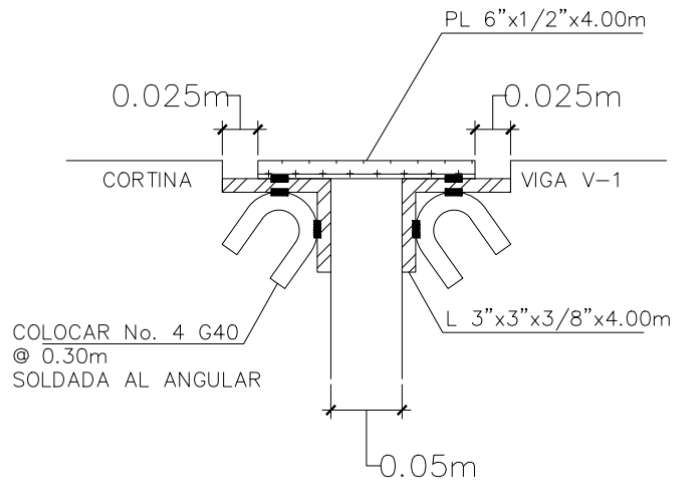


Fuente: elaboración propia

2.8.5. Diseño de juntas angulares

“Al final de cada superestructura existe una separación; esta junta permite a la superestructura tener holgura en sentido longitudinal en variaciones por temperatura o en el momento de un sismo no golpear la próxima” (CEPREDENAC & SIECA, 2013, p.81).

Figura 27. **Junta de placa deslizable**



Fuente: elaboración propia

2.8.6. Diseño de obras de protección

Es necesario colocar lloraderos en los estribos y aleros, conformados por tubos PVC de $\varnothing 4"$ embebidos en el muro, separados horizontal y verticalmente a cada 1.5 m para prevenir la acumulación de agua detrás de este.

Se recomienda el enrocamiento de los cimientos de los estribos y aleros para evitar el socavamiento producido por el golpe del agua sobre ellos.

2.9. Presupuesto

Utilizando los planos constructivos del proyecto se elaboró el presupuesto, cuantificando renglones de trabajo, los cuales contienen los materiales a utilizar y la mano de obra necesaria. Los precios de los materiales están basados en cotizaciones realizadas en la ciudad de Esquipulas, departamento de Chiquimula.

2.9.1. Integración de costos unitarios

El costo del proyecto alcanzó un monto total de Q.1,675,014.64, el cual está conformado por los siguientes renglones de trabajo:

Tabla 16. Trabajos preliminares

1	Renglón	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Costo total
	Trabajos preliminares	400	m2	Q 25.73	Q 10,292.95

COSTOS DIRECTOS					
Materiales	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Subtotal	
Hilo de nylon	7	rollo	Q 15.00	Q	105.00
Estacas de madera	200	Unidad	Q 2.00	Q	400.00
Cal hidratada	5	saco	Q 35.00	Q	175.00
Pintura	1	galón	Q 85.00	Q	85.00
Clavos de 3"	5	lb	Q 6.00	Q	30.00
Subtotal				Q	795.00

Mano de obra	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Subtotal	
Limpieza del terreno	400	m2	Q 10.00	Q	4,000.00
Replanteo topográfico	1	Global	Q 1,000.00	Q	1,000.00
Trazo y nivelación	1	Unidad	Q 750.00	Q	750.00
Subtotal				Q	5,750.00

Herramienta, maquinaria y equipo	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Subtotal	
Herramientas	1	Global	Q 860.00	Q	860.00
Subtotal				Q	860.00
Total costos directos				Q	7,405.00

COSTOS INDIRECTOS		
Descripción	%	Subtotal
Gastos administrativos (9% sobre el costos directo)	9%	Q 666.45
Utilidad (15% sobre el costo directo)	15%	Q 1,110.75
Impuestos (10% IVA e ISR sobre el costo directo)	10%	Q 740.50
Imprevistos (5% sobre el costo directo)	5%	Q 370.25
Subtotal		Q 2,887.95
Total costos indirectos		Q 2,887.95

RESUMEN DE RENGLÓN		
Costos directos	Q	7,405.00
Costos indirectos	Q	2,887.95
COSTO TOTAL DEL RENGLÓN	Q	10,292.95

Fuente: elaboración propia

Tabla 17. **Estribos**

2	Reglón	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Costo total
	Estribos	189	m ³	Q 1,287.74	Q 243,382.05

COSTOS DIRECTOS				
Materiales	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Subtotal
Cemento Portland 4000 PSI	397	saco	Q 75.00	Q 29,775.00
Arena de río	81	m ³	Q 150.00	Q 12,150.00
Piedra de canto rodado	189	m ³	Q 100.00	Q 18,900.00
Tubería PVC Ø 4" 80 PSI	8	tubo	Q 95.00	Q 760.00
Subtotal				Q 61,585.00

Mano de obra	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Subtotal
Zanjeo para cimentación	216	m ³	Q 30.00	Q 6,480.00
Colocación de piedra	189	m ³	Q 400.00	Q 75,600.00
Subtotal				Q 82,080.00

Herramienta, maquinaria y equipo	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Subtotal
Retroexcavadora	24	hora	Q 350.00	Q 8,400.00
Camión de volteo 12 m3	26	viaje	Q 300.00	Q 7,800.00
Martillo hidráulico	24	hora	Q 325.00	Q 7,800.00
Concreteira	20	día	Q 300.00	Q 6,000.00
Herramientas	1	Global	Q 1,430.00	Q 1,430.00
Subtotal				Q 31,430.00
Total costos directos				Q 175,095.00

COSTOS INDIRECTOS		
Descripción	%	Subtotal
Gastos administrativos (9% sobre el costos directo)	9%	Q 15,758.55
Utilidad (15% sobre el costo directo)	15%	Q 26,264.25
Impuestos (10% IVA e ISR sobre el costo directo)	10%	Q 17,509.50
Imprevistos (5% sobre el costo directo)	5%	Q 8,754.75
Subtotal		Q 68,287.05
Total costos indirectos		Q 68,287.05

RESUMEN DE RENGLÓN	
Costos directos	Q 175,095.00
Costos indirectos	Q 68,287.05
COSTO TOTAL DEL RENGLÓN	Q 243,382.05

Fuente: elaboración propia

Tabla 18. Aleros

3	Renglón	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Costo total
	Aleros	600	m ³	Q 1,046.08	Q 627,647.55

COSTOS DIRECTOS				
Materiales	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Subtotal
Cemento Portland 4000 PSI	1260	saco	Q 75.00	Q 94,500.00
Arena de río	257	m ³	Q 150.00	Q 38,550.00
Piedra de canto rodado	600	m ³	Q 100.00	Q 60,000.00
Tubería PVC Ø 4" 80 PSI	47	tubo	Q 95.00	Q 4,465.00
Subtotal				Q 197,515.00

Mano de obra	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Subtotal
Zanjeo para cimentación	295	m ³	Q 30.00	Q 8,850.00
Colocación de piedra	600	m ³	Q 325.00	Q 195,000.00
Subtotal				Q 203,850.00

Herramienta, maquinaria y equipo	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Subtotal
Retroexcavadora	30	hora	Q 350.00	Q 10,500.00
Camión de volteo 12 m3	55	viaje	Q 300.00	Q 16,500.00
Martillo hidráulico	30	hora	Q 325.00	Q 9,750.00
Concreteira	40	día	Q 300.00	Q 12,000.00
Herramientas	1	Global	Q 1,430.00	Q 1,430.00
Subtotal				Q 50,180.00
Total costos directos				Q 451,545.00

COSTOS INDIRECTOS		
Descripción	%	Subtotal
Gastos administrativos (9% sobre el costos directo)	9%	Q 40,639.05
Utilidad (15% sobre el costo directo)	15%	Q 67,731.75
Impuestos (10% IVA e ISR sobre el costo directo)	10%	Q 45,154.50
Imprevistos (5% sobre el costo directo)	5%	Q 22,577.25
Subtotal		Q 176,102.55
Total costos indirectos		Q 176,102.55

RESUMEN DE RENGLÓN	
Costos directos	Q 451,545.00
Costos indirectos	Q 176,102.55
COSTO TOTAL DEL RENGLÓN	Q 627,647.55

Fuente: elaboración propia

Tabla 19. Cortina + viga de apoyo

4	Renglón	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Costo total
	Cortina + Viga de apoyo	11	m	Q 3,647.30	Q 40,120.27

COSTOS DIRECTOS				
Materiales	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Subtotal
Cemento Portland 4000 PSI	125	saco	Q 75.00	Q 9,375.00
Arena de río	7.66	m ³	Q 150.00	Q 1,149.00
Piedrín triturado de 1/2"	7.23	m ³	Q 200.00	Q 1,446.00
Acero corrugado No. 6 (3/4") grado 60 (varilla 20 pies)	30	varilla	Q 115.00	Q 3,450.00
Acero corrugado No. 5 (5/8") grado 60 (varilla 20 pies)	20	varilla	Q 79.00	Q 1,580.00
Acero corrugado No. 4 (1/2") grado 60 (varilla 20 pies)	28	varilla	Q 50.00	Q 1,400.00
Acero corrugado No. 3 (3/8") grado 40 (varilla 20 pies)	38	varilla	Q 28.00	Q 1,064.00
Alambre de amarre	100	lb	Q 6.00	Q 600.00
Madera rústica 1" x 12" x 12'	561	pie tabla	Q 6.50	Q 3,646.50
Clavos de 3"	35	lb	Q 6.00	Q 210.00
Subtotal				Q 23,920.50

Mano de obra	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Subtotal
Formaleteado	11	m	Q 45.00	Q 495.00
Elaboración de armadura de cortina y viga de apoyo	11	m	Q 135.00	Q 1,485.00
Elaboración y colocación de concreto	13.92	m ³	Q 150.00	Q 2,088.00
Desencofrado	11	m	Q 25.00	Q 275.00
Subtotal				Q 4,343.00

Herramienta, maquinaria y equipo	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Subtotal
Concreteira	2	dia	Q 300.00	Q 600.00
Herramientas	1	Global	Q 1,400.00	Q 1,400.00
Subtotal				Q 600.00
Total costos directos				Q 28,863.50

COSTOS INDIRECTOS		
Descripción	%	Subtotal
Gastos administrativos (9% sobre el costos directo)	9%	Q 2,597.72
Utilidad (15% sobre el costo directo)	15%	Q 4,329.53
Impuestos (10% IVA e ISR sobre el costo directo)	10%	Q 2,886.35
Imprevistos (5% sobre el costo directo)	5%	Q 1,443.18
Subtotal		Q 11,256.77
Total costos indirectos		Q 11,256.77

RESUMEN DE RENGLÓN	
Costos directos	Q 28,863.50
Costos indirectos	Q 11,256.77
COSTO TOTAL DEL RENGLÓN	Q 40,120.27

Fuente: elaboración propia

Tabla 20. Apoyo de neopreno

5	Renglón	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Costo total
	Apoyo de neopreno	4	unidad	Q 4,479.28	Q 17,917.10

COSTOS DIRECTOS				
Materiales	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Subtotal
NEOPRENO 3/16" 1.20 m X 1 m	4	Plancha	Q 475.00	Q 1,900.00
NEOPRENO 3/8" 1.20 m X 1 m	2	Plancha	Q 890.00	Q 1,780.00
Acero 1/16" ASTM 304, 4 pie x 8 pie	4	Plancha	Q 1,330.00	Q 5,320.00
Subtotal				Q 9,000.00

Mano de obra	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Subtotal
Corte de planchas de neopreno y plancha metálica	90	m	Q 10.00	Q 900.00
Colocación de apoyo de neopreno	14	m2	Q 150.00	Q 2,100.00
Herramientas	1	Global	Q 890.00	Q 890.00
Subtotal				Q 3,890.00
Total costos directos				Q 12,890.00

COSTOS INDIRECTOS		
Descripción	%	Subtotal
Gastos administrativos (9% sobre el costos directo)	9%	Q 1,160.10
Utilidad (15% sobre el costo directo)	15%	Q 1,933.50
Impuestos (10% IVA e ISR sobre el costo directo)	10%	Q 1,289.00
Imprevistos (5% sobre el costo directo)	5%	Q 644.50
Subtotal		Q 5,027.10
Total costos indirectos		Q 5,027.10

RESUMEN DE RENGLÓN	
Costos directos	Q 12,890.00
Costos indirectos	Q 5,027.10
COSTO TOTAL DEL RENGLÓN	Q 17,917.10

Fuente: elaboración propia

Tabla 21. **Viga V-1**

6	Renglón	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Costo total
	Viga V-1	50	m	Q 6,964.71	Q 348,235.31

COSTOS DIRECTOS				
Materiales	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Subtotal
Cemento Portland 4000 PSI	691	saco	Q 75.00	Q 51,825.00
Arena de río	38.75	m ³	Q 150.00	Q 5,812.50
Piedrín triturado de 1/2"	38.75	m ³	Q 200.00	Q 7,750.00
Acero corrugado No. 11 (1 3/8") grado 60 (varilla 40 pies)	51	varilla	Q 798.00	Q 40,698.00
Acero corrugado No. 10 (1 1/4") grado 60 (varilla 40 pies)	27	varilla	Q 646.00	Q 17,442.00
Acero corrugado No. 5 (5/8") grado 60 (varilla 40 pies)	51	varilla	Q 157.00	Q 8,007.00
Acero corrugado No. 4 (1/2") grado 40 (varilla 20 pies)	170	varilla	Q 50.00	Q 8,500.00
Acero corrugado No. 3 (3/8") grado 40 (varilla 20 pies)	121	varilla	Q 28.00	Q 3,388.00
Alambre de amarre	1002	lb	Q 6.00	Q 6,012.00
Madera rústica 1" x 12" x 12'	1645	pie tabla	Q 6.50	Q 10,692.50
Madera rústica 3" x 4" x 12'	2658	pie tabla	Q 6.50	Q 17,277.00
Clavos de 2"	200	lb	Q 6.00	Q 1,200.00
Clavos de 3"	120	lb	Q 6.00	Q 720.00
Subtotal				Q 179,324.00

Mano de obra	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Subtotal
Elaboración de andamio	50	m	Q 50.00	Q 2,500.00
Formateado	50	m	Q 50.00	Q 2,500.00
Elaboración de estribos	170	unidad	Q 12.50	Q 2,125.00
Elaboración de eslabones	844	unidad	Q 7.50	Q 6,330.00
Elaboración de armadura No. 11	50	m	Q 135.00	Q 6,750.00
Elaboración de armadura No. 10	50	m	Q 100.00	Q 5,000.00
Elaboración de armadura No. 5	50	m	Q 75.00	Q 3,750.00
Colocación de concreto	61.25	m ³	Q 200.00	Q 12,250.00
Desencofrado	50	m	Q 50.00	Q 2,500.00
Subtotal				Q 43,705.00

Herramienta, maquinaria y equipo	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Subtotal
Camión mixer	11	viaje	Q 2,500.00	Q 27,500.00
Herramientas	1	Global	Q 8,000.00	Q 8,000.00
Subtotal				Q 27,500.00
Total costos directos				Q 250,529.00

COSTOS INDIRECTOS		
Descripción	%	Subtotal
Gastos administrativos (9% sobre el costos directo)	9%	Q 22,547.61
Utilidad (15% sobre el costo directo)	15%	Q 37,579.35
Impuestos (10% IVA e ISR sobre el costo directo)	10%	Q 25,052.90
Imprevistos (5% sobre el costo directo)	5%	Q 12,526.45
Subtotal		Q 97,706.31
Total costos indirectos		Q 97,706.31

RESUMEN DE RENGLÓN	
Costos directos	Q 250,529.00
Costos indirectos	Q 97,706.31
COSTO TOTAL DEL RENGLÓN	Q 348,235.31

Fuente: elaboración propia

Tabla 22. Diafragma interior D-1

7	Renglón	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Costo total
	Diafragma interior D-1	5	m	Q 3,421.90	Q 17,109.51

COSTOS DIRECTOS				
Materiales	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Subtotal
Cemento Portland 4000 PSI	21	saco	Q 75.00	Q 1,575.00
Arena de río	1.25	m ³	Q 150.00	Q 187.50
Piedrín triturado de 1/2"	1.19	m ³	Q 200.00	Q 238.00
Acero corrugado No. 7 (7/8") grado 60 (varilla 20 pies)	11	varilla	Q 154.00	Q 1,694.00
Acero corrugado No. 5 (5/8") grado 60 (varilla 20 pies)	8	varilla	Q 79.00	Q 632.00
Acero corrugado No. 3 (3/8") grado 40 (varilla 20 pies)	20	varilla	Q 28.00	Q 560.00
Alambre de amarre	15	lb	Q 6.00	Q 90.00
Madera rústica 1" x 12" x 12'	238	pie tabla	Q 6.50	Q 1,547.00
Madera rústica 3" x 4" x 12'	377	pie tabla	Q 6.50	Q 2,450.50
Clavos de 2"	20	lb	Q 6.00	Q 120.00
Clavos de 3"	15	lb	Q 6.00	Q 90.00
Subtotal				Q 9,184.00

Mano de obra	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Subtotal
Elaboración de andamio	5	m	Q 50.00	Q 250.00
Formaleteado	5	m	Q 50.00	Q 250.00
Elaboración de estribos	20	unidad	Q 12.50	Q 250.00
Elaboración de eslabones	80	unidad	Q 7.50	Q 600.00
Elaboración de armadura No. 7	5	m	Q 90.00	Q 450.00
Elaboración de armadura No. 5	5	m	Q 75.00	Q 375.00
Elaboración y colocación de concreto	2	m ³	Q 200.00	Q 400.00
Desencofrado	5	m	Q 50.00	Q 250.00
Subtotal				Q 2,825.00

Herramienta, maquinaria y equipo	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Subtotal
Concretera	1	día	Q 300.00	Q 300.00
Subtotal				Q 300.00
Total costos directos				Q 12,309.00

COSTOS INDIRECTOS		
Descripción	%	Subtotal
Gastos administrativos (9% sobre el costo directo)	9%	Q 1,107.81
Utilidad (15% sobre el costo directo)	15%	Q 1,846.35
Impuestos (10% IVA e ISR sobre el costo directo)	10%	Q 1,230.90
Imprevistos (5% sobre el costo directo)	5%	Q 615.45
Subtotal		Q 4,800.51
Total costos indirectos		Q 4,800.51

RESUMEN DE RENGLÓN	
Costos directos	Q 12,309.00
Costos indirectos	Q 4,800.51
COSTO TOTAL DEL RENGLÓN	Q 17,109.51

Fuente: elaboración propia

Tabla 23. Diafragma exterior D-2

8	Renglón	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Costo total
	Diafragma exterior D-2	5	m	Q 2,384.55	Q 11,922.73

COSTOS DIRECTOS				
Materiales	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Subtotal
Cemento Portland 4000 PSI	14	saco	Q 75.00	Q 1,050.00
Arena de río	0.81	m ³	Q 150.00	Q 121.50
Piedrín triturado de 1/2"	0.8	m ³	Q 200.00	Q 160.00
Acero corrugado No. 6 (3/4") grado 60 (varilla 20 pies)	6	varilla	Q 115.00	Q 690.00
Acero corrugado No. 5 (5/8") grado 60 (varilla 20 pies)	6	varilla	Q 79.00	Q 474.00
Acero corrugado No. 3 (3/8") grado 40 (varilla 20 pies)	16	varilla	Q 28.00	Q 448.00
Alambre de amarre	10	lb	Q 6.00	Q 60.00
Madera rústica 1" x 12" x 12'	115	pie tabla	Q 6.50	Q 747.50
Madera rústica 3" x 4" x 12'	295	pie tabla	Q 6.50	Q 1,917.50
Clavos de 2"	15	lb	Q 6.00	Q 90.00
Clavos de 3"	10	lb	Q 6.00	Q 60.00
Subtotal				Q 5,818.50

Mano de obra	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Subtotal
Elaboración de andamio	5	m	Q 50.00	Q 250.00
Formaleteado	5	m	Q 50.00	Q 250.00
Elaboración de estribos	20	unidad	Q 12.50	Q 250.00
Elaboración de eslabones	56	unidad	Q 7.50	Q 420.00
Elaboración de armadura No. 6	5	m	Q 80.00	Q 400.00
Elaboración de armadura No. 5	5	m	Q 75.00	Q 375.00
Elaboración y colocación de concreto	1.32	m ³	Q 200.00	Q 264.00
Desencofrado	5	m	Q 50.00	Q 250.00
Subtotal				Q 2,459.00

Herramienta, maquinaria y equipo	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Subtotal
Concretera	1	día	Q 300.00	Q 300.00
Subtotal				Q 300.00
Total costos directos				Q 8,577.50

COSTOS INDIRECTOS		
Descripción	%	Subtotal
Gastos administrativos (9% sobre el costos directo)	9%	Q 771.98
Utilidad (15% sobre el costo directo)	15%	Q 1,286.63
Impuestos (10% IVA e ISR sobre el costo directo)	10%	Q 857.75
Imprevistos (5% sobre el costo directo)	5%	Q 428.88
Subtotal		Q 3,345.23
Total costos indirectos		Q 3,345.23

RESUMEN DE RENGLÓN	
Costos directos	Q 8,577.50
Costos indirectos	Q 3,345.23
COSTO TOTAL DEL RENGLÓN	Q 11,922.73

Fuente: elaboración propia

Tabla 24. Losa + banqueta

9	Renglón	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Costo total
	Losa + Banqueta	122.5	m ²	Q 1,521.86	Q 186,427.50

COSTOS DIRECTOS				
Materiales	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Subtotal
Cemento Portland 4000 PSI	269	saco	Q 75.00	Q 20,175.00
Arena de río	16.5	m ³	Q 150.00	Q 2,475.00
Piedrín triturado de 1/2"	16	m ³	Q 200.00	Q 3,200.00
Acero corrugado No. 4 (1/2") grado 60 (varilla 40 pies)	79	varilla	Q 100.00	Q 7,900.00
Acero corrugado No. 4 (1/2") grado 60 (varilla 20 pies)	182	varilla	Q 50.00	Q 9,100.00
Alambre de amarre	277	lb	Q 6.00	Q 1,662.00
Madera rústica 1" x 12" x 12'	1850	pie tabla	Q 6.50	Q 12,025.00
Madera rústica 3" x 4" x 12'	3251	pie tabla	Q 6.50	Q 21,131.50
Clavos de 2"	185	lb	Q 6.00	Q 1,110.00
Clavos de 3"	125	lb	Q 6.00	Q 750.00
Tubería PVC Ø 3" 80 PSI	2	tubo	Q 65.00	Q 130.00
Subtotal				Q 79,658.50

Mano de obra	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Subtotal
Elaboración de andamio	122.5	m ²	Q 50.00	Q 6,125.00
Formaleteado	122.5	m ²	Q 50.00	Q 6,125.00
Elaboración de armadura	122.5	m ²	Q 150.00	Q 18,375.00
Colocación de concreto	26.06	m ³	Q 200.00	Q 5,212.00
Desencofrado	122.5	m ²	Q 50.00	Q 6,125.00
Subtotal				Q 41,962.00

Herramienta, maquinaria y equipo	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Subtotal
Camión mixer	5	viaje	Q 2,500.00	Q 12,500.00
Subtotal				Q 12,500.00
Total costos directos				Q 134,120.50

COSTOS INDIRECTOS		
Descripción	%	Subtotal
Gastos administrativos (9% sobre el costos directo)	9%	Q 12,070.85
Utilidad (15% sobre el costo directo)	15%	Q 20,118.08
Impuestos (10% IVA e ISR sobre el costo directo)	10%	Q 13,412.05
Imprevistos (5% sobre el costo directo)	5%	Q 6,706.03
Subtotal		Q 52,307.00
Total costos indirectos		Q 52,307.00

RESUMEN DE RENGLÓN	
Costos directos	Q 134,120.50
Costos indirectos	Q 52,307.00
COSTO TOTAL DEL RENGLÓN	Q 186,427.50

Fuente: elaboración propia

Tabla 25. Pasamanos

10	Renglón Pasamanos	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Costo total
		50	m	Q 570.64	Q 28,531.84

COSTOS DIRECTOS				
Materiales	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Subtotal
Cemento Portland 4000 PSI	12	saco	Q 75.00	Q 900.00
Arena de río	1	m ³	Q 150.00	Q 150.00
Piedrín triturado de 1/2"	1	m ³	Q 200.00	Q 200.00
Acero corrugado No. 5 (5/8") grado 60 (varilla 20 pies)	11	varilla	Q 79.00	Q 869.00
Acero corrugado No. 4 (1/2") grado 60 (varilla 20 pies)	11	varilla	Q 50.00	Q 550.00
Acero corrugado No. 3 (3/8") grado 40 (varilla 20 pies)	27	varilla	Q 28.00	Q 756.00
Alambre de amarre	10	lb	Q 6.00	Q 60.00
Tubería HG ø3"	17	unidad	Q 450.00	Q 7,650.00
Madera rústica 1" x 12" x 12'	300	pie tabla	Q 6.50	Q 1,950.00
Clavos de 2"	10	lb	Q 6.00	Q 60.00
Subtotal				Q 13,145.00

Mano de obra	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Subtotal
Formaleteado de postes	24	unidad	Q 45.00	Q 1,080.00
Elaboración de estribos	168	unidad	Q 12.50	Q 2,100.00
Elaboración de armadura de postes + pasamanos	24	unidad	Q 130.00	Q 3,120.00
Elaboración y colocación de concreto	1.21	m ³	Q 150.00	Q 181.50
Desencofrado	24	unidad	Q 25.00	Q 600.00
Subtotal				Q 7,081.50

Herramienta, maquinaria y equipo	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Subtotal
Concretera	1	día	Q 300.00	Q 300.00
Subtotal				Q 300.00
Total costos directos				Q 20,526.50

COSTOS INDIRECTOS		
Descripción	%	Subtotal
Gastos administrativos (9% sobre el costos directo)	9%	Q 1,847.39
Utilidad (15% sobre el costo directo)	15%	Q 3,078.98
Impuestos (10% IVA e ISR sobre el costo directo)	10%	Q 2,052.65
Imprevistos (5% sobre el costo directo)	5%	Q 1,026.33
Subtotal		Q 8,005.34
Total costos indirectos		Q 8,005.34

RESUMEN DE RENGLÓN	
Costos directos	Q 20,526.50
Costos indirectos	Q 8,005.34
COSTO TOTAL DEL RENGLÓN	Q 28,531.84

Fuente: elaboración propia

Tabla 26. **Movimiento de tierras (relleno)**

11	Renglón	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Costo total
	Movimiento de tierras (relleno)	300	m ³	Q 449.43	Q 134,830.00

COSTOS DIRECTOS				
Materiales	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Subtotal
Material selecto	300	m ³	Q 65.00	Q 19,500.00
Subtotal				Q 19,500.00

Mano de obra	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Subtotal
Peones	8	jornal	Q 125.00	Q 1,000.00
Subtotal				Q 1,000.00

Herramienta, maquinaria y equipo	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Subtotal
Camión de volteo 12 m3	95	viaje	Q 300.00	Q 28,500.00
Vibrocompactadora	48	hora	Q 650.00	Q 31,200.00
Camión cisterna	48	hora	Q 350.00	Q 16,800.00
Subtotal				Q 76,500.00
Total costos directos				Q 97,000.00

COSTOS INDIRECTOS		
Descripción	%	Subtotal
Gastos administrativos (9% sobre el costos directo)	9%	Q 8,730.00
Utilidad (15% sobre el costo directo)	15%	Q 14,550.00
Impuestos (10% IVA e ISR sobre el costo directo)	10%	Q 9,700.00
Imprevistos (5% sobre el costo directo)	5%	Q 4,850.00
Subtotal		Q 37,830.00
Total costos indirectos		Q 37,830.00

RESUMEN DE RENGLÓN	
Costos directos	Q 97,000.00
Costos indirectos	Q 37,830.00
COSTO TOTAL DEL RENGLÓN	Q 134,830.00

Fuente: elaboración propia

Tabla 27. Junta angular

12	Renglón	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Costo total
	Junta angular	2	unidad	Q 1,598.50	Q 3,197.00

COSTOS DIRECTOS				
Materiales	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Subtotal
Acero corrugado No. 4 (1/2") grado 40 (varilla 20 pies)	2	Unidad	Q 50.00	Q 100.00
Placa de metal 6"x1/2"x6.00m	2	Unidad	Q 250.00	Q 500.00
Angular de metal 3"x1/2"x6.00m	4	Unidad	Q 150.00	Q 600.00
Subtotal				Q 1,200.00

Herramienta, maquinaria y equipo	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Subtotal
Colocación de placa angular	2	unidad	Q 550.00	Q 1,100.00
Subtotal				Q 1,100.00
Total costos directos				Q 2,300.00

COSTOS INDIRECTOS		
Descripción	%	Subtotal
Gastos administrativos (9% sobre el costos directo)	9%	Q 207.00
Utilidad (15% sobre el costo directo)	15%	Q 345.00
Impuestos (10% IVA e ISR sobre el costo directo)	10%	Q 230.00
Imprevistos (5% sobre el costo directo)	5%	Q 115.00
Subtotal		Q 897.00
Total costos indirectos		Q 897.00

RESUMEN DE RENGLÓN	
Costos directos	Q 2,300.00
Costos indirectos	Q 897.00
COSTO TOTAL DEL RENGLÓN	Q 3,197.00

Fuente: elaboración propia

Tabla 28. Señalización vertical

13	Renglón	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Costo total
	Señalización vertical	2	unidad	Q 1,310.42	Q 2,620.85

COSTOS DIRECTOS				
Materiales	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Subtotal
Cemento Portland 4000 PSI	1	saco	Q 75.00	Q 75.00
Arena de río	0.03	m ³	Q 150.00	Q 4.50
Piedrín triturado de 1/2"	0.03	m ³	Q 200.00	Q 6.00
Tubo cuadrado galvanizado 2" X 2" chapa 14	1	unidad	Q 200.00	Q 200.00
Rótulo preventivo reflectivo	2	unidad	Q 650.00	Q 1,300.00
Subtotal				Q 1,585.50

Mano de obra	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Subtotal
Fundición de base para señalización vertical	2	unidad	Q 50.00	Q 100.00
Colocación de rótulo preventivo reflectivo	2	unidad	Q 150.00	Q 300.00
Subtotal				Q 300.00
Total costos directos				Q 1,885.50

COSTOS INDIRECTOS		
Descripción	%	Subtotal
Gastos administrativos (9% sobre el costos directo)	9%	Q 169.70
Utilidad (15% sobre el costo directo)	15%	Q 282.83
Impuestos (10% IVA e ISR sobre el costo directo)	10%	Q 188.55
Imprevistos (5% sobre el costo directo)	5%	Q 94.28
Subtotal		Q 735.35
Total costos indirectos		Q 735.35

RESUMEN DE RENGLÓN	
Costos directos	Q 1,885.50
Costos indirectos	Q 735.35
COSTO TOTAL DEL RENGLÓN	Q 2,620.85

Fuente: elaboración propia

Tabla 29. Limpieza final

14	Renglón	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Costo total
	Limpieza final	400	m2	Q 6.95	Q 2,780.00

COSTOS DIRECTOS				
Mano de obra	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Subtotal
Limpieza final del terreno	400	m2	Q 5.00	Q 2,000.00
Subtotal				Q 2,000.00
Total costos directos				Q 2,000.00

COSTOS INDIRECTOS		
Descripción	%	Subtotal
Gastos administrativos (9% sobre el costos directo)	9%	Q 180.00
Utilidad (15% sobre el costo directo)	15%	Q 300.00
Impuestos (10% IVA e ISR sobre el costo directo)	10%	Q 200.00
Imprevistos (5% sobre el costo directo)	5%	Q 100.00
Subtotal		Q 780.00
Total costos indirectos		Q 780.00

RESUMEN DE RENGLÓN	
Costos directos	Q 2,000.00
Costos indirectos	Q 780.00
COSTO TOTAL DEL RENGLÓN	Q 2,780.00

Fuente: elaboración propia

Tabla 30. Resumen de impuestos

Desglose de impuestos	
Descripción	Total
Total de materiales	Q 602,231.00
Total de mano de obra	Q 402,345.50
Total de maquinaria y equipo	Q 199,610.00
Total costos directos	Q1,204,186.50

Utilidad (15% de costos directos)	Q 180,627.98
ISR (25% de utilidad)	Q 45,156.99
IVA (12% de utilidad y mano de obra)	Q 69,956.82
Total de impuestos	Q 115,113.81
% de costos directos	10%

Fuente: elaboración propia

Tabla 31. Resumen de dirección de campo y gastos administrativos

Dirección de campo				
Plaza	Hora/día	Costo/hora	Costo/mes	Total
Ingeniero supervisor	4	Q 95.00	Q 7,600.00	Q 45,600.00
Auxiliar de ingeniero	6	Q 60.00	Q 7,200.00	Q 43,200.00
Dibujante	6	Q 40.00	Q 4,800.00	Q 28,800.00
Subtotal				Q 117,600.00

Gastos técnicos administrativos (tiempo de ejecución de obra 6 meses)				
Plaza	Hora/día	Costo/hora	Costo/mes	Total
Secretaria	4	Q 45.00	Q 3,600.00	Q 21,600.00
Contador	4	Q 45.00	Q 3,600.00	Q 21,600.00
Subtotal				Q 43,200.00

Alquileres y depreciaciones		
Descripción	Costo/mes	Total
Alquiler de local de oficina	Q 1,200.00	Q 7,200.00
Energía eléctrica, teléfono e internet	Q 900.00	Q 5,400.00
Mantenimiento general	Q 900.00	Q 5,400.00
Subtotal		Q 18,000.00

Otros gastos administrativos		
Descripción	Costo/mes	Total
IGSS (10.67% de gastos técnicos administrativos y dirección de campo)	Q 2,859.56	Q 17,157.36
Seguros varios	Q 5,000.00	Q 30,000.00
Insumos de oficina	Q 1,000.00	Q 6,000.00
Subtotal		Q 53,157.36
Total gastos administrativos		Q 114,357.36
Total costos directos		Q 1,205,046.50
% Total de costos directos		9%

Fuente: elaboración propia

Tabla 32. Resumen de renglones

Dirección de campo				
Plaza	Hora/día	Costo/hora	Costo/mes	Total
Ingeniero supervisor	4	Q 95.00	Q 7,600.00	Q 45,600.00
Auxiliar de ingeniero	6	Q 60.00	Q 7,200.00	Q 43,200.00
Dibujante	6	Q 40.00	Q 4,800.00	Q 28,800.00
Subtotal				Q 117,600.00

Gastos técnicos administrativos (tiempo de ejecución de obra 6 meses)				
Plaza	Hora/día	Costo/hora	Costo/mes	Total
Secretaria	4	Q 45.00	Q 3,600.00	Q 21,600.00
Contador	4	Q 45.00	Q 3,600.00	Q 21,600.00
Subtotal				Q 43,200.00

Alquileres y depreciaciones		
Descripción	Costo/mes	Total
Alquiler de local de oficina	Q 1,200.00	Q 7,200.00
Energía eléctrica, teléfono e internet	Q 900.00	Q 5,400.00
Mantenimiento general	Q 900.00	Q 5,400.00
Subtotal		Q 18,000.00

Otros gastos administrativos		
Descripción	Costo/mes	Total
IGSS (10.67% de gastos técnicos administrativos y dirección de campo)	Q 2,859.56	Q 17,157.36
Seguros varios	Q 5,000.00	Q 30,000.00
Insumos de oficina	Q 1,000.00	Q 6,000.00
Subtotal		Q 53,157.36
Total gastos administrativos		Q 114,357.36
Total costos directos		Q 1,205,046.50
% Total de costos directos		9%

Fuente: elaboración propia

Tabla 33. Cuantificación de materiales

No.	Descripción	Cantidad	Unidad	Precio Unitario	Subtotal
1	Acero 1/16" ASTM 304, 4 pie x 8 pie	4	Plancha	Q 1,330.00	Q 5,320.00
2	Acero corrugado No. 10 (1 1/4") grado 60 (varilla 40 pies)	27	varilla	Q 646.00	Q 17,442.00
3	Acero corrugado No. 11 (1 3/8") grado 60 (varilla 40 pies)	51	varilla	Q 798.00	Q 40,698.00
4	Acero corrugado No. 3 (3/8") grado 40 (varilla 20 pies)	222	varilla	Q 28.00	Q 6,216.00
5	Acero corrugado No. 4 (1/2") grado 40 (varilla 20 pies)	172	varilla	Q 50.00	Q 8,600.00
6	Acero corrugado No. 4 (1/2") grado 60 (varilla 20 pies)	221	varilla	Q 50.00	Q 11,050.00
7	Acero corrugado No. 4 (1/2") grado 60 (varilla 40 pies)	79	varilla	Q 100.00	Q 7,900.00
8	Acero corrugado No. 5 (5/8") grado 60 (varilla 20 pies)	45	varilla	Q 79.00	Q 3,555.00
9	Acero corrugado No. 5 (5/8") grado 60 (varilla 40 pies)	51	varilla	Q 157.00	Q 8,007.00
10	Acero corrugado No. 6 (3/4") grado 60 (varilla 20 pies)	36	varilla	Q 115.00	Q 4,140.00
11	Acero corrugado No. 7 (7/8") grado 60 (varilla 20 pies)	11	varilla	Q 154.00	Q 1,694.00
12	Alambre de amarre	1414	lb	Q 6.00	Q 8,484.00
13	Angular de metal 3"x1/2"x6.00m	4	Unidad	Q 150.00	Q 600.00
14	Arena de río	404	m3	Q 150.00	Q 60,600.00
15	Cal hidratada	5	saco	Q 35.00	Q 175.00
16	Cemento Portland 4000 PSI	2790	saco	Q 75.00	Q 209,250.00
17	Clavos de 2"	430	lb	Q 6.00	Q 2,580.00
18	Clavos de 3"	310	lb	Q 6.00	Q 1,860.00
19	Estacas de madera	200	Unidad	Q 2.00	Q 400.00
20	Hilo de nylon	7	rollo	Q 15.00	Q 105.00
21	Madera rústica 1" x 12" x 12'	4709	pie tabla	Q 6.50	Q 30,608.50
22	Madera rústica 3" x 4" x 12'	6581	pie tabla	Q 6.50	Q 42,776.50
23	Material selecto	300	m3	Q 65.00	Q 19,500.00
24	NEOPRENO 3/16" 1.20 m X 1 m	4	Plancha	Q 475.00	Q 1,900.00
25	NEOPRENO 3/8" 1.20 m X 1 m	2	Plancha	Q 890.00	Q 1,780.00
26	Piedra de canto rodado	789	m3	Q 100.00	Q 78,900.00
27	Piedrín triturado de 1/2"	65	m3	Q 200.00	Q 13,000.00
28	Pintura	1	galón	Q 85.00	Q 85.00
29	Placa de metal 6"x1/2"x6.00m	2	Unidad	Q 250.00	Q 500.00
30	Rótulo preventivo reflectivo	2	unidad	Q 650.00	Q 1,300.00
31	Tubería HG Ø3"	17	unidad	Q 450.00	Q 7,650.00
32	Tubería PVC Ø 3" 80 PSI	2	tubo	Q 65.00	Q 130.00
33	Tubería PVC Ø 4" 80 PSI	55	tubo	Q 95.00	Q 5,225.00
34	Tubo cuadrado galvanizado 2" X 2" chapa 14	1	unidad	Q 200.00	Q 200.00
TOTAL					Q602,231.00

Fuente: elaboración propia

2.9.2. Cronograma de ejecución físico y financiero

El cronograma de ejecución muestra el avance físico de la obra, en el que se realizarán los desembolsos de acuerdo a cada renglón de trabajo para el proyecto. El período estipulado para la construcción del puente vehicular es de 6 meses.

Tabla 34. Cronograma de ejecución físico y financiero

No.	Renglón	Cantidad	Unidad	Mes 1	Mes 2	Mes 3	Mes 4	Mes 5	Mes 6	Total parcial
1	Trabajos preliminares	400	m2	■						Q 10,292.95
2	Estribos	189	m ³	■	■	■				Q 243,382.05
3	Aleros	600	m ³		■	■	■			Q 627,647.55
4	Cortina + Viga de apoyo	11	m		■	■				Q 40,120.27
5	Apoyo de neopreno	4	unidad			■	■			Q 17,917.10
6	Viga V-1	50	m			■	■			Q 348,235.31
7	Diafragma interior D-1	5	m			■	■			Q 17,109.51
8	Diafragma exterior D-2	5	m			■	■			Q 11,922.73
9	Losa + Banqueta	122.5	m ²				■	■		Q 186,427.50
10	Pasamanos	50	m				■	■		Q 28,531.84
11	Movimiento de tierras (relleno)	300	m ³					■	■	Q 134,830.00
12	Junta angular	2	unidad						■	Q 3,197.00
13	Señalización vertical	2	unidad						■	Q 2,620.85
14	Limpieza final	400	m2						■	Q 2,780.00
Avance financiero				Q 234,778.12	Q 437,923.44	Q 485,276.95	Q 233,219.95	Q 230,275.00	Q 53,541.18	Q 1,675,014.64
Avance porcentual				14%	26%	29%	14%	14%	3%	100%
Avance porcentual acumulado				14%	40%	69%	83%	97%	100%	

Fuente: elaboración propia

2.10. Especificaciones técnicas

Las siguientes especificaciones tienen como fin garantizar la adecuada construcción del puente vehicular.

- Limpieza, chapeo y destronque: Consiste en la limpieza general del terreno, eliminando toda clase de vegetación y desechos. Si existiesen árboles que entorpezcan el avance de las obras, deberán ser cortados y extraer totalmente sus raíces; el resto de los árboles se protegerán durante el tiempo que dure la ejecución de la obra.
- Excavación para cimientos: La profundidad de las excavaciones para los estribos no debe exceder a lo indicado por el supervisor. El fondo de la zanja se nivelará y se apisonará perfectamente antes de iniciarse la cimentación. También, debe evitarse que penetren aguas en las zanjas; si este fuera el caso, será el supervisor el encargado de evacuarlas.
- Estribos y aleros: Estos elementos serán fundidos de mampostería de piedra. Emplear piedras mayores de 30 cm que no tenga grietas o fisuras e inclusiones de materiales que disminuyan su resistencia.

Los espacios entre las piedras no deben ser mayores de 2.5 cm. En espacios mayores de 3 cm deberán de acuñarse con piedras pequeñas del mismo tipo que las grandes.

Se deben de respetar los hilos guías y plomos, comprobando la verticalidad del muro en las superficies que lo requieran.

- Relleno para rampas de acceso: Es el relleno que se construye en los accesos de un puente. Debe ser material granular de libre drenaje, libre de exceso de humedad, terrones de arcilla, raíces, césped u otro material deletéreo.

No debe colocarse ningún relleno contra cualquier estructura de concreto antes de que esta hay adquirido la resistencia para soportar los esfuerzos que recibe.

- Bombeo y drenaje

La carpeta de rodadura deberá contar con una pendiente del 2% a partir del eje central del puente vehicular para bombeo transversal; así también, cada 3 metros se colocarán tubos PVC $\phi = 3"$ que sirvan para drenar las aguas pluviales.

- Estructuras de concreto reforzado (Dirección General de Caminos, 2001, Sección 551): Es el concreto de calidad especificada para uso estructural, producto de la mezcla y combinación de cemento hidráulico, agregados, agua y aditivos en las porciones adecuadas. Debe tener una resistencia mínima a la compresión a los 28 días de 280 kg/cm^2 (4000 PSI) utilizando proporción 1:2:2.

Cementos hidráulicos: Estos cementos deben ajustarse a las normas AASHTO M 85, ASTM C 150 ó COGUANOR NG 41005 para los cementos Portland ordinarios y a las normas AASHTO M 240, ASTM C 595 ó COGUANOR NG 41001 y ASTM C 1157, para cementos hidráulicos mezclados y debiendo indicarse su clase de resistencia en MPa o en lbs/pulg².

Agregado fino: se utilizará arena de grano duro, libre de arcilla, limos, materias orgánicas u otras sustancias que puedan afectar las propiedades y calidad del concreto. Debe cumplir con las especificaciones de los agregados para concreto COGUANOR NGO 41 007 o ASTM C33.

Agregado grueso: deberá ser grava o roca triturada. Tendrá que estar formado de partículas duras, resistentes, duraderas, limpias, libres de materia vegetal y sin recubrimiento de materiales extraños. Debe cumplir con las especificaciones de los agregados para concreto COGUANOR NGO 41 007 o ASTM C33.

Agua: El agua para mezclado y curado del concreto o lavado de agregados debe ser preferentemente potable, limpia y libre de cantidades perjudiciales de aceite, ácidos, álcalis, azúcar, sales como cloruros o sulfatos, material orgánico y otras sustancias que puedan ser nocivas al concreto o al acero. El agua de mar o aguas salobres y de pantanos no debe usarse para concreto reforzado.

Refuerzo: consistirá en varillas de acero corrugado grado 40 y 60, según lo indicado en planos; su superficie debe estar libre de óxido, escamas y materias extrañas que perjudiquen la adherencia del concreto.

La separación mínima entre barras se basa en el capítulo 25.2 del ACI 318-14:

- La distancia libre entre mínima entre barras paralelas no debe ser menor a 25 mm, d_b y $(4/3)d_{agg}$.
- Cuando el refuerzo paralelo se coloque en dos o más capas, las barras de las capas superiores deben colocarse exactamente sobre las de las capas inferiores, con una distancia libre entre capas no menor de 25 mm.
- Para refuerzo longitudinal en columnas, pedestales, puntales y elementos de borde en muros, la distancia libre entre barras debe ser al menos el mayor de 40 mm, $1.5 d_b$ y $(4/3)d_{agg}$.

Traslapes (AASHTO 8.25)

Se evitarán empalmes en los puntos donde el esfuerzo sea máximo. En empalmes traslapados, la longitud del traslape será como mínimo 30 veces el diámetro de la barra principal, pero en ningún caso será menor de 30 cm.

El empalme se incrementará en un 20% cuando se traslape en un mismo punto barras separadas transversalmente 12 diámetros de la varilla o menos; cuando se traslape encontrándose localizados a menos de 15 cm o 6 diámetros de la varilla de un borde del mismo donde se encuentre. No más de la mitad de las barras de un miembro estructural se traslaparán en un espacio longitudinal de 40 diámetros de la barra.

Los traslapes se calcularán sobre la base de la longitud de desarrollo establecida en cada caso. Se recomienda el uso de uniones mecánicas para las barras No 11 de tal modo que desarrollen un 125% del módulo de fluencia nominal de la barra, siguiendo la especificación AASHTO 8.33.2, evitando localizarlas en los puntos donde se

producen esfuerzos de tensión críticos y nunca en una misma línea, deberán de colocarse alternos a cada 60 centímetros.

Longitud de desarrollo (AASHTO 8.24.1.12)

Se proporcionará a las barras la longitud necesaria a partir del punto donde se requieren por diseño, siendo esta la mayor de la profundidad efectiva del elemento, 15 diámetros de la barra o $L/20$.

Dobleces (AASHTO 8.23.2.2)

Los dobleces deberán ser hechos en frío y un equivalente a 6 diámetros en su lado libre cuando se trata de 180 grados o 12 diámetros cuando se trata de 90 grados.

Los dobleces para estribos se harán alrededor de un perno cuyo diámetro no será menor de dos veces el diámetro de la barra y para el resto de las barras, se harán siempre y cuando no sea menor que el que a continuación se detalla:

Barras No. 3 a No. 5: 5 diámetros de la varilla

Barras No. 5 a No. 25: 6 diámetros de la varilla

Se deberá seguir las normas establecidas para manojos de barras respecto a su cantidad, longitud de desarrollo y recubrimiento, siendo los lineamientos del artículo 8.21.5 de AASHTO Standard.

Recubrimiento: los elementos construidos contra el suelo y permanentemente en contacto con él, 75 mm; elementos expuestos a la intemperie, 50 mm. (ACI 318S-14, 2014, tabla 20.6.1.3.1.)

Acabados: Todas las superficies del concreto deben ser acabadas inmediatamente después del retiro de las formaletas. La mezcla a usarse será de una parte de cemento y dos partes de arena de río cernida.

- Encofrado y desencofrado

Formaletas: deben ser lisas y herméticas al mortero; diseñadas y construidas sólidamente, con la rigidez suficiente para evitar distorsiones debidas a la presión del concreto y/o a otras cargas incidentales a la construcción, incluyendo la vibración del concreto, de acuerdo con ACI 347 (Dirección General de Caminos, 2001, Sección 556.11).

Remoción de formaletas: el tiempo de remoción de las formaletas y de la obra falsa está condicionado al tipo y localización de la estructura, al curado, al clima y a otros factores que puedan afectar el endurecimiento del concreto. Normalmente la remoción de formaletas y obra falsa debe ser planificada con anticipación (Dirección General de Caminos, 2001, Sección 556.12).

2.11. Evaluación socio-económica

2.11.1. Valor Presente Neto (VPN)

Serna y Rojas (2012)

Matemáticamente se define como la diferencia entre el valor presente de los ingresos y el valor presente de los egresos de un proyecto. Financieramente se

define como la cantidad que se suma o se resta al valor actual de la empresa o inversionista (p. 51).

Este método se determina mediante la siguiente fórmula:

$$VPN = -l + TA \left(P/A, i, n \right) - F * \left(P/A, i, n \right)$$

$$\left(P/A, i, n \right) = \frac{(1 + i)^n - 1}{i(1 + i)^n}$$

Donde:

VPN = Valor presente neto (quetzales)

l = Inversión inicial, Q. 1,997,605.07

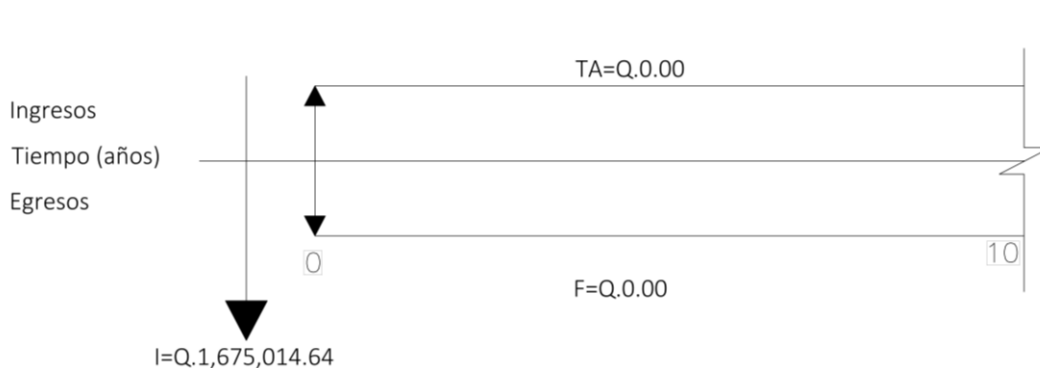
TA = Tarifa poblacional anual, Q.0.00

F = Costo de operación y mantenimiento anual, Q.0.00

i = Tasa de interés, 4%

n = Período de tiempo, 50 años

Figura 28. Diagrama VPN, puente vehicular



Fuente: elaboración propia

$$\begin{aligned}
 VPN &= -Q. 1,675,014.64 + 0 * \left(\frac{(1 + 0.04)^{50} - 1}{0.04(1 + 0.04)^{50}} \right) - 0 * \left(\frac{(1 + 0.04)^{50} - 1}{0.04(1 + 0.04)^{50}} \right) \\
 &= -Q. 1,675,014.64
 \end{aligned}$$

El valor presente neto puede interpretarse de tres formas distintas:

Serna y Rojas (2012)

- Si $VPN > 0$, significa que la rentabilidad del proyecto es superior a la exigida por el inversionista y por lo tanto el proyecto es conveniente.
- Si $VPN = 0$, significa que la rentabilidad del proyecto es igual a la exigida por el inversionista y por lo tanto también es conveniente.
- Si $VPN < 0$, significa que la rentabilidad del proyecto es inferior a la exigida por el inversionista y por lo tanto no es conveniente. Vale la pena aclarar que un VPN negativo no necesariamente significa que el proyecto arroje pérdida, sino que para las expectativas del inversionista de acuerdo a su tasa de oportunidad el proyecto no es atractivo (p. 51-52).

Como el resultado del VPN es negativo, se concluye que el proyecto no es rentable económicamente, porque no se recuperará la inversión realizada; sin embargo, como el proyecto es de carácter social no necesita ser rentable pues su finalidad es brindar desarrollo a la comunidad.

2.11.2. Tasa Interna de Retorno (TIR)

Baca (s.f.), define la tasa interna de retorno como:

La tasa a la cual son descontados los flujos de caja de un proyecto de tal forma que los ingresos y los egresos sean iguales. Desde el punto de vista matemático, la tasa interna de retorno de un flujo de caja de un proyecto es aquella tasa que hace el valor presente neto (VPN) igual a cero (p. 248).

Debido a que el valor presente neto es menor a cero, porque el proyecto es puramente de carácter social, no es necesario realizar el análisis de la tasa interna de retorno (TIR); de tal manera que el análisis fue enfocado como una inversión de costo/beneficio.

Costo = inversión inicial, Q. 1,675,014.64

Beneficio = Población a beneficiar, 173 habitantes

$$\frac{\text{Costo}}{\text{Beneficio}} = \frac{Q. 1,675,014.64}{173 \text{ habitantes}} = Q9,682.17/\text{habitante}$$

Las instituciones de inversión social toman las decisiones basándose en el valor anteriormente obtenido y las disposiciones económicas que posean.

2.12. Evaluación de impacto ambiental

Para todo proyecto, obra, industria o cualquier otra actividad que por sus características puede producir deterioro a los recursos naturales renovables o no, al ambiente, o introducir modificaciones nocivas o notorias al paisaje y a los

recursos culturales del patrimonio nacional, será necesario previamente a su desarrollo un estudio de evaluación del impacto ambiental (MARN, 1986, art. 8).

El Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales establece categorías para los diferentes tipos de proyectos según su peligrosidad:

MARN (2016),

- Categoría A: son todos aquellos proyectos de más alto impacto ambiental potencial o riesgo ambiental, los megaproyectos de desarrollo especialmente.
- Categoría B: se refiere a aquellos proyectos considerados como las de moderado impacto ambiental. Se divide en dos clases: la B1, las que se consideran como de moderado a alto impacto ambiental; y la B2, las que se consideran como de moderado a bajo impacto ambiental.
- Categoría C: considera aquellos proyectos de bajo impacto y riesgo ambiental, que se desarrollaran de forma permanente y que se materializan en un solo acto.

Tomando de referencia el “Listado taxativo de proyectos, obras, industrias o actividades” emitido según acuerdo ministerial No. 199-2016, los proyectos de diseño, construcción y operación de puentes vehiculares de una vía son de categoría B2, por lo que se considera de moderado a bajo impacto ambiental.

Tabla 35. **Listado taxativo de proyectos, obras, industrias o actividades**

División 42		Obras de Ingeniería Civil				
No.	Descripción	Clase	A	B1	B2	C
599	Diseño, construcción y operación de puentes vehiculares de una vía.	4210			Todos	

Fuente: MARN (2016)

Por ser una obra de categoría B2, se debe realizar una evaluación ambiental inicial (EAI), con la cual se podrá identificar el impacto negativo que el proyecto tendrá en su entorno; así como las posibles medidas de mitigación.

Información sobre el proyecto:

- Ubicación

Nombre de la comunidad: caserío Bojórquez

Aldea: Atulapa

Municipio: Esquipulas

Departamento: Chiquimula

- Tipo de proyecto

Puente vehicular de concreto armado de una vía en camino rural

- Consideraciones especiales: se deben tomar durante las visitas al sitio del proyecto

- Consideraciones sobre áreas protegidas: no se ubica dentro de ninguna área protegida legalmente establecida.
- Consideraciones sobre ecosistemas naturales: el proyecto no afecta ecosistemas naturales.
- Otras consideraciones: no aplican.
- Impactos ambientales determinados durante la construcción y operación

Se evalúan mediante una matriz en la cual se incluye el aspecto ambiental afectado, el impacto ambiental producido y las medidas de mitigación que deberán implementarse.

Tabla 36. **Análisis de impacto ambiental para puente vehicular**

No	Aspecto ambiental	Impacto ambiental	Medidas de mitigación
1	Suelo	Erosión y otro tipo de alteraciones de las propiedades físicas del suelo.	<ul style="list-style-type: none"> • Utilización de mecanismos de estabilización física para prevención de la erosión.

Fuente: elaboración propia

Continuación de tabla 36.

1	Suelo	Modificación de la topografía del área	<ul style="list-style-type: none"> • Homogeneizar y compactar el suelo.
2	Aire	Levantamiento de partículas de polvo y cemento	<ul style="list-style-type: none"> • Los obreros deberán utilizar mascarillas para evitar respirar cualquier partícula nociva a la salud. • Realizar un manejo adecuado del cemento al momento del vaciado. • Control en las actividades de excavación y relleno.
		Emisión de dióxido de carbono	<ul style="list-style-type: none"> • Mantenimiento periódico de maquinaria para evitar una mala combustión.
3	Agua	Contaminación del agua por materiales utilizados durante la construcción	<ul style="list-style-type: none"> • Depositar de forma adecuada el concreto en la fundición para evitar la contaminación del agua. • Realizar la construcción en época de estiaje. • Prohibir el tirar cualquier tipo de desecho en el cauce de la quebrada Bojórquez.
4	Flora	Pérdida temporal y permanente de la vegetación.	<ul style="list-style-type: none"> • Evitar el corte de árboles que no obstruyan en la correcta ejecución de la obra. • Delimitar áreas de trabajo para minimizar el daño a la vegetación. • Reforestar donde se considere necesario.

Fuente: elaboración propia

CONCLUSIONES

1. Se definió un puente vehicular de 25 m de longitud con un esviaje de 25° basado en el levantamiento topográfico; por medio del estudio de suelos se determinó un valor soporte del suelo de $83.33 \text{ Ton}/\text{m}^2$; el caudal de diseño es de $165.83 \text{ m}^3/\text{s}$, siendo el tirante hidráulico de 3.87 m y según el estudio de tráfico, el vehículo de diseño es HL-93 (un eje de 8,000 lb y dos ejes de 32,000 lb).
2. Se realizó el cálculo estructural de la superestructura del puente compuesta por elementos de concreto armado (dos vigas, una losa, dos banquetas, dos diafragmas externos y uno interno); así como de la subestructura que la constituyen elementos de concreto armado (dos vigas de apoyo y dos cortinas), elementos de mampostería de piedra (dos estribos y cuatro aleros) y complementos (dos almohadas de neopreno y dos juntas angulares) aplicando normas reconocidas internacionalmente como: AASHTO Standard (2002), AASHTO LRFD (2014) y ACI 318S-14 (2014), que garantizan su capacidad y vida útil.
3. Se presentó un informe que contiene un juego de siete planos (plantas generales, elevaciones y detalles constructivos), especificaciones técnicas, cronograma de ejecución y un presupuesto detallado en renglones de trabajo, siendo el costo total de la obra de Q 1,675,014.64.

RECOMENDACIONES

1. A la Dirección Municipal de Planificación –DMP-, de la municipalidad de Esquipulas, garantizar la supervisión técnica profesional durante la ejecución del proyecto para cumplir con las especificaciones técnicas y los requerimientos contenidos en los planos.
2. Al supervisor de la DMP, verificar que los materiales utilizados posean la calidad y las características requeridas, según especificaciones técnicas.
3. A la municipalidad de Esquipulas, construir el puente en época de verano, con el fin de que el agua no afecte los trabajos de cimentación.
4. Al COCODE del caserío Bojórquez, efectuar un mantenimiento adecuado y periódico a los elementos que conforman el puente vehicular para que desempeñen de manera óptima las funciones para las cuales fueron creados.
5. A la municipalidad de Esquipulas, realizar la ejecución del presente proyecto en un período de dos años para garantizar que las condiciones bajo las cuales fue diseñado no hayan sufrido modificaciones.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. American Concrete Institute –ACI– (2014). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14)*. USA.
2. American Association of State Highways and Transportation Officials – AASHTO– (2002). *Standard Specifications for Highway Bridges*. 16a Ed. USA.
3. American Association of State Highways and Transportation Officials – AASHTO– (2014). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*. 7a Ed. USA.
4. Asociación de Fabricantes de Tubos de Hormigón Armado –ATHA- (2000). *Manual de cálculo, diseño e instalación de tubos de hormigón armado*. España.
5. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica –AGIES- (2013). *Normas para el diseño y construcción de puentes. Propuesta AGIES NSE 5.2*. Guatemala.
6. Baca, G. (s.f). *Ingeniería Económica*. 8a Ed. Bogotá, D.C: Fondo Educativo Panamericano.
7. Bowles, J. (1997). *Foundation analysis and design*. 5a Ed. Singapur: McGraw-Hill Companies, Inc.

8. Centro de Coordinación para la Prevención de los Desastres Naturales en América Central –CEPRENAC- & Secretaría de Integración Económica Centroamericana –SIECA-, (2013) *Manual Centroamericano de Gestión de Riesgos*.
9. Chow, V. (2004). *Hidráulica de canales abiertos*. Colombia: McGraw-Hill.
10. Das, B. (2015). *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. 4a Ed. México: Cengage Learning.
11. Dirección General de Caminos, (2001). *Especificaciones generales para construcción de carreteras y puentes*. Guatemala.
12. Gámez, W. (2009). *Texto básico de Hidrología*. Universidad Nacional Agraria. Facultad de Recursos Naturales y del Ambiente. Managua, Nicaragua
13. Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología –INSIVUMEH–. (2002). *Informe de intensidades de precipitación en Guatemala*. Guatemala.
14. Jiménez Cleves, G. (2007). *Topografía para ingenieros civiles*. Universidad del Quindío. Armenia.
15. Liao, S. & Whitman, R. (1986). *Overburden Correction Factors for SPT in Sand – JGED*. ASCE, Vol. 112
16. McCormac, J. & Brown, R. (2011). *Diseño de concreto reforzado*. 8a Ed. México: Alfaomega.

17. Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales -MARN-. (11 de julio de 2016). *Reglamento de evaluación, control y seguimiento ambiental* [Acuerdo gubernativo número 137-2016]. DO: Diario de Centroamérica.
18. Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales -MARN-. (14 de julio de 2016). *Listado taxativo de proyectos, obras, industrias o actividades* [Acuerdo ministerial número 199-2016]. DO: Diario de Centroamérica.
19. Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales -MARN-. (5 de diciembre de 1986). *Ley de Protección y mejoramiento del ambiente*. [Decreto 68-86]. DO: Diario de Centroamérica.
20. National Engineering Handbook. (1972). *Sec. 4: Hydrology*. USDA.
21. Nilson, A. (2001). *Diseño de estructuras de concreto*. 12a Ed. Colombia: McGraw Hill.
22. Ortega Barreda, C. (1983). *Esquipulas, centro de mercadeo turístico artesanal*. (Tesis de licenciatura). Universidad de San Carlos de Guatemala. Facultad de Arquitectura. Guatemala
23. Productos técnicos especializados. (s.f.) *Apoyos de neopreno*. Recuperado el 10 de octubre de 2016 de:
http://www.eymproductostecnicos.com/apoyos_de_neopreno_estructurales_y_para_puentes

24. Seminario Manrique, E. (2004). *Guía para el diseño de puentes con vigas y losas*. (Tesis de licenciatura). Universidad de Piura. Facultad de Ingeniería.
25. Serna, R. & Rojas, G. (2012). *Manual didáctico de matemáticas financieras*. (Tesis de maestría). Universidad EAN. Facultad de postgrados. Bogotá, D.C.
26. Villón Béjar, M. (2002). *Hidrología*. 2a Ed. Perú: Villón.
27. Villeda, J. (2003). *Datos del Municipio* [En línea] Recuperado el 18 de julio de 2017: <http://www.esquipulas.com.gt/turismo/datos-del-municipio/>

APÉNDICE

- APÉNDICE A** Libreta topográfica, proyecto de diseño de puente vehicular caserío Bojórquez, aldea Atulapa, municipio de Esquipulas, departamento de Chiquimula
- APÉNDICE B** Fotografías de estudio de suelos, ensayo de penetración estándar (SPT).
- APÉNDICE C** Planos constructivos, proyecto de diseño de puente vehicular caserío Bojórquez, aldea Atulapa, municipio de Esquipulas, departamento de Chiquimula

APÉNDICE A

**Tabla A-1. Libreta topográfica, proyecto de diseño de puente vehicular
caserío Bojórquez, aldea Atulapa, municipio de Esquipulas, departamento
de Chiquimula**

Punto	Coordenadas		Cota	Referencia
	X	Y		
E0	1000.002	999.999	100.015	E
0.1	1038.065	1030.562	88.556	R
0.2	1036.356	1031.444	88.523	R
0.3	1033.882	1033.159	88.952	R
0.4	1030.056	1025.669	90.281	C
0.5	1027.826	1027.045	88.744	C
0.6	1031.222	1024.395	88.539	C
0.7	1017.64	993.215	100.726	C
0.8	1017.312	995.226	101.122	C
0.9	1017.141	996.949	101.184	C
0.1	997.458	991.781	98.497	C
0.11	997.568	994.251	98.612	C
0.12	997.705	996.602	98.509	C
0.13	1024.667	1020.593	88.582	R
0.14	1020.257	1021.72	89.618	R
0.15	1014.476	1017.226	88.961	R
0.16	983.888	994.397	96.175	C
0.17	985.136	996.854	96.315	C
0.18	986.679	999.473	96.046	C

Fuente: elaboración propia

Continuación de tabla A-1

Punto	Coordenadas		Cota	Referencia
	X	Y		
0.19	1003.104	1014.57	88.806	R
E1	976.665	1013.026	93.368	E
1.1	1025.962	1016.137	88.792	R
1.2	1020.079	1012.25	89.099	R
1.3	1018.218	1014.318	88.775	R
1.4	1004.534	1009.922	88.099	R
1.5	1003.633	1011.408	88.381	R
1.6	991.151	1007.526	88.266	R
1.7	991.785	1009.948	88.534	R
1.8	992.471	1012.199	88.546	R
1.9	980.51	1016.934	88.269	R
1.1	979.498	1015.43	88.04	R
1.11	984.261	1020.298	88.967	R
1.12	964.956	1024.998	88.825	R
1.13	967.018	1027.244	88.657	R
1.14	970.054	1029.201	88.207	R
1.15	999.575	1018.929	99.255	T
1.16	994.368	1021.147	100.935	T
1.17	992.967	1023.341	101.478	T
1.18	960.662	1038.881	89.075	R
1.19	957.747	1035.76	88.675	R
1.2	954.1	1032.586	89.045	R
1.21	985.231	1029.929	100.482	R

Fuente: elaboración propia

Continuación de tabla A-1

Punto	Coordenadas		Cota	Referencia
	X	Y		
1.22	958.802	1018.656	90.443	C
1.23	960.294	1020.14	90.569	C
1.24	961.646	1021.719	90.44	C
1.25	975.343	1032.299	96.682	T
1.26	948.082	1029.345	89.365	C
1.27	950.015	1031.008	89.369	C
1.28	951.959	1032.713	89.241	C
1.29	972.567	1033.502	95.202	T
1.3	944.929	1042.828	88.896	CR
1.31	947.8	1042.597	88.89	CR
1.32	939.839	1045.25	88.85	CR
1.33	939.704	1050.711	89.058	CR
1.34	942.588	1050.606	89.087	CR
1.35	945.489	1051.043	89.27	CR
1.36	956.559	1028.052	90.148	T
1.37	960.598	1024.612	91.316	T
1.38	969.137	1018.896	92.477	T
1.39	975.331	1014.321	93.582	T
1.4	982.767	1008.286	94.236	T
1.41	988.368	1004.632	95.132	T
1.42	996.638	1002.686	97.742	T
1.43	1006.914	1003.409	98.845	T
1.44	1014.481	1005.506	99.637	T

Fuente: elaboración propia

Continuación de tabla A-1

Punto	Coordenadas		Cota	Referencia
	X	Y		
1.45	1020.954	1008.035	100.193	T
1.46	963.822	1011.152	92.964	C
1.47	960.276	1016.62	91.268	C
E2	927.286	1052.127	89.138	E
2.1	944.566	1063.295	89.86	C
2.2	941.103	1063.195	90.195	C
2.3	937.548	1063.276	90.228	C
2.4	939.584	1075.215	90.916	C
2.5	945.627	1073.713	90.855	C
2.6	942.498	1074.545	91.182	C
2.7	942.085	1086.277	92.188	C
2.8	947.97	1084.471	91.818	C
2.9	945.486	1085.548	92.371	C
2.1	952.255	1092.958	93.279	C
2.11	950.543	1095.07	93.729	C
2.12	949.152	1097.216	93.701	C
2.13	956.111	1103.296	94.709	C
2.14	957.452	1101.896	94.748	C
2.15	917.855	1057.726	89.078	R
2.16	923.659	1062.869	89.029	R
2.17	929.822	1068.197	89.223	R
2.18	909.5	1070.179	89.134	R
2.19	915.747	1074.079	88.661	R

Fuente: elaboración propia

Continuación de tabla A-1

Punto	Coordenadas		Cota	Referencia
	X	Y		
2.2	924.46	1079.377	89.96	R
2.21	905.346	1088.493	88.525	R
2.22	910.403	1089.819	88.34	R
2.23	900.21	1099.425	88.423	R
2.24	918.077	1093.173	89.266	R
2.25	904.995	1101.954	88.067	R
E3	896.1	1130.931	88.737	E
3.1	911.962	1108.024	88.753	R
3.2	906.734	1122.154	89.014	R
3.3	898.096	1117.338	88.218	R
3.4	890.382	1108.416	88.712	R
3.5	877.798	1112.773	88.771	R
3.6	881.874	1122.864	88.316	R
3.7	884.633	1129.337	87.855	R
3.8	921.528	1047.307	104.104	T
3.9	889.919	1136.326	88.207	R
3.1	868.597	1135.71	88.957	R
3.11	869.012	1128.741	86.601	R
3.12	902.672	1093.826	103.049	T
3.13	891.238	1098.341	101.957	T
3.14	869.644	1122.446	87.618	R
3.15	871.116	1113.238	88.768	R
3.16	851.334	1099.902	87.595	R

Fuente: elaboración propia

Continuación de tabla A-1

Punto	Coordenadas		Cota	Referencia
	X	Y		
3.17	847.752	1103.506	87.625	R
3.18	842.229	1107.113	87.692	R
3.19	837.2	1113.34	87.954	R
3.2	835.412	1091.307	87.13	R
3.21	823.734	1080.884	87.493	R

Fuente: elaboración propia

APÉNDICE B

Fotografías de estudio de suelos, ensayo de penetración estándar (SPT)

Figura 1. Armado de equipo



Fuente: elaboración propia

Figura 2. Colocación de equipo



Fuente: elaboración propia

Figura 3. **Muestreador estándar**



Fuente: elaboración propia

Figura 4. **Penetración del muestreador en el suelo**



Fuente: elaboración propia

Figura 5. Muestra de suelo alterada

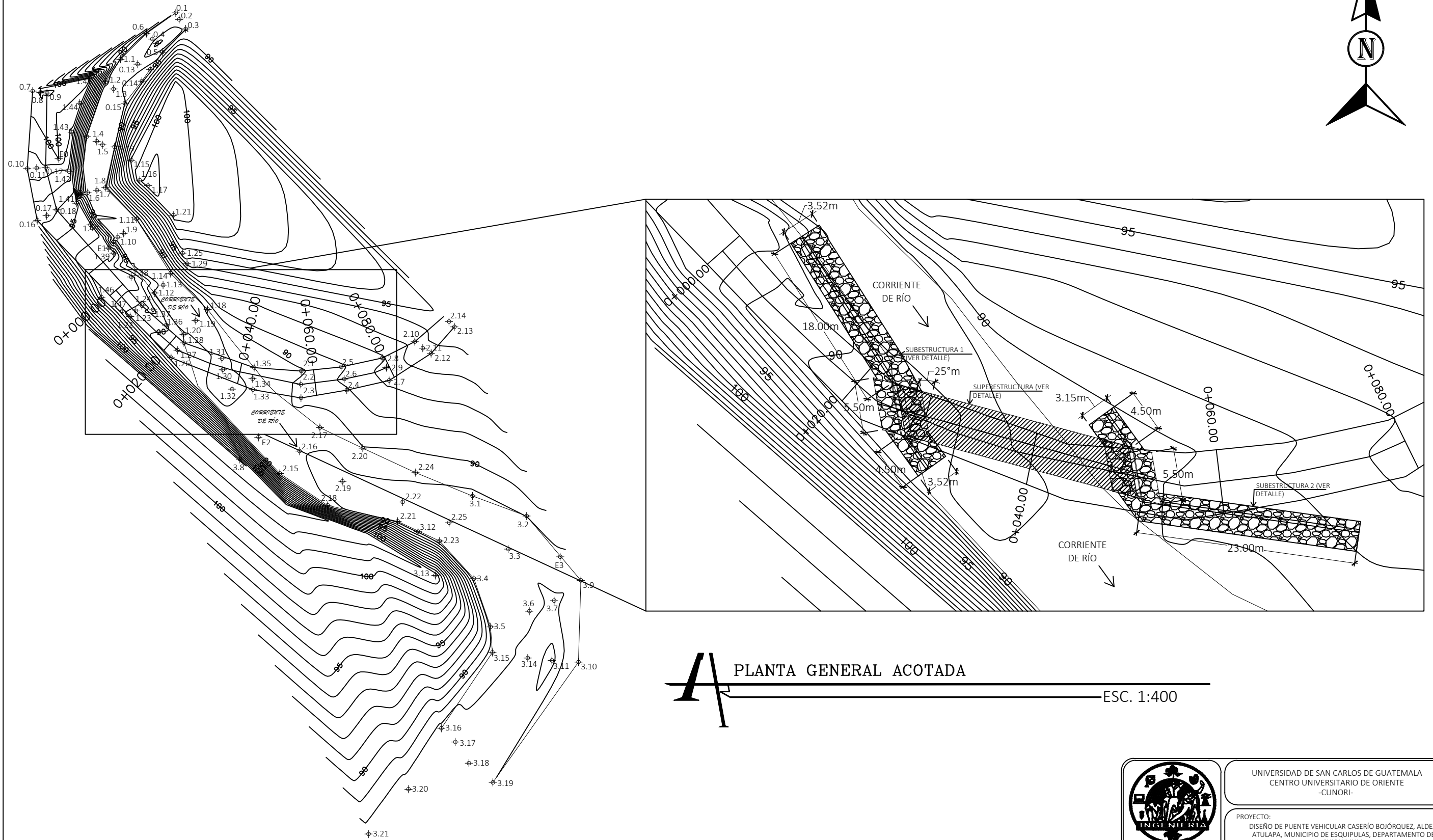
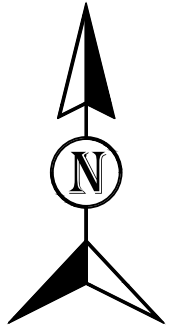


Fuente: elaboración propia

APÉNDICE C


Planos constructivos, puente vehicular caserío Bojórquez, aldea Atulapa, municipio de Esquipulas, departamento de Chiquimula

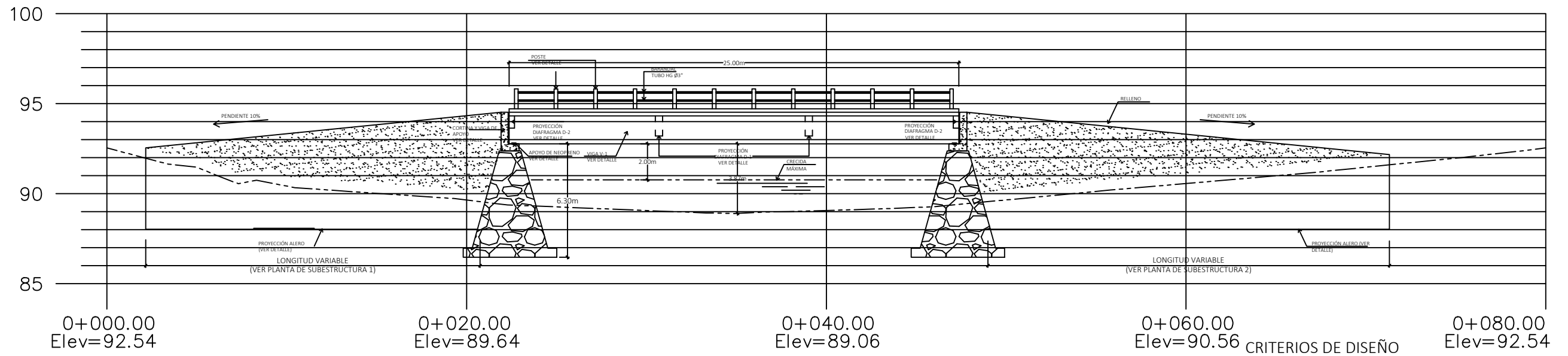
1. Planta de curvas de nivel y planta general acotada
2. Perfil natural del terreno y elevación longitudinal del puente
3. Planta de subestructura
4. Detalles de subestructura
5. Superestructura
6. Detalles constructivos
7. Detalles constructivos



PLANTA DE CURVAS DE NIVEL
 ESC. 1:1000

PLANTA GENERAL ACOTADA
 ESC. 1:400

		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE -CUNORI-	
		PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR CASERÍO BOJÓRQUEZ, ALDEA ATULAPA, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA	
CONTENIDO: PLANTA DE CURVAS DE NIVEL Y PLANTA GENERAL ACOTADA		ESCALA: INDICADA	
DIBUJO: EDGAR VINICIO ARDÓN VALDÉS	CÁLCULO: EDGAR VINICIO ARDÓN VALDÉS	DISEÑO: EDGAR VINICIO ARDÓN VALDÉS	SEPTIEMBRE 2019
ING. LUIS AMBROCIO ASESOR		Vo. Bo.	
		HOJA 1 / 7	



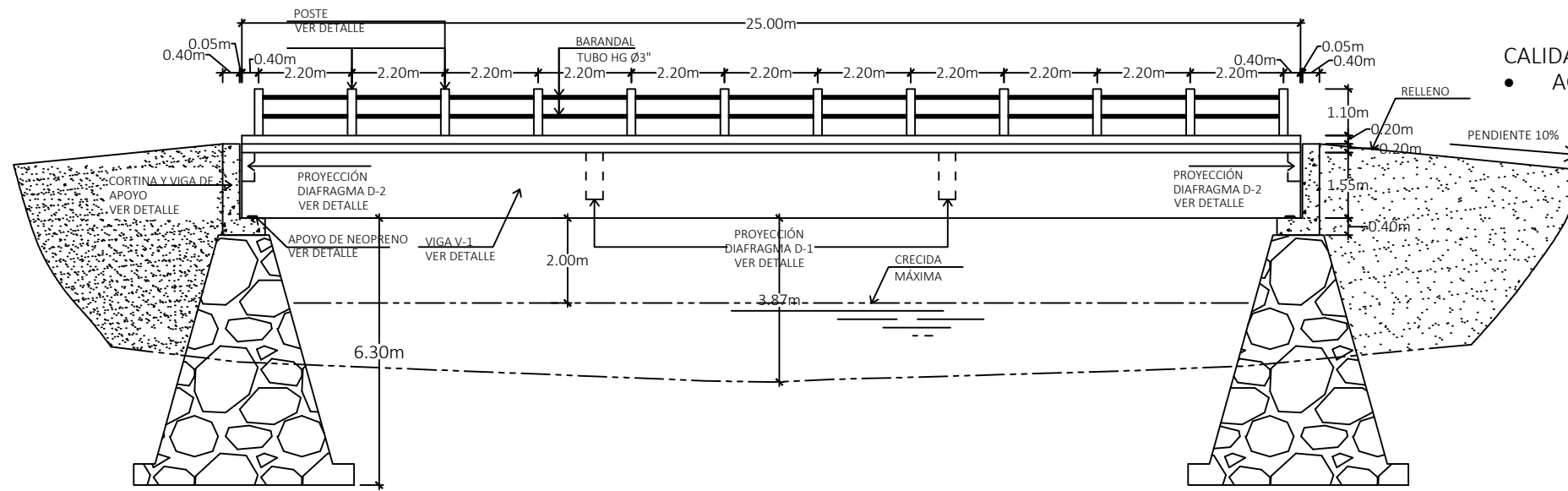
PERFIL NATURAL DEL TERRENO
 ESC. HORIZONTAL 1:250
 ESC. VERTICAL 1:250

ESPECIFICACIONES AASHTO


- SOBRECARGA VEHICULAR (AASHTO LRFD, 3.6.1.2.2): HI-93
- LUZ DE DISEÑO: 25 m

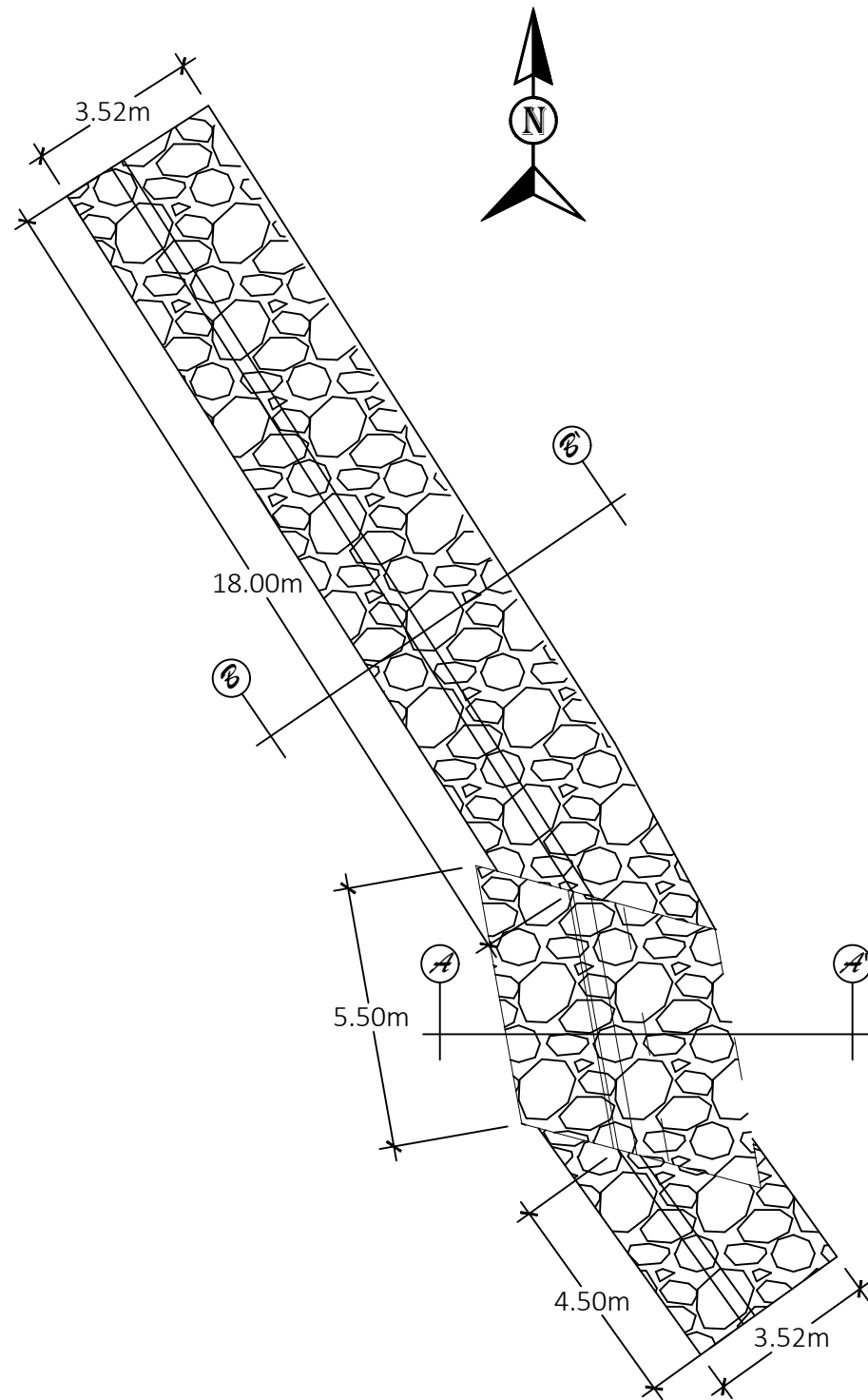
ESPECIFICACIONES DE MATERIALES

- CONCRETO:
 ESFUERZO A COMPRESIÓN A LOS 28 DÍAS: $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$
- ACERO DE REFUERZO:
 ESFUERZO A LA FLUENCIA: $F_y=2800 \text{ kg/cm}^2$ ó 4200 kg/cm^2
 (SEGÚN SE INDIQUE EN LOS DETALLES GENERALES).
- AGREGADOS:
 EL TAMAÑO MÁXIMO NOMINAL DEL AGREGADO GRUESO NO SERÁ MAYOR QUE:
 $\frac{1}{5}$ DE LA SEPARACIÓN MENOR ENTRE LOS LADOS DE LA FORMALETA
 $\frac{3}{4}$ DEL ESPACIAMIENTO MÍNIMO LIBRE ENTRE VARILLAS DE REFUERZO
 EL AGREGADO FINO DEBE ESTAR LIBRE DE ARCILLAS, LIMOS, MATERIAS ORGÁNICAS U OTRAS SUSTANCIAS QUE AFECTEN LAS PROPIEDADES Y CALIDAD DEL CONCRETO.
- AGUA:
 EL AGUA DEBE SER PREFERENTEMENTE POTABLE, LIMPIA Y LIBRE DE CANTIDADES QUE PUEDAN SER NOCIVAS AL CONCRETO O AL ACERO.

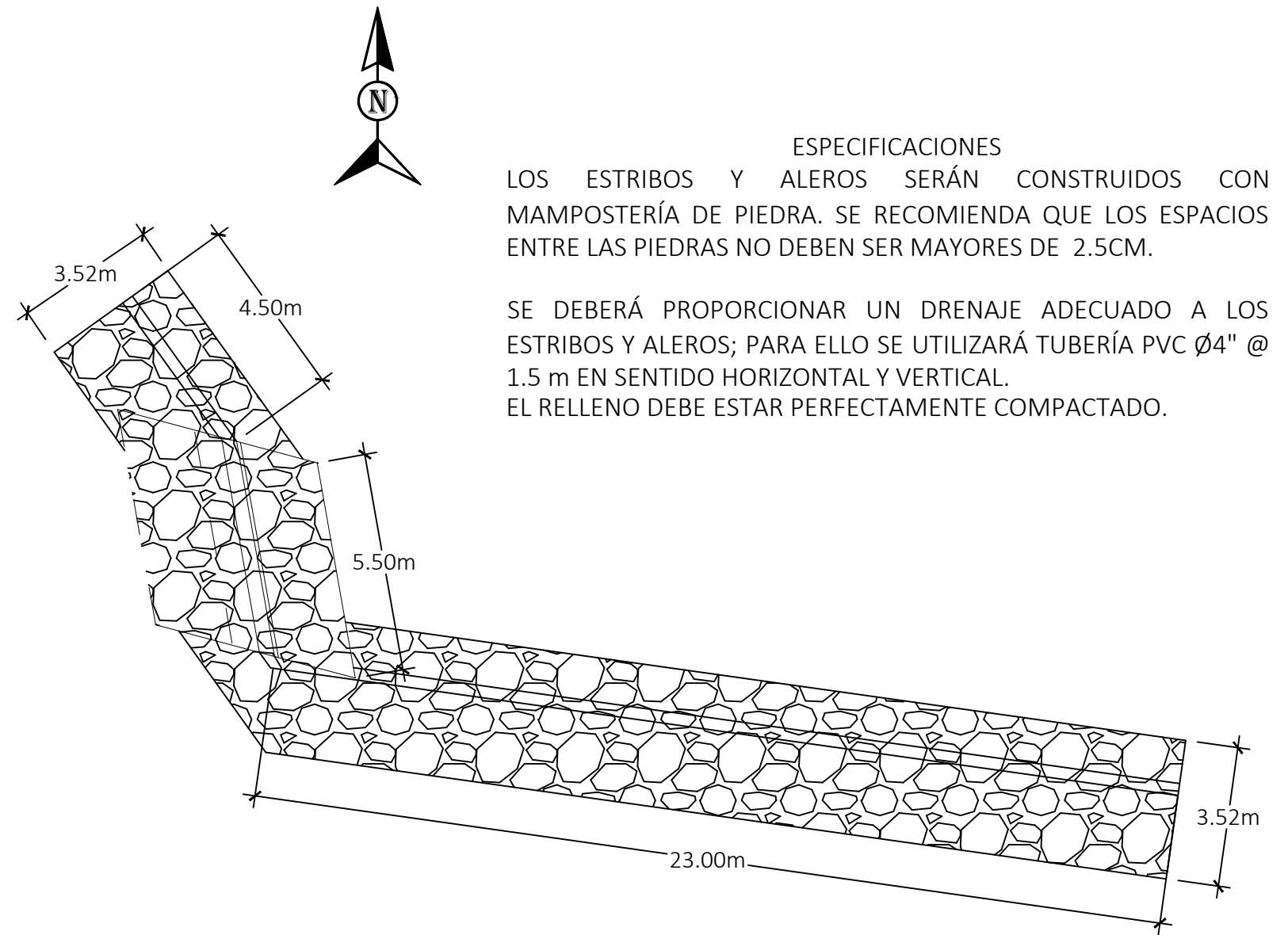


ELEVACIÓN LONGITUDINAL DEL PUENTE
 ESC. 1:150

		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE -CUNORI-	
PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR CASERÍO BOJÓRQUEZ, ALDEA ATULAPA, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA			
CONTENIDO: PERFIL NATURAL DEL TERRENO Y ELEVACIÓN LONGITUDINAL DEL PUENTE		ESCALA: INDICADA	
DIBUJO: EDGAR VINICIO ARDÓN VALDÉS	CÁLCULO: EDGAR VINICIO ARDÓN VALDÉS	DISEÑO: EDGAR VINICIO ARDÓN VALDÉS	SEPTIEMBRE 2019
ING. LUIS AMBROCIO ASESOR			HOJA 2 / 7




PLANTA DE SUBESTRUCTURA 1
 ESC. 1:150

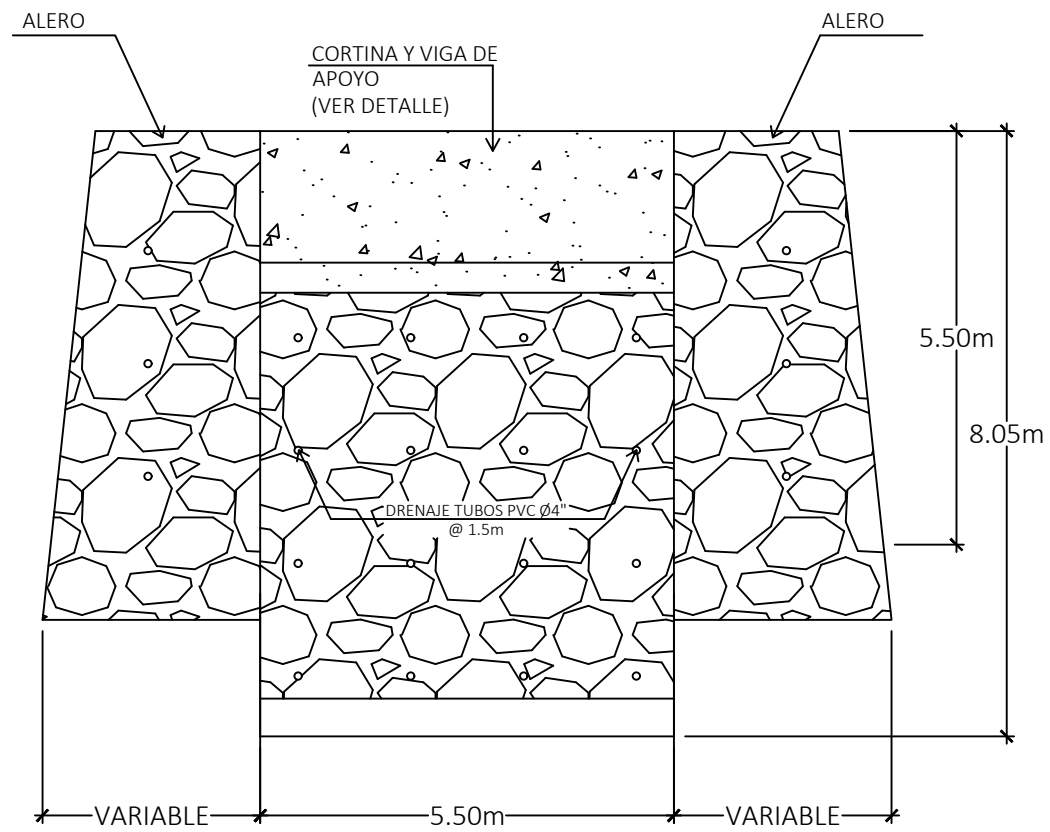


PLANTA DE SUBESTRUCTURA 2
 ESC. 1:150

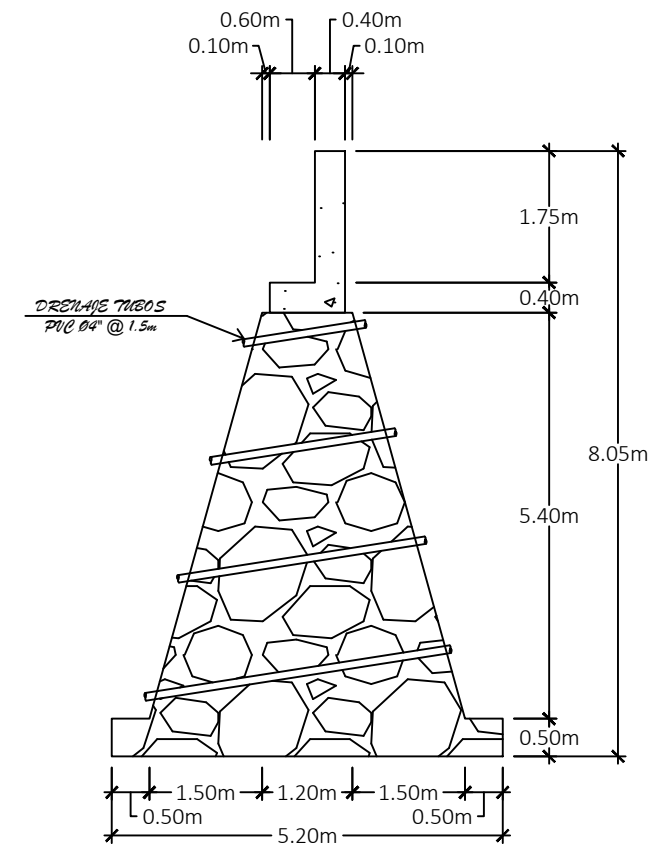
ESPECIFICACIONES
 LOS ESTRIBOS Y ALEROS SERÁN CONSTRUIDOS CON MAMPOSTERÍA DE PIEDRA. SE RECOMIENDA QUE LOS ESPACIOS ENTRE LAS PIEDRAS NO DEBEN SER MAYORES DE 2.5CM.

SE DEBERÁ PROPORCIONAR UN DRENAJE ADECUADO A LOS ESTRIBOS Y ALEROS; PARA ELLO SE UTILIZARÁ TUBERÍA PVC Ø4" @ 1.5 m EN SENTIDO HORIZONTAL Y VERTICAL. EL RELLENO DEBE ESTAR PERFECTAMENTE COMPACTADO.

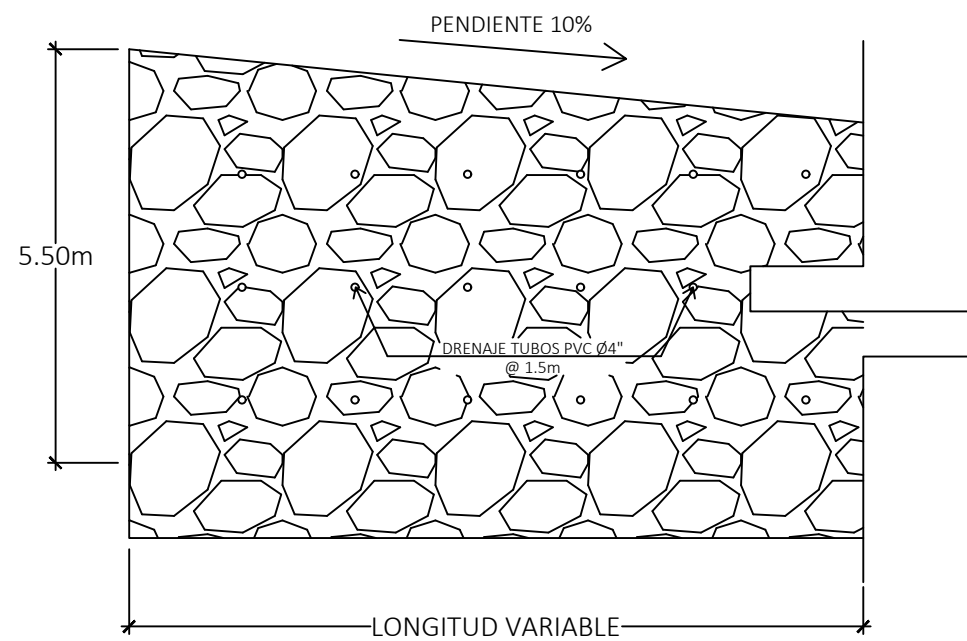
		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE -CUNORI-	
		PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR CASERÍO BOJÓRQUEZ, ALDEA ATULAPA, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA	
CONTENIDO:		ESCALA:	
PLANTA DE SUBESTRUCTURA		INDICADA	
DIBUJO: EDGAR VINICIO ARDÓN VALDÉS	CÁLCULO: EDGAR VINICIO ARDÓN VALDÉS	DISEÑO: EDGAR VINICIO ARDÓN VALDÉS	SEPTIEMBRE 2019
		HOJA 3	
ING. LUIS AMBROCIO ASESOR		Vo. Bo. 7	



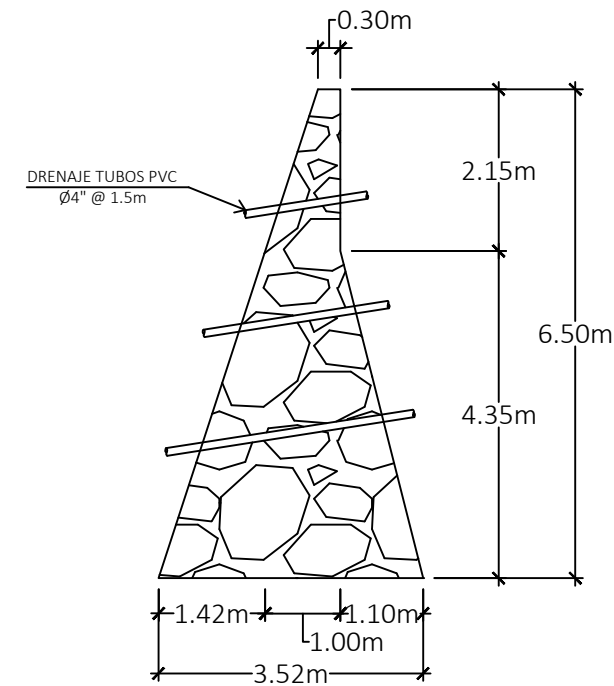
ELEVACIÓN DE SUBESTRUCTURA
ESC. 1:100




ELEVACIÓN DE ESTRIBO, SECCIÓN A-A'
ESC. 1:100

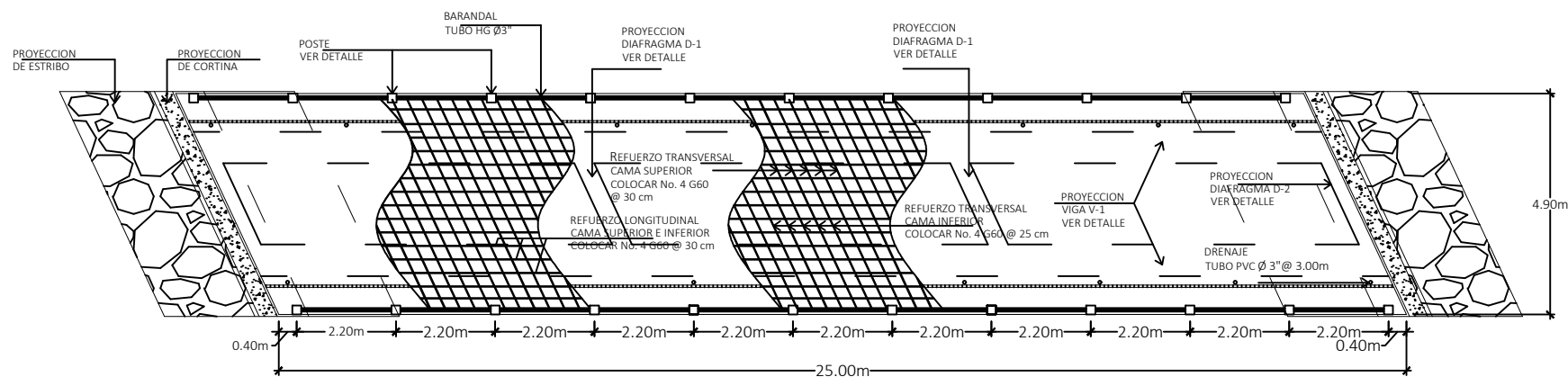


ELEVACIÓN DE FRONTAL DE ALERO
ESC. 1:100



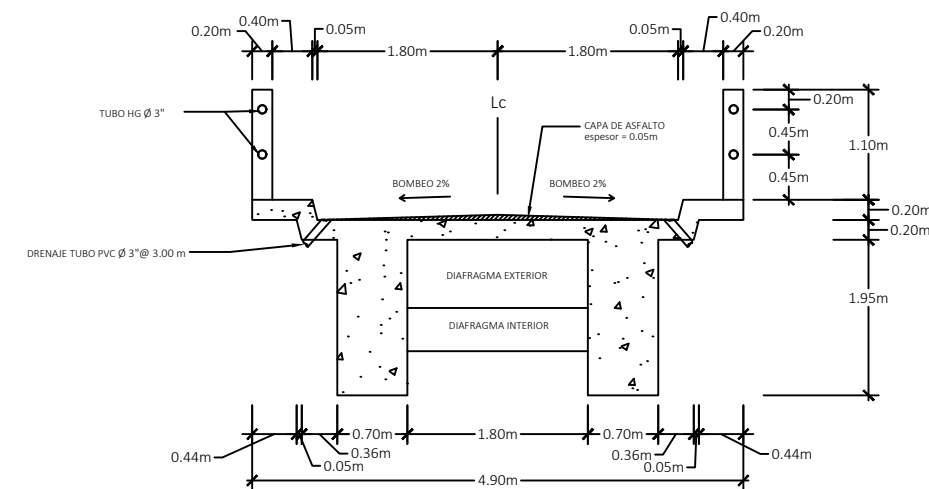
ELEVACIÓN DE ALERO SECCIÓN B-B'
ESC. 1:100

		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE -CUNORI-	
		PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR CASERÍO BOJÓRQUEZ, ALDEA ATULAPA, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA	
CONTENIDO:		ESCALA:	
DETALLES DE SUBESTRUCTURA		INDICADA	
DIBUJO: EDGAR VINICIO ARDÓN VALDÉS	CÁLCULO: EDGAR VINICIO ARDÓN VALDÉS	DISEÑO: EDGAR VINICIO ARDÓN VALDÉS	SEPTIEMBRE 2019
		HOJA 4	
ING. LUIS AMBROCIO ASESOR		Vo. Bo. 7	



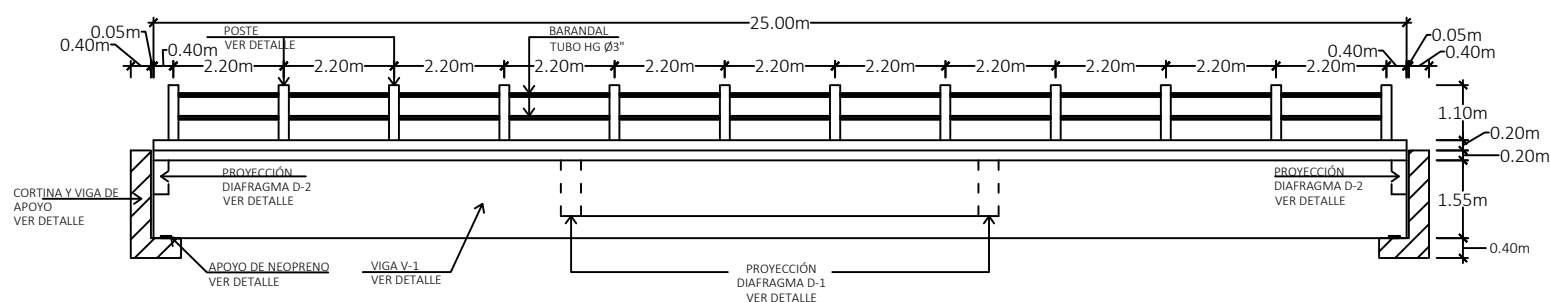
PLANTA DE SUPERESTRUCTURA

ESC. 1:150



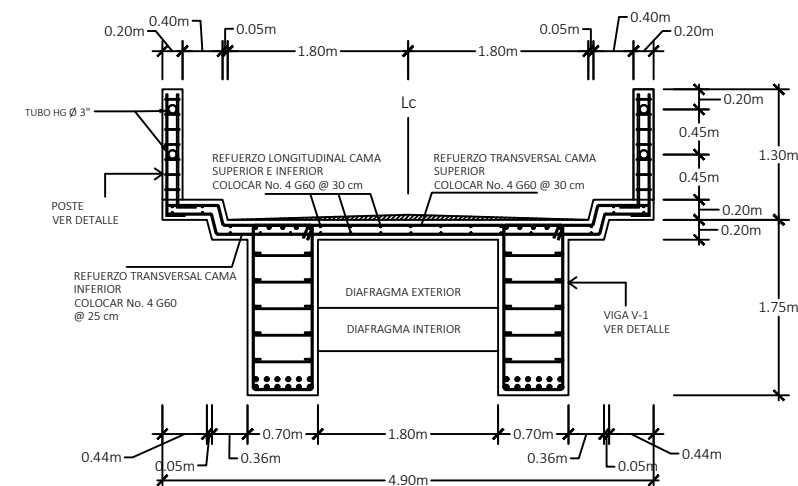
SECCIÓN DE SUPERESTRUCTURA

ESC. 1:75



ELEVACIÓN DE SUPERESTRUCTURA

ESC. 1:75



ARMADO DE SUPERESTRUCTURA

ESC. 1:75

ESPECIFICACIONES

SE UTILIZARÁ UN CONCRETO CON ESFUERZO A COMPRESIÓN A LOS 28 DÍAS: $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$ CON PROPORCIÓN 1:2:2.

EL ACERO DE REFUERZO SERÁ DE GRADO 60 (4200 kg/cm^2) O SEGÚN LO INDICADO EN DETALLES.

LA LOSA DE RODADURA DEBERÁ TENER UNA PENDIENTE DEL 2% HACIA AMBOS LADOS, A PARTIR DEL CENTRO DE LA CALLE.

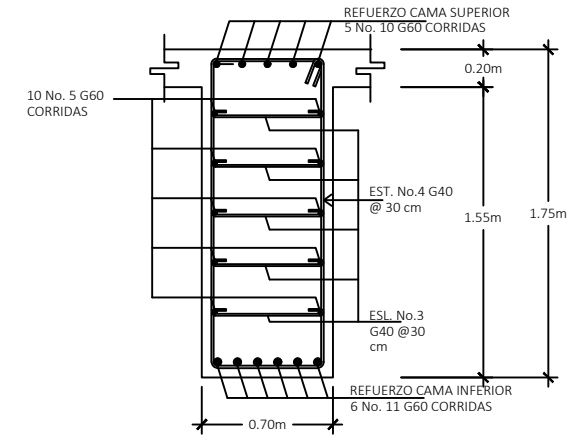
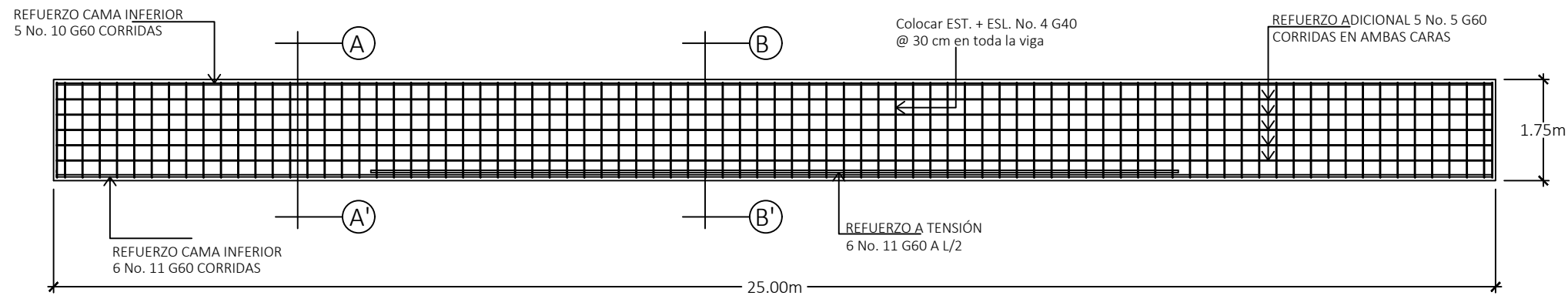
EL RECUBRIMIENTO DE LA LOSA SERÁ DE 5 cm.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE
-CUNORI-

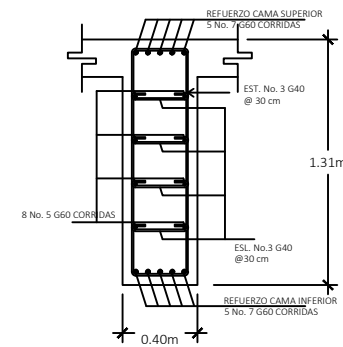
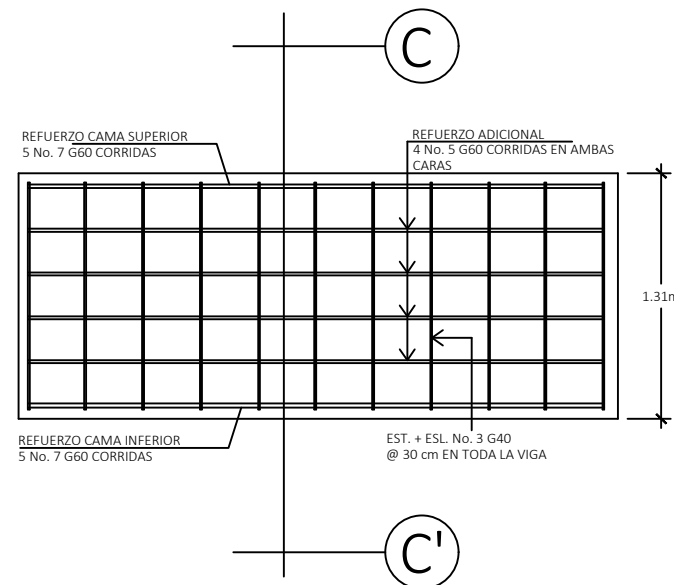
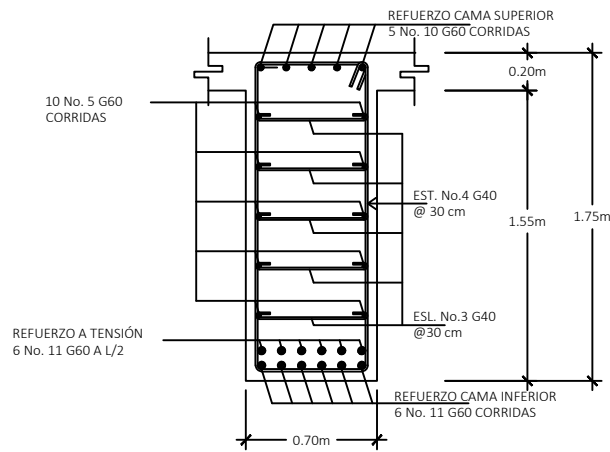
PROYECTO:
DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR CASERÍO BOJÓRQUEZ, ALDEA ATULAPA, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA

CONTENIDO: SUPERESTRUCTURA			ESCALA: INDICADA
DIBUJO: EDGAR VINICIO ARDÓN VALDÉS	CÁLCULO: EDGAR VINICIO ARDÓN VALDÉS	DISEÑO: EDGAR VINICIO ARDÓN VALDÉS	SEPTIEMBRE 2019
ING. LUIS AMBROCIO ASESOR			HOJA 5 7



DETALLE ARMADO LONGITUDINAL DE VIGA V-1
ESC. 1:100

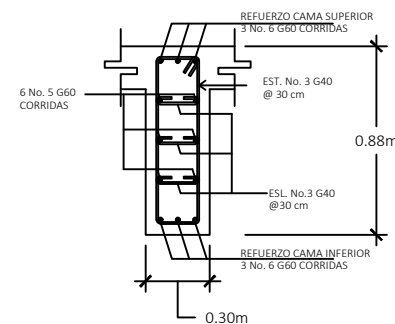
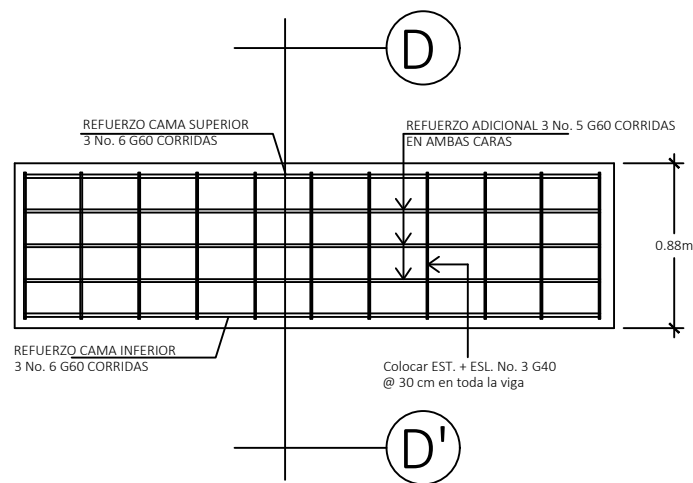
SECCIÓN A-A' VIGA V-1
ESC. 1:40



SECCIÓN B-B' VIGA V-1
ESC. 1:40

DETALLE ARMADO LONGITUDINAL DIAFRAGMA D-1
ESC. 1:40

SECCIÓN C-C' DIAFRAGMA D-1
ESC. 1:40



DETALLE ARMADO LONGITUDINAL DIAFRAGMA D-2
ESC. 1:40


SECCIÓN C-C' DIAFRAGMA D-2
ESC. 1:35

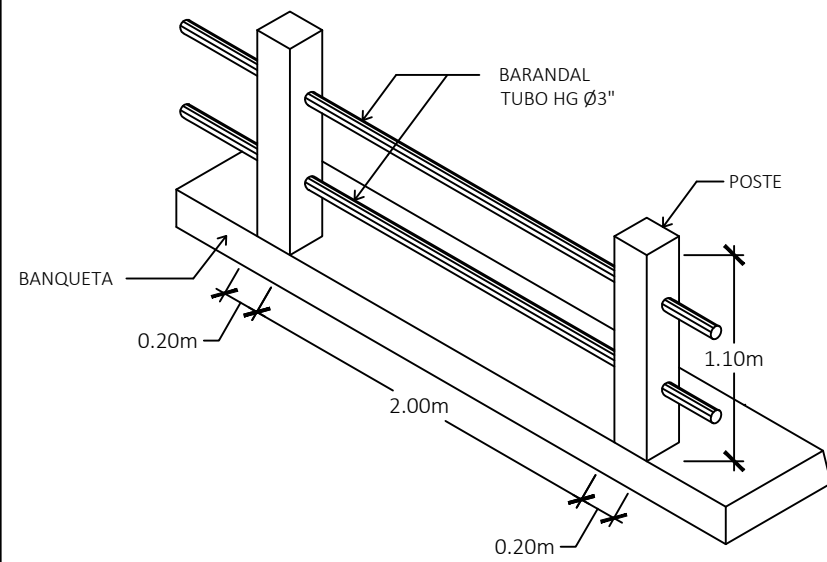
ESPECIFICACIONES
SE UTILIZARÁ UN CONCRETO CON ESFUERZO A COMPRESIÓN A LOS 28 DÍAS: $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$ CON PROPORCIÓN 1:2:2.

EL ACERO DE REFUERZO SERÁ DE GRADO 60 (4200 kg/cm^2) O SEGÚN LO INDICADO EN DETALLES.

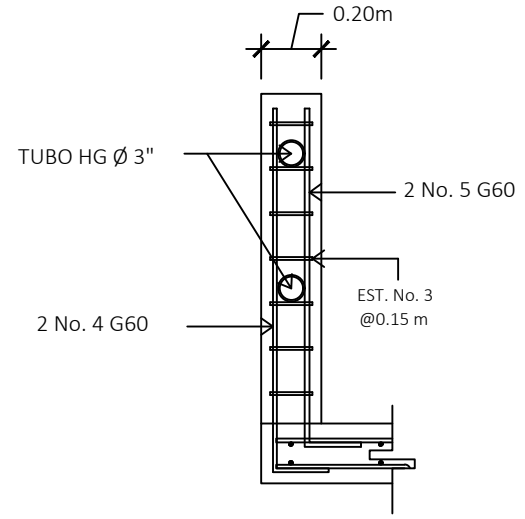
LA LOSA DE RODADURA DEBERÁ TENER UNA PENDIENTE DEL 2% HACIA AMBOS LADOS, A PARTIR DEL CENTRO DE LA CALLE.

EL RECUBRIMIENTO DE CADA ELEMENTO ESTRUCTURAL SERÁ DE 5 cm.

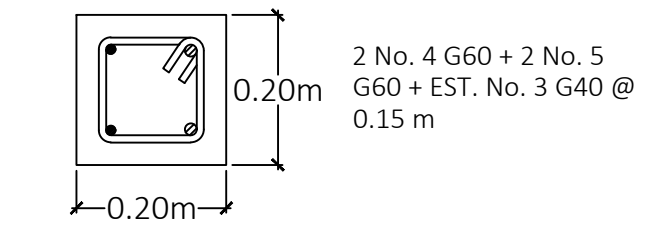
		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE -CUNORI-	
		PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR CASERÍO BOJÓRQUEZ, ALDEA ATULAPA, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA	
CONTENIDO:	DETALLES CONSTRUCTIVOS		ESCALA: INDICADA
DIBUJO: EDGAR VINICIO ARDÓN VALDÉS	CÁLCULO: EDGAR VINICIO ARDÓN VALDÉS	DISEÑO: EDGAR VINICIO ARDÓN VALDÉS	SEPTIEMBRE 2019
ING. LUIS AMBROCIO ASESOR			HOJA 6 7



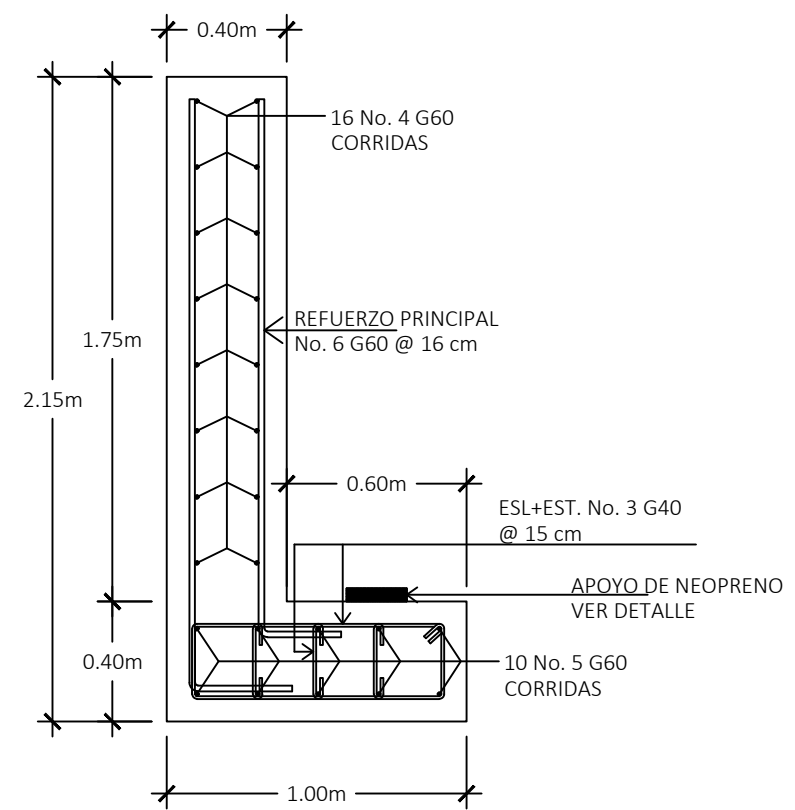
DETALLE DE PASAMANOS
ESC. 1:40



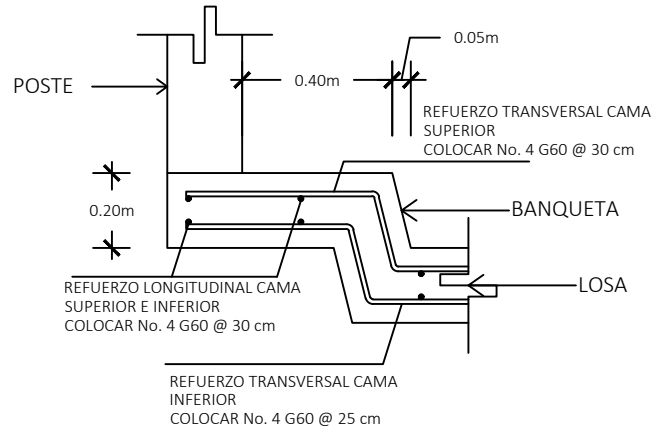
DETALLE ARMADO DE PASAMANOS Y BANQUETA
ESC. 1:25



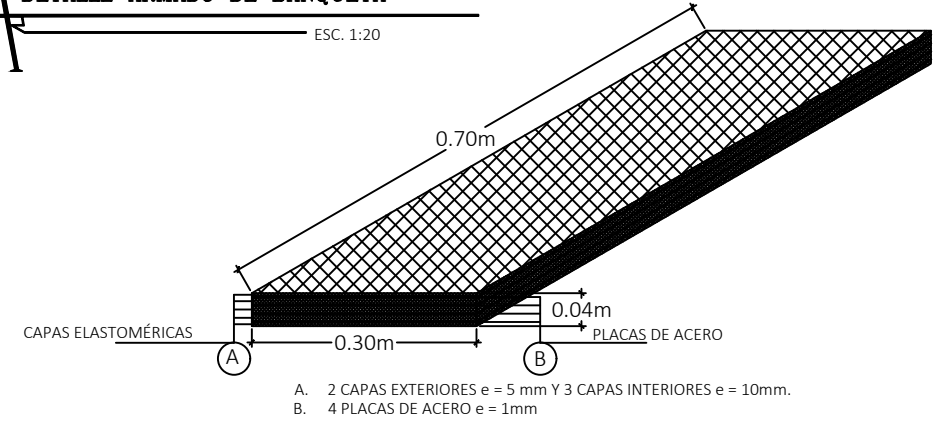
DETALLE ARMADO SECCIÓN DE PASAMANOS
ESC. 1:10



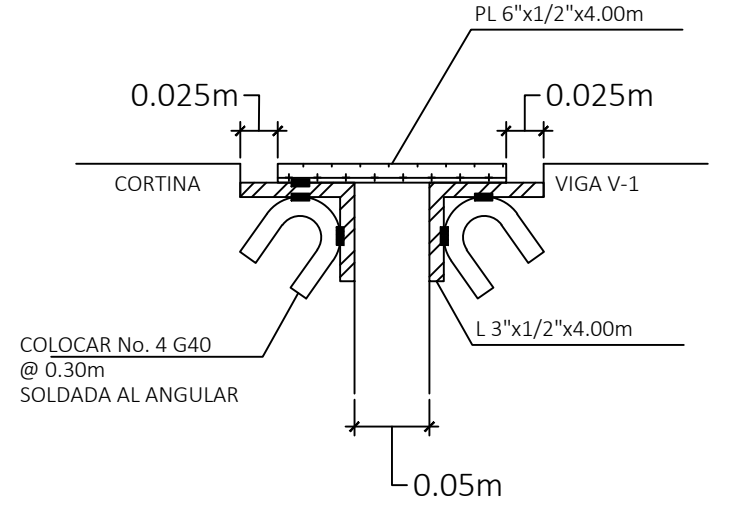
DETALLE DE CORTINA Y VIGA DE APOYO
ESC. 1:25



DETALLE ARMADO DE BANQUETA
ESC. 1:20



DETALLE DE APOYO DE NEOPRENO
ESC. 1:10



DETALLE DE JUNTA DE PLACA DESLIZABLE
ESC. 1:5

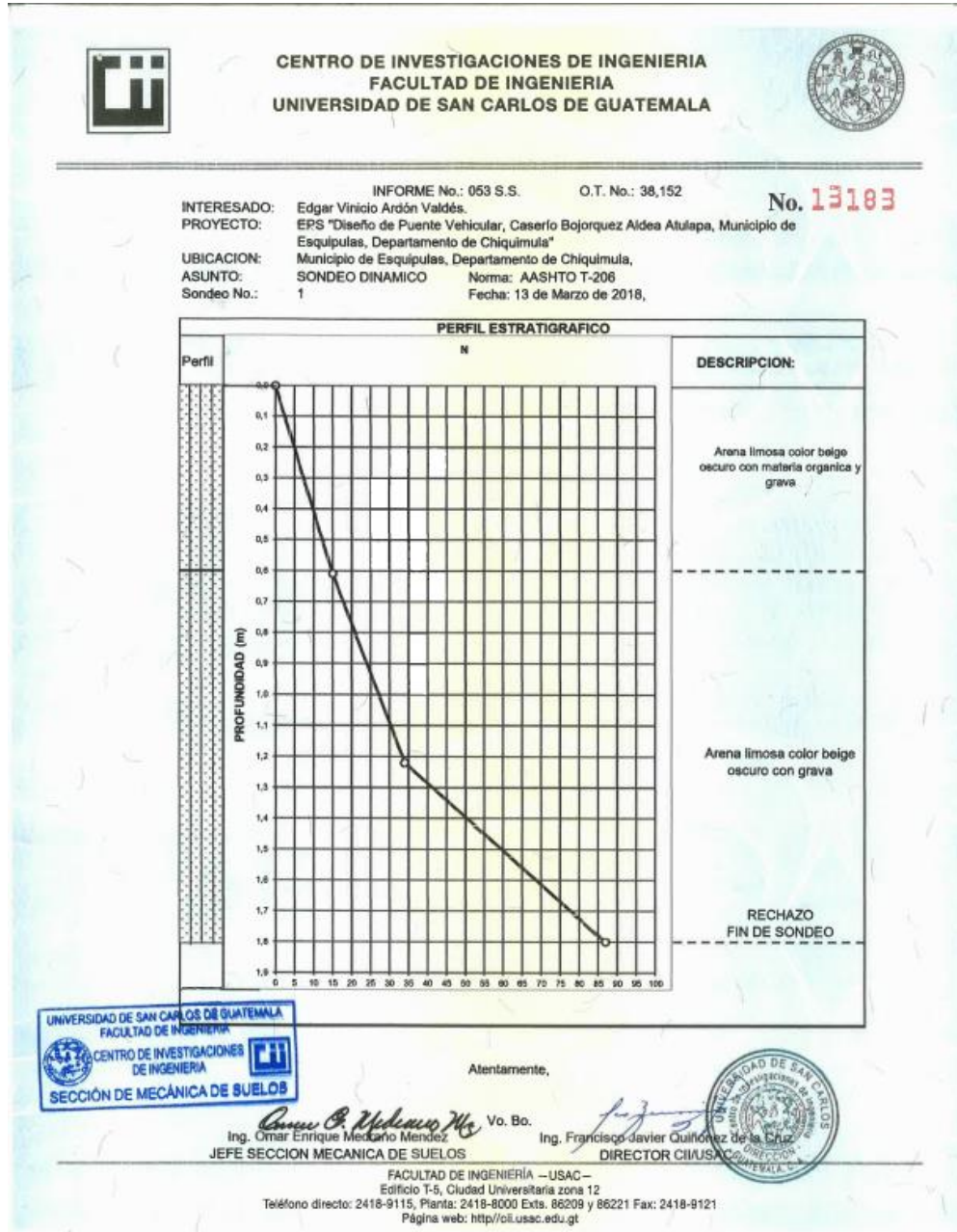
		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE -CUNORI-	
PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR CASERÍO BOJÓRQUEZ, ALDEA ATULAPA, MUNICIPIO DE ESQUIPULAS, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA			
CONTENIDO:		ESCALA:	
DETALLES CONSTRUCTIVOS		INDICADA	
DIBUJO: EDGAR VINICIO ARDÓN VALDÉS	CÁLCULO: EDGAR VINICIO ARDÓN VALDÉS	DISEÑO: EDGAR VINICIO ARDÓN VALDÉS	SEPTIEMBRE 2019
ING. LUIS AMBROCIO ASESOR		Vo. Bo.	
		HOJA 7 7	

ANEXOS

- ANEXO A** Informe de ensayo de penetración estándar (SPT)
- ANEXO B** Pandeo y longitud efectiva de columnas cargadas axialmente
- ANEXO C** Diagramas de interacción de columnas para columnas rectangulares con estribos y varillas de refuerzo sólo en las caras extremas

ANEXO A

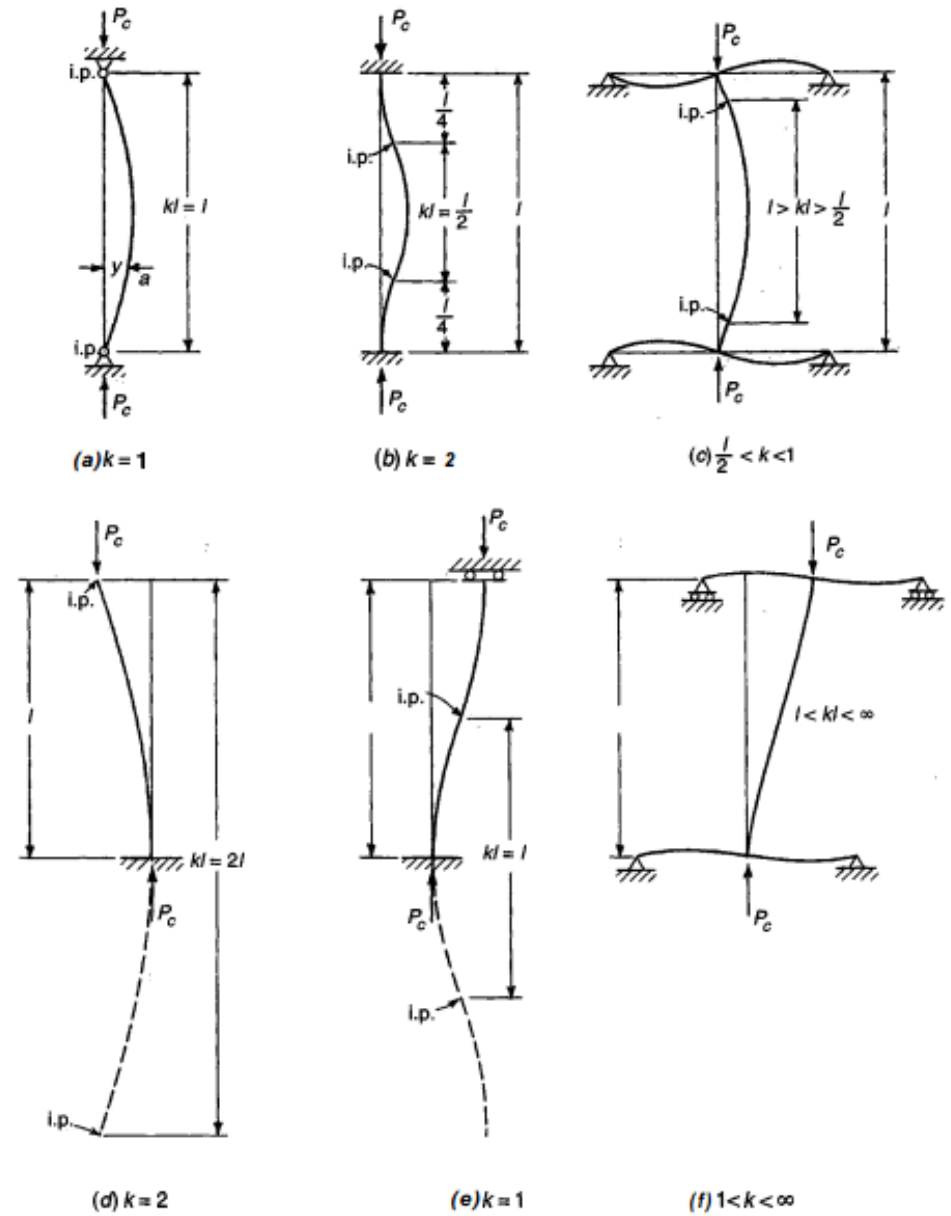
Tabla A-1. Informe de ensayo de penetración estándar (SPT)



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería –CII-, Universidad de San Carlos de Guatemala (2018)

ANEXO B

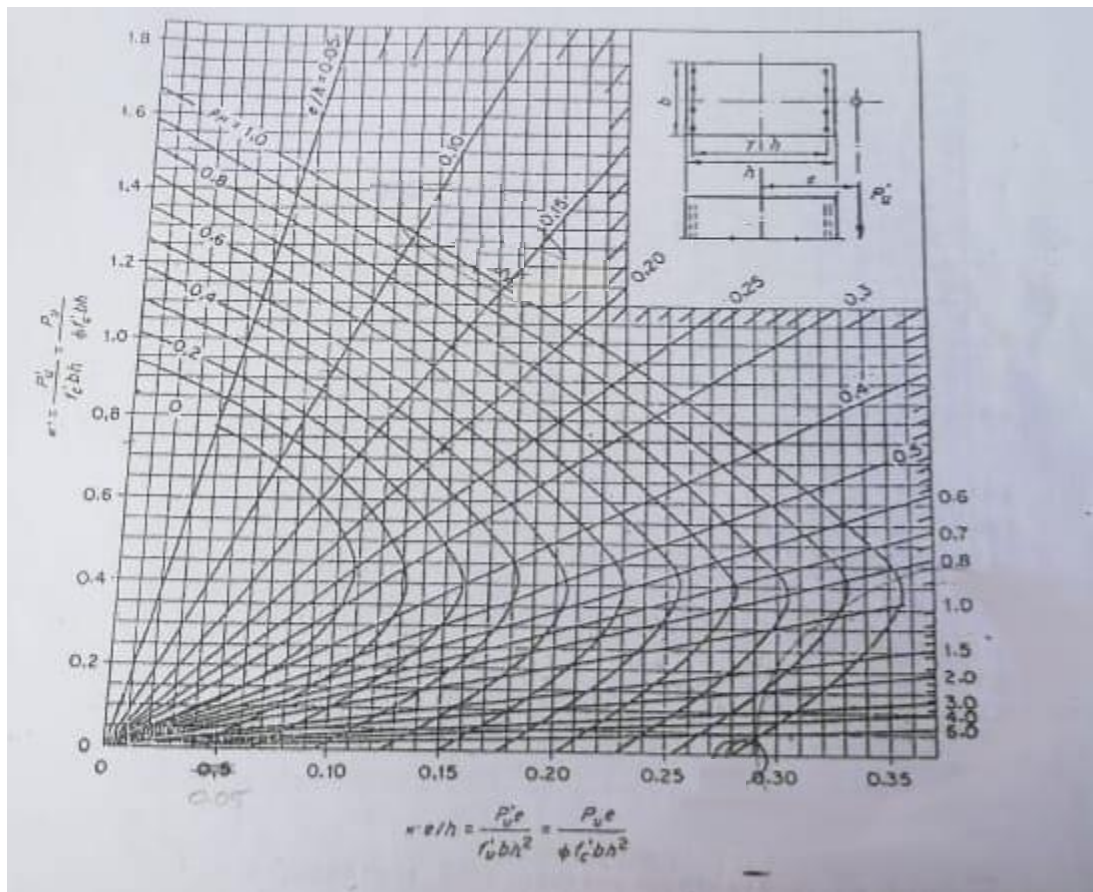
Pandeo y longitud efectiva de columnas cargadas axialmente



Fuente: Arthur H. Nilson, Diseño de estructuras de concreto (2001), p. 278

ANEXO C

Diagramas de interacción de columnas para columnas rectangulares con estribos y varillas de refuerzo sólo en las caras extremas



Fuente: McCormac & Brown, (2011)