



Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

**DISEÑO DE LA CARRETERA HACIA EL CASERÍO LA LOMA Y DEL
PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA NICÁ, MUNICIPIO DE
MALACATÁN, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS**

Dolman Bryan Godinez Bautista

Asesorado por el Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz

Guatemala, septiembre de 2012

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE LA CARRETERA HACIA EL CASERÍO LA LOMA Y DEL
PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA NICÁ, MUNICIPIO DE
MALACATÁN, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

DOLMAN BRYAN GODINEZ BAUTISTA

ASESORADO POR EL ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLIZ

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, SEPTIEMBRE DE 2012

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE LA JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
VOCAL II	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Juan Carlos Molina Jimenéz
VOCAL V	Br. Mario Maldonado Muralles
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADOR	Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

En cumplimiento con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

DISEÑO DE LA CARRETERA HACIA EL CASERÍO LA LOMA Y DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA NICÁ, MUNICIPIO DE MALACATÁN, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 12 de mayo de 2011.



Dolman Bryan Godinez Bautista



Guatemala, 11 de mayo de 2012
Ref.EPS.DOC.700.05.12

Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña de Serrano
Directora Unidad de EPS
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimada Ingeniera Sarmiento Zeceña.

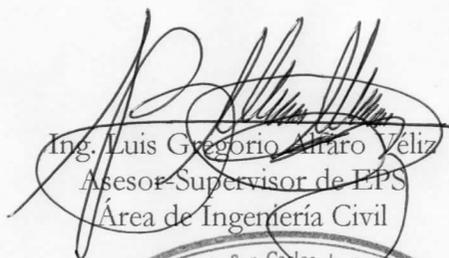
Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Dolman Bryan Godinez Bautista** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **200714599**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DE LA CARRETERA HACIA EL CASERÍO LA LOMA Y DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA NICÁ, MUNICIPIO DE MALACATÁN, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS”**.

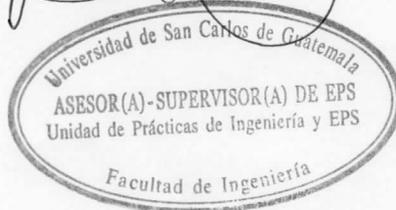
En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”


Ing. Luis Gregorio Arango Véliz
Asesor-Supervisor de EPS
Área de Ingeniería Civil



c.c. Archivo
/ra



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
www.ingenieria-usac.edu.gt



Guatemala,
2 de julio de 2012

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos

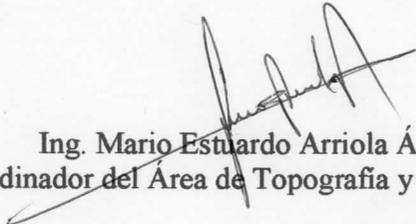
Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DE LA CARRETERA HACIA EL CASERÍO LA LOMA Y DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA NICÁ, MUNICIPIO DE MALACATÁN, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Dolman Bryan Godinez Bautista, quien contó con la asesoría del Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz.

Considero este trabajo bien desarrollado y representa un aporte para la comunidad del área y habiendo cumplido con los objetivos del referido trabajo doy mi aprobación al mismo solicitando darle el trámite respectivo.

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


Ing. Mario Estuardo Arriola Ávila
Coordinador del Área de Topografía y Transportes

bbdeb.



FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO
DE
TRANSPORTES
USAC



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
www.ingenieria-usac.edu.gt



Guatemala,
27 de julio de 2012

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DE LA CARRETERA HACIA EL CASERÍO LA LOMA Y DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA NICÁ, MUNICIPIO DE MALACATÁN, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Dolman Bryan Godínez Bautista, quien contó con la asesoría del Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz.

Considero este trabajo bien desarrollado y representa un aporte para la comunidad del área y habiendo cumplido con los objetivos del referido trabajo doy mi aprobación al mismo solicitando darle el trámite respectivo.

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.



Guatemala, 06 de agosto de 2012
Ref.EPS.D.671.07.12

Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

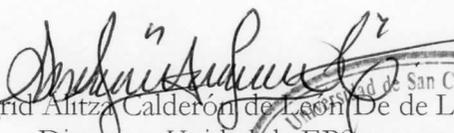
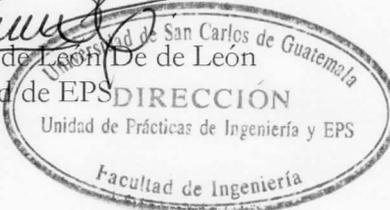
Estimado Ingeniero Montenegro Franco.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DE LA CARRETERA HACIA EL CASERÍO LA LOMA Y DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA NICÁ, MUNICIPIO DE MALACATÁN, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **Dolman Bryan Godínez Bautista**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz.

Por lo que habiendo cumplido con los objetivos y requisitos de ley del referido trabajo y existiendo la aprobación del mismo por parte del Asesor - Supervisor de EPS, en mi calidad de Directora apruebo su contenido solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,
"Id y Enseñad a Todos"


Inga. Sigris Alitz Calderón de León
Directora Unidad de EPS

DIRECCIÓN
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
Facultad de Ingeniería

NISZ/ra



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
www.ingenieria-usac.edu.gt



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz y de la Coordinadora de E.P.S. Inga. Sigrid Alitza Calderón de León De de León, al trabajo de graduación del estudiante Dolman Bryan Godinez Bautista, titulado DISEÑO DE LA CARRETERA HACIA EL CASERÍO LA LOMA Y DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA NICÁ, MUNICIPIO DE MALACATÁN, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, septiembre 2012

/bbdeb.



DTG. 451.2011

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al Trabajo de Graduación titulado: **DISEÑO DE LA CARRETERA HACIA EL CASERÍO LA LOMA Y DEL PUENTE VEHÍCULAR PARA LA ALDEA NICÁ, MUNICIPIO DE MALACATÁN, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS**, presentado por el estudiante universitario **Dolman Bryan Godínez Bautista**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:

Ing. Murphy Olimpo Paiz Recinos
Decano



Guatemala, 18 de septiembre de 2012

/gdech

ACTO QUE DEDICO A:

- Dios** Por darme iluminación, inspiración, sabiduría y perseverancia para poder llegar a alcanzar esta meta tan importante en mi vida y guiarme por el camino del bien acompañado de muchos éxitos.
- Mis padres** Cristóbal Godínez y Alma Bautista, por darme la vida, su amor, comprensión y apoyo en este camino que juntos hemos recorrido, pero sobre todo por creer y confiar en mí siempre.
- Mis hermanas** Sindy y Heydy, por ser fuente importante de mi inspiración, gracias por estar a mi lado y apoyarme en todo momento.
- Mi hija** Gisselle Godínez, por haberme inspirado y darme esa alegría tan grande e incomparable que me alienta a seguir adelante cada día.
- Mis amigos** Ángel Oliva, Martín Velásquez, Lidia Zapeta, Karmen Pérez, Adrián Espinoza, Wingston Vásquez, Francisco Míncez, Freddy Tzoc, Erick Agustín, José Martínez, Daniel Pérez por su gran apoyo y por su amistad.

AGRADECIMIENTOS A:

La Universidad de San Carlos de Guatemala	Por ser el alma mater que me ha visto crecer profesionalmente y me ha enseñado que para que la sociedad tenga un mejor futuro, es necesario invertir en educación.
Facultad de Ingeniería	Por el alto nivel académico que exige y por formar profesionales de éxito y distinguidos.
Prelado del Opus Dei	Por ser mí guía espiritual y darme la oportunidad de conocer personas muy sabias.
Ing. Luis Alfaro	Por sus grandes enseñanzas y valiosa colaboración para el correcto desarrollo de mi trabajo de graduación.
Autoridades de la Municipalidad de Malacatán San Marcos	Por haberme dado la oportunidad de realizar el Ejercicio Profesional Supervisado.
A mis tíos, tías, primos y primas	Por su amor y apoyo incondicional que me han brindado a lo largo de este tiempo.

1.1.4.2.	Principales causas de enfermedades infantiles	6
1.1.4.3.	Principales causas de enfermedades en adultos	6
1.1.4.4.	Principales causas de mortalidad	7
1.1.4.5.	Utilización de plantas medicinales.....	7
1.1.5.	Aspectos organizativos.....	7
1.1.6.	Aspectos educativos.....	8
1.1.7.	Infraestructura	8
1.1.7.1.	Servicios básicos.....	8
1.1.7.1.1.	Disposición de excretas (drenajes y letrinas).....	9
1.1.7.2.	Infraestructura de comunicación	9
1.1.7.3.	Infraestructura religiosa	9
1.1.7.4.	Infraestructura civil	9
1.1.8.	Vulnerabilidad.....	10
1.2.	Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura de la aldea Nicá.....	10
1.2.1.	Descripción de necesidades.....	10
1.2.2.	Priorización de necesidades.....	11
2.	DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA NICÁ, MUNICIPIO DE MALACATÁN, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS	13
2.1.	Descripción general del proyecto	13
2.2.	Levantamiento topográfico	15
2.2.1.	Planimetría	17
2.2.2.	Altimetría	17
2.3.	Estudios hidrológicos	17

2.4.	Estudios hidráulicos.....	20
2.5.	Estudios geológicos.....	37
2.6.	Estudios geotécnicos.....	38
2.7.	Estudios de riesgo sísmico.....	43
2.8.	Estudios de impacto ambiental.....	44
2.9.	Estudios de tráfico.....	47
2.10.	Consideraciones generales.....	48
2.10.1.	Filosofía de diseño.....	48
2.10.1.1.	Estados límite.....	49
2.10.1.2.	Ductilidad.....	50
2.10.1.3.	Redundancia.....	51
2.10.1.4.	Importancia operativa.....	52
2.11.	Cargas y factores de carga.....	53
2.11.1.	Cargas permanentes.....	53
2.11.2.	Cargas variables.....	54
2.11.3.	Cargas de impacto.....	54
2.11.4.	Factores de carga y combinaciones.....	54
2.12.	Geometría.....	55
2.12.1.	Geometría de detalles.....	55
2.12.1.1.	Dispositivos básicos de protección.....	55
2.12.1.1.1.	Señalización.....	55
2.12.1.1.2.	Barandas.....	56
2.12.1.1.3.	Principios básicos para el drenaje.....	70
2.12.1.1.4.	Pavimentación.....	73
2.12.2.	Superestructura.....	74
2.12.2.1.	Diseño de losa.....	74
2.12.2.2.	Diseño de vigas.....	99
2.12.2.3.	Diseño de diafragmas.....	145

2.12.3.	Dispositivos básicos de transición y contención.....	154
2.12.3.1.	Cortinas	154
2.12.3.2.	Viga de apoyo.....	165
2.12.3.3.	Diseño de neopreno	172
2.12.4.	Subestructura	183
2.12.4.1.	Diseño de estribos.....	183
2.13.	Elaboración de planos de la obra	199
2.14.	Presupuesto de la obra	199
2.15.	Evaluación socioeconómica	200
2.15.1.	Valor Presente Neto (VPN)	201
2.15.2.	Tasa Interna de Retorno (TIR)	202
3.	DISEÑO DE LA CARRETERA HACIA EL CASERÍO LA LOMA, MUNICIPIO DE MALACATÁN, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS	205
3.1.	Descripción general del proyecto	205
3.2.	Normas para el diseño de caminos rurales	205
3.2.1.	Especificaciones generales	205
3.3.	Levantamiento topográfico.	210
3.3.1.	Planimetría	211
3.3.2.	Altimetría	211
3.4.	Estudios de suelos	214
3.4.1.	Ensayos para la clasificación de suelos	214
3.4.2.	Ensayos para el control de la construcción	218
3.4.3.	Ensayos para determinar la resistencia del suelo ..	220
3.4.4.	Análisis de resultados.....	221
3.5.	Diseño geométrico de la carretera	226
3.5.1.	Cálculo de elementos del alineamiento horizontal .	226
3.5.2.	Diseño del alineamiento vertical.....	233

3.6.	Diseño de subrasante	239
3.7.	Movimiento de tierras	241
3.7.1.	Cálculo de área de secciones transversales.....	241
3.7.2.	Cálculo de volumen de movimiento de tierras	244
3.8.	Drenaje	247
3.8.1.	Drenaje transversal.....	248
3.8.2.	Drenaje longitudinal	256
3.9.	Elaboración de planos	263
3.10.	Presupuesto del proyecto	264
CONCLUSIONES		267
RECOMENDACIONES		269
BIBLIOGRAFÍA		271
APÉNDICES		273

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Hoja cartográfica del municipio de Malacatán	2
2.	Área tributaria.....	27
3.	Creación de nuevo proyecto	33
4.	Geometría del cauce	34
5.	Estimación de crecida máxima.....	36
6.	Comportamiento del caudal de diseño en tramo analizado.....	36
7.	Tipos de barandas.....	57
8.	Cargas que actúan sobre las barandas para peatones.....	59
9.	Fuerzas de diseño para las barandas	63
10.	Detalle de drenaje pluvial	73
11.	Geometría de la superestructura.....	76
12.	Diagrama de carga en la losa.....	84
13.	Diagrama de carga en tramo A - B.....	85
14.	Diagrama de carga en tramo A - C.....	86
15.	Diagrama de carga en tramo A - D.....	87
16.	Diagrama final de carga, corte y momento en la losa	88
17.	Armado de la losa	99
18.	Carga de camión tipo H 20 - 44.....	105
19.	Análisis para la posición No.1	106
20.	Análisis de 1er. corte, posición No.1	107
21.	Diagrama de carga, corte y momento para la posición No.1.....	108
22.	Análisis para la posición No.2	109
23.	Análisis de 1er. corte, posición No.2	110

24.	Análisis de 2do. corte, posición No.2	111
25.	Análisis de 3er. corte, posición No.2	112
26.	Diagrama de carga, corte y momento para la posición No.2	114
27.	Análisis para la posición No.3	115
28.	Análisis de 1er. corte, posición No.3	116
29.	Análisis de 2do. corte, posición No.3	117
30.	Análisis de 3er. corte, posición No.3	118
31.	Diagrama de carga, corte y momento para la posición No.3	119
32.	Análisis para la posición No.4	120
33.	Análisis de 1er. corte, posición No.4	121
34.	Análisis de 2do. corte, posición No.4	122
35.	Análisis de 3er. corte, posición No.4	123
36.	Diagrama de carga, corte y momento para la posición No.4	124
37.	Análisis para la posición No.5	125
38.	Análisis de 1er. corte, posición No.5	126
39.	Análisis de 2do. corte, posición No.5	127
40.	Diagrama de carga, corte y momento para la posición No.5	128
41.	Análisis para la posición No.6	129
42.	Análisis de 1er. corte, posición No.6	130
43.	Diagrama de carga, corte y momento para la posición No.6	131
44.	Diagrama de corte en viga principal.....	139
45.	Distancia que cubre el concreto por esfuerzos de corte	140
46.	Sección G-G' de viga principal.....	143
47.	Sección J-J' de viga principal.....	144
48.	Sección longitudinal de viga principal	144
49.	Sección de armado de diafragma interior	149
50.	Sección de armado de diafragma exterior	153
51.	Dimensionamiento de la viga de apoyo y de la cortina	155
52.	Diagrama de presiones sobre la cortina	156

53.	Armado de cortina y viga de apoyo	171
54.	Esfuerzo de compresión versus deformación por compresión	180
55.	Detalle de apoyos de neopreno.....	182
56.	Geometría y diagrama de presiones en los estribos	186
57.	Brazo de aplicación de cargas	187
58.	Elementos de curva circular simple.....	228
59.	Curva vertical cóncava	235
60.	Curva vertical convexa	235
61.	Representación geométrica para el cálculo de volúmenes de movimiento de tierra.....	244
62.	Cálculo analítico de distancia de paso	246
63.	Área tributaria para drenaje transversal crítico.....	252
64.	Área de descarga	254
65.	Geometría de cuneta.....	259
66.	Área tributaria de cuneta crítica.....	260
67.	Dimensiones de la cuneta	262

TABLAS

I.	Parámetros de diseño	14
II.	Valores de n dados por Horton para ser utilizados en las fórmulas de Kutter y de Manning	23
III.	Valores del coeficiente de escorrentía	30
IV.	Niveles de ensayo para las barandas de puentes y criterios para los ensayos de choque.....	60
V.	Fuerzas de diseño para rieles y postes.....	62
VI.	Geometría de la superestructura.....	78
VII.	Momentos totales según posición y distancia recorrida	133
VIII.	Momentos máximos y áreas de acero según distancia recorrida.....	136

IX.	Armado propuesto según distancia recorrida	137
X.	Armado principal de diafragmas	153
XI.	Momento de volteo	188
XII.	Momento estabilizante	188
XIII.	Momento de volteo por sismo	196
XIV.	Presupuesto de puente vehicular	200
XV.	Características geométricas de diseño de carretera.....	209
XVI.	Clasificación típica para el uso de diferentes materiales	223
XVII.	Valores de K para curvas cóncavas y convexas.....	239
XVIII.	Tabla de relaciones para dibujo de taludes	243
XIX.	Presupuesto de la carretera.....	264
XX.	Continuación de presupuesto de la carretera	265

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
@	A cada cierta distancia
H _v	Altura de la viga principal
G	Altura del centro de gravedad del vehículo por encima del tablero
H _{emín.}	Altura efectiva de la fuerza de vuelco
A _c	Ángulo central de la curva circular
Δ	Ángulo de deflexión de la tangente
Ø	Ángulo de fricción interna
A _{smáx.}	Área de acero máximo
A _{smín.}	Área de acero mínimo
A _s	Área de acero requerida
A _v	Área de varilla a utilizar para el estribo
q _{adm(neta)}	Capacidad de carga admisible
q _u	Capacidad de carga límite
q _{neta(u)}	Capacidad de carga última neta
W	Carga uniformemente distribuida
Q	Caudal máximo
C	Coefficiente de escorrentía
N	Coefficiente de rugosidad
c'	Cohesión
K	Constante que depende de la velocidad de diseño
V _n	Corte nominal
V _{cr}	Corte que resiste el concreto

CM	Cuerda máxima
H	Desnivel del cauce
ϕ	Diámetro
A	Diferencia algebraica de las pendientes de las tangentes verticales
d_1	Distancia de paso
D	Distancia entre estaciones
DIF	Duración Intensidad Frecuencia
Q_i	Efectos de fuerza
$E_{sob.}$	Empuje de la sobrecarga
$E_s.$	Empuje del suelo
F	Empuje sobre la cortina
$S_{m\acute{a}x.}$	Espaciamiento máximo permitido
$S_{req.}$	Espaciamiento requerido
t_s	Espesor de la losa
e	Excentricidad
E	External
N_c	Factor de capacidad de carga debido a la cohesión
N_q	Factor de capacidad de carga debido a la sobrecarga
N_γ	Factor de capacidad de carga debido al peso del suelo
γ_i	Factor de carga
n_i	Factor de modificación de las cargas
FS	Factor de Seguridad
n_D	Factor relacionado con la ductilidad
n_I	Factor relacionado con la importancia operativa
n_R	Factor relacionado con la redundancia
FL	Fuerza longitudinal

FT	Fuerza transversal correspondiente al nivel de ensayo requerido
I.P.	Índice plástico
I	Intensidad máxima de la lluvia
kg	Kilogramo
kg/m²	Kilogramo por metro cuadrado
kg/m³	Kilogramo por metro cúbico
km	Kilómetro
km/h	Kilómetro por hora
lb/pie³	Libra por pie cúbico
L.L.	Límite líquido
L.P.	Límite plástico
L_c	Longitud de curva
L	Longitud del cauce
LCV	Longitud de curva vertical
S_v	Luz a ejes entre vigas
m	Metro
m/s	Metro por segundo
mm	Milímetro
M	Momento
MV	Momento de volteo
ME	Momento estabilizante
M_u	Momento último
NMA	Nivel máximo de agua
OM	Ordenada media
D	Peralte efectivo
P	Peso del camión
Y_c	Peso específico del concreto
Y_{concr.ciclop}	Peso específico del concreto ciclópeo

Y_s	Peso específico del suelo
DW	Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos
DC	Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales
%C	Porcentaje de compactación
S	Porcentaje de pendiente
D_f	Profundidad de desplante
PI	Punto de intersección de las tangentes
PC	Punto en donde se inicia la curva
PT	Punto en donde se termina la curva
R	Radio
R_h	Radio Hidráulico
Rec.	Recubrimiento
F_y	Resistencia del acero a tensión
F'_c	Resistencia del concreto a compresión
R_r	Resistencia mayorada
R_n	Resistencia nominal
B	Separación entre los bordes exteriores de las ruedas de un eje
W	Sobrecarga de diseño
PL	Sobrecarga peatonal
LL	Sobrecarga vehicular
St	Subtangente
Σ	Sumatoria
TIR	Tasa interna de retorno
t_c	Tiempo de concentración
H 20 – 44	Tipo de vehículo utilizado en el diseño
VPN	Valor presente neto

V_s	Valor soporte del suelo
PLL	Valor utilizado de sobrecarga concentrada de diseño para los postes
V	Velocidad

GLOSARIO

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials (Asociación Oficial Americana de Carreteras y Transportes).
ACI	American Concrete Institute (Instituto Americano del Concreto).
ASTM	American Society for Testing and Materials (Asociación Americana de Pruebas y Materiales).
Azimut	Es el ángulo formado en la dirección horizontal medido a partir del norte (real, magnético o arbitrario) en el sentido de las agujas del reloj.
Carga muerta	Carga permanente en una estructura.
Carga viva	Carga no permanente aplicada en una estructura.
Caudal	Cantidad de agua que circula de modo natural o artificial.

Concreto armado	Elemento homogéneo obtenido de la mezcla de cemento, arena, grava y agua, combinado con acero.
Concreto ciclópeo	Hormigón a cuya masa, una vez vertida en los encofrados, se han incorporado grandes piedras o bloques.
Cota de cimentación	Altura donde se construyen los cimientos referidos a un nivel determinado.
Cota de terreno	Altura de un punto del terreno referido a un nivel.
Deflexión	Ángulo entre dos tangentes.
Derecho de vía	Es el derecho que tiene el estado de Guatemala o las municipalidades, sobre la faja de terreno.
Diafragma	Viga que va colocada transversalmente a las vigas principales, su función es no permitir el movimiento lateral de las mismas.
Elastómero	Materia natural o artificial que, como el caucho, tiene gran elasticidad.

Esfuerzo	Fuerza aplicada por unidad de área que soporta un material.
Levantamiento topográfico	Serie de trabajos para poder definir la ubicación, tamaño y forma de un área determinada.
Línea central	Es el punto de referencia de donde van a partir todos los anchos o componentes de la carretera.
Longitud de desarrollo	Longitud embebida en el hormigón, que se requiere para poder desarrollar la resistencia de diseño de la armadura, en una sección crítica.
LRFD	Load and Resistance Factor Design (Diseño por Factores de Carga y Resistencia).
Momento	Medida del efecto de rotación causado por una fuerza.
Planimetría	Parte de la topografía que fija posiciones de puntos en un plano horizontal, sin importar sus elevaciones.
Sección típica	Es la gráfica transversal y acotada, que muestra las partes componentes de una carretera.

Sobrecarga	Carga adicional a la aplicada, que se toma como factor de seguridad.
Subestructura	Es un conjunto de elementos que han sido diseñados para soportar la superestructura de un puente y transmitir las cargas al suelo.
SUCS	Sistema unificado de clasificación de suelos
Superestructura	Conjunto de elementos diseñados para soportar las cargas de tráfico y transmitir las a la subestructura.
Topografía	Es la ciencia que determina las dimensiones y el contorno (o características tridimensionales) de la superficie de la tierra, a través de la medición de distancias, direcciones y elevaciones.

RESUMEN

En el área rural del país se pueden observar muchas necesidades de los habitantes, las cuales se definieron a través de una investigación diagnóstica de servicios básicos e infraestructura, ésta se realizó con la participación de los pobladores y autoridades municipales. La carencia de dichos servicios contribuye al atraso económico, social y de salud de las comunidades afectadas.

Por medio del Ejercicio Profesional Supervisado (EPS), impulsado por la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, se busca priorizar necesidades y de esta manera aportar a las comunidades soluciones a estos problemas.

Con el estudio realizado, en este caso en el municipio de Malacatán del departamento de San Marcos, surge la necesidad de diseñar un puente vehicular para la aldea Nicá, y una carretera para el caserío La Loma.

Se realiza un enfoque en el planteamiento de soluciones técnicas, económicas y factibles para ambos proyectos, dando como resultado el diseño de la carretera y del puente vehicular, el cual incluye diseños, cálculos, presupuestos y planos finales de cada uno de los proyectos analizados.

OBJETIVOS

General

Proporcionar soluciones técnicas a proyectos de infraestructura diseñando la carretera hacia el caserío La Loma y el puente vehicular para la aldea Nicá, municipio de Malacatán, departamento de San Marcos y así promover el desarrollo de las comunidades.

Específicos

1. Desarrollar una investigación de tipo monográfica y un diagnóstico sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura del municipio de Malacatán, departamento de San Marcos.
2. Realizar el diseño, cálculo y presupuesto de la carretera hacia el caserío La Loma del municipio de Malacatán, San Marcos.
3. Realizar el diseño, cálculo y presupuesto del puente vehicular para la aldea Nicá del municipio de Malacatán, San Marcos.

INTRODUCCIÓN

Se describe la planificación del Ejercicio Profesional Supervisado realizado en el municipio de Malacatán, departamento de San Marcos, que de acuerdo a la priorización de su comunidad y expresada así por la Dirección Municipal de Planificación, se ha escogido el proyecto de diseño de la carretera hacia el caserío La Loma y del puente vehicular para la aldea Nicá. Esto a la vez se convierte en un aporte para el desarrollo de las comunidades, para lograr satisfacer la demanda de obras que mejoren la calidad de vida de los guatemaltecos.

En el capítulo uno se hace un estudio de la monografía de la aldea Nicá, así como de los aspectos más relevantes del municipio de Malacatán.

En el capítulo dos se describe el diseño del puente vehicular, el cual es de importancia, ya que se espera eliminar el riesgo latente que corren los pobladores al cruzar el río, y también se pretende comunicar a gran cantidad de comunidades entre las cuales se pueden mencionar la aldea Sinaí, María Linda, Margarita, El Nance, Santa Clara, El Rubí, El Olvido, entre otras.

El caserío La Loma no cuenta con una carretera que facilite el acceso de vehículos al caserío así como también a otros caseríos aledaños, en los cuales existen ciertos comercios. El hecho de no tener una carretera afecta directamente el desarrollo comercial de la población; por lo tanto, con la realización del proyecto, se pretende brindarle a los usuarios un tramo carretero que haga factible el acceso y de esta manera incrementar el desarrollo comercial, obteniendo como resultado un mejor nivel de vida de los habitantes.

Los proyectos descritos anteriormente, beneficiarán grandemente a los habitantes de las comunidades y contribuirán al desarrollo del país.

De acuerdo con la propuesta del puente vehicular y de la carretera, se realizaron los estudios básicos de la ingeniería, y se tomaron en consideración las especificaciones técnicas, siempre cumpliendo con las normas indicadas en los normativos nacionales e internacionales vigentes; dando como resultado un diseño confiable y funcional.

En la parte final se adjuntan las conclusiones, recomendaciones, bibliografía y apéndices, como complemento a la fase de servicio técnico profesional.

1. MONOGRAFÍA DE LA ALDEA NICÁ, MUNICIPIO DE MALACATÁN, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS

1.1. Generalidades

Se describe de forma general la región en la cual se encuentran los proyectos en estudio, indicando aspectos descriptivos del lugar.

1.1.1. Características físicas

Se refiere a la descripción de la ubicación y localización de la aldea, así como sus límites y colindancias, y aspectos del clima.

1.1.1.1. Investigación preliminar

La aldea Nicá es considerada la aldea más grande del municipio de Malacatán, departamento de San Marcos. El nombre geográfico oficial para identificar al municipio en donde se encuentra ubicada la aldea es Malacatán.

1.1.1.2. Ubicación y localización

La aldea Nicá se encuentra a una distancia de 16 kilómetros de la cabecera municipal de Malacatán, también se encuentra a una distancia de 70 kilómetros de la cabecera departamental de San Marcos, y dista a 275 kilómetros de la ciudad capital por la carretera Interamericana.

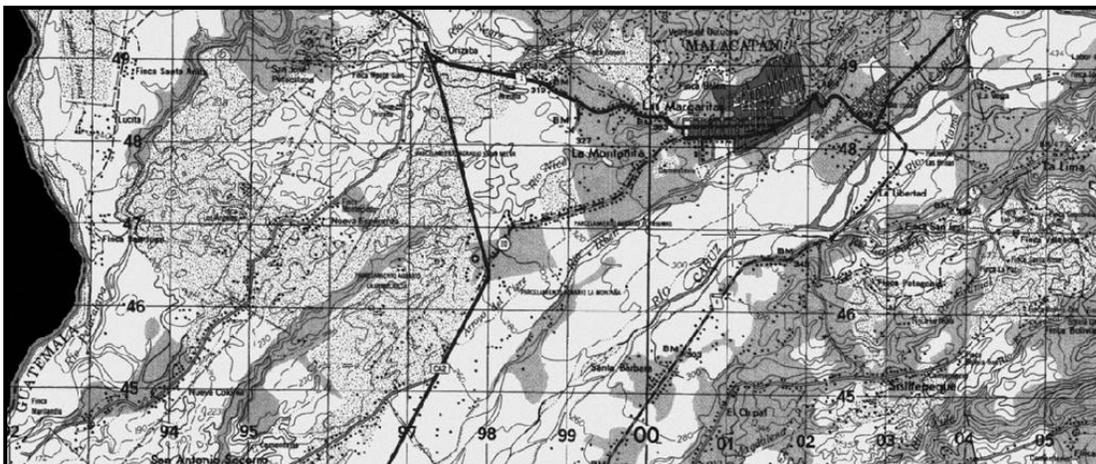
La municipalidad de Malacatán a través de la oficina de organización comunitaria y con el apoyo de la OMP, localizan a la aldea Nicá en la región 8 del municipio, la cual comprende: aldea Nicá, caserío La Loma, caserío Nuevo Esquipulas Nicá, finca San Jorge y caserío Lucita.

En lo que a coordenadas geográficas se refiere, la aldea Nicá se encuentra:

- Latitud: 14°50'57,9" norte
- Longitud: 92°09'0,6" oeste

La aldea Nicá tiene una altura aproximada de 146 metros sobre el nivel del mar (MSNM) y se encuentra ubicada en el municipio de Malacatán, departamento de San Marcos como se muestra en la figura 1.

Figura 1. **Hoja cartográfica del municipio de Malacatán**



Fuente: Instituto Geográfico Nacional (IGN), Hoja cartográfica Malacatán, Hoja 1760 I.

1.1.1.3. Límites y colindancias

La aldea Nicá colinda:

- Al norte con finca María Linda
- Al sur con caserío Esquipulas
- Al este con finca Cascona
- Al oeste con el estado de Chiapas, México

1.1.1.4. Aspectos climáticos

Su clima se clasifica como cálido, ya que se encuentra ubicado en la zona del pacífico del país. En verano, principalmente en los meses de marzo y abril, la temperatura aumenta de 30 grados Celsius a 35 grados Celsius aproximadamente. Se puede decir que es una de las áreas con mayor precipitación en época de invierno, por lo general en los meses de agosto, septiembre y octubre.

1.1.2. Diagnóstico

Es un indicador de la situación demográfica y económica de la población. Da parámetros como lo es la cantidad de pobladores, número de viviendas, actividades económicas e ingresos familiares.

1.1.2.1. Aspectos demográficos

La población total según el último censo poblacional proporcionado por el Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social es de 3 938 habitantes, de los cuales 1 922 pertenecen al sexo masculino y 2 016 al sexo femenino.

Dentro de la jurisdicción de la aldea Nicá se encuentra la cantidad de 716 viviendas habitadas y también existen alrededor de 820 familias; el número de miembros se promedia en 5 personas por familia.

1.1.2.2. Aspectos económicos

Describe las actividades a las que se dedican los pobladores con el fin de obtener un ingreso económico, así como los distintos tipos de negocios que se encuentran en los alrededores del sitio en estudio.

1.1.2.2.1. Principales actividades económicas

El 90 por ciento de los habitantes de la comunidad obtienen sus ingresos económicos en la venta de productos agrícolas, principalmente el maíz, frijol, manía, arroz, aguacate, camote, plátano, tabaco, malanga, yuca, entre otros; los cuales son producidos en grandes cantidades para luego ser vendidos en nuestro país, y exportados a otros países de Centro América.

También existen otros cultivos, pero son en menor escala y se consideran adicionales.

El 10 por ciento restante de los habitantes de la comunidad se dedican a trabajos como albañilería, carpintería, transporte, y otros.

En la actualidad también cuenta con carnicerías y tiendas de venta de productos de consumo diario.

1.1.2.2. Promedio de ingresos

El promedio de ingresos por familia es de Q 40,00 diarios obteniendo alrededor de Q 1 200,00 mensuales.

1.1.3. Recursos naturales

Los recursos naturales con los que cuenta la comunidad son áreas boscosas con abundante vegetación; también cuenta con áreas propicias para el cultivo.

Por otra parte se encuentra dentro de su hidrografía el río Nicá, como también el río Suchiate (río fronterizo entre Guatemala y México).

1.1.4. Aspectos de salud

Se refiere a salud preventiva como curativa, ya que la aldea cuenta con servicios básicos de salud para atender las distintas jornadas de vacunación como cualquier emergencia que se presente.

1.1.4.1. Servicios básicos de salud

La población de la aldea Nicá cuenta con servicio de salud ambulatorio (centro de convergencia) el cual está a cargo de la ONG AASDIMA; además cuando se tiene una emergencia que no se puede cubrir en la localidad, tienen la posibilidad de movilizarse hacia la cabecera municipal o a las distintas instituciones de salud.

A continuación se describen algunas instituciones de salud existentes en el municipio:

- Hospital Nacional de Malacatán
- Centro hospitalario IGSS
- Clínicas privadas

El puesto de salud pública y las ONG's (AASDIMA, PROSEDE) son algunas de las instituciones que realizan campañas de vacunación para niños y animales; también realizan capacitaciones en distintos temas de aplicación un ejemplo de ello es la capacitación de manipulación de alimentos. Con lo anteriormente descrito se mejoran de manera considerable las condiciones de salud de la población.

1.1.4.2. Principales causas de enfermedades infantiles

Entre las principales causas de enfermedades infantiles se tienen:

- Neumonía
- Diarrea

1.1.4.3. Principales causas de enfermedades en adultos

Entre las principales causas de enfermedades en adultos se tienen:

- Neumonía
- Diarrea

- Infecciones respiratorias
- Desnutrición

1.1.4.4. Principales causas de mortalidad

Según datos proporcionados por los miembros de la auxiliatura de la aldea Nicá, en años anteriores se han registrado casos de mortalidad general y entre las principales causas se tienen:

- Alcoholismo
- Infecciones de transmisión sexual

1.1.4.5. Utilización de plantas medicinales

Las especies que utilizan los habitantes para prevenir algunas enfermedades son: hierbabuena, apasote, ruda, ajeno, entre otros.

1.1.5. Aspectos organizativos

La comunidad de la Aldea Nica se encuentra organizada de la siguiente manera:

- Alcaldía Auxiliar
- Consejo Comunitario de Desarrollo (COCODE)
- Junta Escolar
- Asociación Civil de Tierra
- Asociación de Transportistas

1.1.6. Aspectos educativos

La comunidad cuenta con una escuela oficial que alberga a 747 estudiantes de párvulos y del nivel primario. La escuela está conformada por 20 maestros y un director y en ella se imparten clases en jornada matutina y vespertina.

También en otro sector ubicado en la misma aldea, se encuentra una escuela que alberga a 375 alumnos del nivel primario en jornada vespertina, la cual cuenta con 7 maestros.

Por otra parte, cuenta con un Instituto Nacional de Educación Básica de Telesecundaria (el cual surge como una alternativa para prestar el servicio de educación secundaria en las zonas rurales o de difícil acceso), y también tiene un Instituto Nacional de Educación Diversificada que fue implementado en el 2011, el cual alberga a 25 estudiantes en jornada vespertina y cuenta con 7 maestros.

1.1.7. Infraestructura

Se refiere a los servicios básicos existentes en la aldea como también a las construcciones que tienen distintos usos y fines.

1.1.7.1. Servicios básicos

La aldea Nicá cuenta con el servicio de energía eléctrica, misma que es distribuida por la empresa DEORSA-DEOCSA.

1.1.7.1.1. Disposición de excretas (drenajes y letrinas)

Esta comunidad cuenta con el servicio de letrinas lavables o de concreto.

1.1.7.2. Infraestructura de comunicación

La principal vía de comunicación hacia la aldea es a través de la carretera interamericana, cuenta con calles asfaltadas, empedradas y de terracería dentro de su perímetro.

También cuenta con el servicio de telefonía móvil de las diferentes compañías del país.

1.1.7.3. Infraestructura religiosa

La aldea cuenta con iglesias de diferentes credos, entre ellas: católicas y evangélicas.

1.1.7.4. Infraestructura civil

La aldea Nicá cuenta con los siguientes edificios:

- Centro de convergencia
- Alcaldía Auxiliar
- Salón comunal
- Cementerio comunal
- Escuela de párvulos y primaria
- Instituto de educación básica y diversificada

1.1.8. Vulnerabilidad

En la aldea Nicá se detectaron problemas de hundimientos en tiempos de lluvia; únicamente es vulnerable a las inundaciones esporádicas según información proporcionada por la auxiliatura.

La aldea está catalogada como de bajo riesgo; aún no cuenta con Coordinadora Local para la Reducción de Desastres (COLRED).

1.2. Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura de la aldea Nicá

El diagnóstico se refiere a una descripción detallada de las principales necesidades que existen en la aldea, y de acuerdo a ellas, se le da prioridad a las más relevantes.

1.2.1. Descripción de necesidades

A través de un diagnóstico comunitario realizado, se pudo establecer que las necesidades básicas de mayor relevancia de la aldea Nicá se enfocan en los servicios de salud, educación y vías de comunicación.

Según la información proporcionada por la Oficina Municipal de Planificación, personas de la comunidad, y las visitas de campo realizadas, las necesidades urgentes son las siguientes:

- Centros de salud
- Ampliación de escuelas
- Mejoramiento del sistema vial
- Carreteras
- Puente vehicular

1.2.2. Priorización de necesidades

En base a criterios demográficos, socioeconómicos y de población a beneficiar, se determinó la priorización de las necesidades para la aldea Nicá, entre las cuales se tienen las siguientes:

- Apertura de carretera: debido a que la comunidad ha tenido un crecimiento poblacional, y parte de ella se encuentra establecida en lugares donde no hay acceso a través de una carretera adecuada, se hace necesario la construcción de la misma para el desarrollo integral de sus pobladores.
- Puente vehicular: una estructura utilizada actualmente como paso sobre el río Nicá, pone en peligro la vida de las personas que la transitan, y esta situación se agrava en época de invierno. Por esta razón se estableció como necesario el puente vehicular, ya que éste les permitirá tener un transporte confiable y seguro, tanto de personas como de sus productos.

2. DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA NICÁ, MUNICIPIO DE MALACATÁN, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS

2.1. Descripción general del proyecto

El proyecto consiste en el diseño de un puente vehicular, ubicado en el río Nicá, de la aldea Nicá, municipio de Malacatán, San Marcos. Tendrá un solo carril y está diseñado para una carga viva AASHTO H 20-44; con una luz libre entre apoyos de 21,40 metros, losa de concreto reforzado, apoyada monolíticamente sobre dos vigas de sección constante y muros de mampostería de piedra.

En la actualidad se encuentra una estructura utilizada como puente provisional, la cual no logra satisfacer las necesidades de la comunidad, ya que sobrepasó su vida útil y se encuentra en mal estado; razón por la cual es necesario realizar el diseño del puente vehicular.

Para poder dimensionar las medidas geométricas de cada parte del puente y para el diseño estructural de los mismos, se utilizaron especificaciones dadas por la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), el código del American Concrete Institute (ACI) y por la Dirección General de Caminos (DGC).

Datos y especificaciones de diseño:

A continuación se presentan en la tabla I los datos que se utilizaron para el diseño y el cálculo estructural del puente. Entre estos datos se describe la geometría del puente, descripción de los materiales utilizados como también del suelo analizado.

Tabla I. **Parámetros de diseño**

DESCRIPCIÓN	VALOR
Luz total	22,00 m
Ancho de rodadura	3,05 m
Espesor de la capa de rodadura	0,05 m
Ancho de guardarueda	0,05 m
Ancho de andén	0,86 m
Peso del concreto armado	2 400,00 kg/m ³
Peso del concreto ciclópeo	2 700,00 kg/m ³
Peso de capa de rodadura	2 100,00 kg/m ³
Peso del suelo	1 450,00 kg/m ³
Capacidad soporte	36,69 ton/m ²
F'c (4 000 PSI)	281,00 kg/cm ²
Fy (40 000 PSI) para otro armado	2 810,00 kg/cm ²
Fy (60 000 PSI) para vigas	4 200,00 kg/cm ²
Sobrecarga	H 20 - 44

Fuente: elaboración propia.

2.2. Levantamiento topográfico

El estudio topográfico es el punto de partida para llevar a cabo el diseño de los puentes. De este estudio depende la geometría de los elementos básicos, debido a que este proporciona datos para representar gráficamente los posibles puntos de ubicación de la obra, además proporciona información sobre las pendientes y áreas de descarga de la sección donde se ubicará la estructura, para determinar la altura mínima de la misma.

Los datos de campo fueron procesados en gabinete y se procedió a dibujar el eje y las secciones transversales; ubicando la cota de cada punto, se calcularon y dibujaron las curvas de nivel del terreno, se hizo el trazo del eje central del puente, para proceder a realizar el estudio de la mejor alternativa del puente a diseñar.

Los estudios topográficos tendrán como objetivos:

- Realizar los trabajos de campo que permitan elaborar los planos topográficos.
- Proporcionar información de base para los estudios de hidrología e hidráulica, geología, geotecnia, así como de ecología y sus efectos en el medio ambiente.
- Posibilitar la definición precisa de la ubicación y las dimensiones de los elementos estructurales.
- Establecer puntos de referencia para el replanteo durante la construcción.

Los estudios topográficos deberán comprender como mínimo lo siguiente:

- Levantamiento topográfico general de la zona del proyecto, documentado en planos a escala entre 1:500 y 1:2000 con curvas de nivel a intervalos de 1 metro y comprendiendo por lo menos 100 metros a cada lado del puente en dirección longitudinal (correspondiente al eje de la carretera) y en dirección transversal (la del río u otro obstáculo a ser transpuesto).
- En el caso de puentes sobre cursos de agua deberá hacerse un levantamiento detallado del fondo. Será necesario indicar en planos la dirección del curso de agua y los límites aproximados de la zona inundable en las condiciones de aguas máximas y mínimas, así como los observados en eventos de carácter excepcional.
- Ubicación e indicación de cotas de puntos referenciales; ubicación o colocación de bancos de marca.
- Levantamiento catastral de las zonas aledañas al puente, cuando existan edificaciones u otras obras que interfieran con el puente o sus accesos o que requieran ser expropiadas.
- El método que se utilizó para realizar este levantamiento fue el de taquimetría, y el equipo utilizado fue el siguiente:

1 Teodolito electrónico marca Kolida

1 Cinta métrica de 50 metros

1 Estadal de 4 metros

1 Plomada

1 Juego de estacas

2.2.1. Planimetría

La planimetría tiene como finalidad definir el área del emplazamiento y la proyección horizontal del puente, es decir, localizarlo dentro de la sección del río, con el objetivo de ubicarlo en una posición adecuada.

2.2.2. Altimetría

Tiene en cuenta las diferencias de nivel existentes entre los distintos puntos del terreno, para lo cual se trazo un eje central río arriba y río abajo para posteriormente poder determinar las respectivas secciones transversales.

Ver planos en apéndice 8.

2.3. Estudios hidrológicos

La hidrología es la ciencia que estudia el agua, su ocurrencia, circulación y distribución sobre la superficie terrestre, sus propiedades químicas y físicas y su relación con el medio ambiente, incluyendo a los seres vivos.

Con esta definición, es necesario limitar la parte de la hidrología que se estudia en la ingeniería a una rama que comúnmente se llama ingeniería hidrológica o hidrología aplicada, que incluye aquellas partes del campo de la hidrología que afectan al diseño y operación de proyectos de ingeniería.

Objetivos:

Los objetivos del estudio son establecer las características hidrológicas de los regímenes de avenidas máximas y extraordinarias y los factores hidráulicos que conllevan a una real apreciación del comportamiento hidráulico del río, que permiten definir los requisitos mínimos del puente y su ubicación óptima en función de los niveles de seguridad o riesgos permitidos o aceptables para las características particulares de la estructura.

Los estudios de hidrología e hidráulica para el diseño de puentes deben permitir establecer lo siguiente:

- Ubicación óptima del cruce
- Caudal máximo de diseño hasta la ubicación del cruce
- Comportamiento hidráulico del río en el tramo que comprende el cruce
- Área de flujo a ser confinada por el puente
- Nivel máximo de agua (NMA) en la ubicación del puente
- Nivel mínimo recomendable para el tablero del puente
- Profundidad mínima recomendable para la ubicación de la cimentación, según el tipo de cimentación.

Los estudios hidrológicos e hidráulicos comprenderán lo siguiente:

- Evaluación de estudios similares realizados en la zona de ubicación del puente.
- Visita de campo; reconocimiento del lugar tanto en la zona de cruce como de la cuenca global.

- Recolección y análisis de información hidrométrica y meteorológica existente; esta información puede ser proporcionada por entidades locales, nacionales o entidades encargadas de la administración de los recursos hídricos del lugar.
- Caracterización hidrológica de la cuenca, considerada hasta el cruce del curso de agua; en base a la determinación de las características de respuesta lluvia – escorrentía, y considerando aportes adicionales en la cuenca, se analizará la aplicabilidad de los distintos métodos de estimación de caudal máximo.
- Selección de los métodos de estimación del caudal máximo de diseño; para el cálculo del caudal máximo a partir de datos de lluvias se tienen: el método racional, métodos empíricos, etc., cuya aplicabilidad depende de las características de la cuenca.
- Evaluación de las estimaciones de caudal máximo; elección del resultado que, a criterio ingenieril, se estima confiable y lógico.
- Determinación del período de retorno y la descarga máxima de diseño.
- Caracterización morfológica del cauce.
- Determinación de las características físicas del cauce, incluyendo las llanuras de inundación.
- Selección de secciones transversales representativas del cauce y obtención del perfil longitudinal.
- Determinación del perfil de flujo ante el paso del caudal de diseño a lo largo del cauce.
- Determinación de las características hidráulicas del flujo.

2.4. Estudios hidráulicos

El caudal de diseño constituye uno de los parámetros de gran importancia conjuntamente con el estudio topográfico, para la determinación de la geometría de los elementos de la superestructura y de la subestructura.

Para este proyecto se necesita conocer el tirante normal en verano e invierno, crecientes máximas extraordinarias y su duración, niveles que alcanza el río, zonas inundables y dirección de la corriente en las crecientes; esta información es indispensable para definir las características de la obra, tales como la luz y la altura.

La creciente máxima extraordinaria ocurre en épocas de tormentas u otros fenómenos naturales no habituales que dejan vestigios y desaparecen con el tiempo. Por lo que es necesario hacer estudios para determinar el nivel de este tipo de crecidas. Existen varios procedimientos para estimar el caudal en las crecidas de un río, entre estos se puede mencionar:

- Los registros de una estación de aforo próxima al sitio donde se realizará la construcción del puente.
- El método sección-pendiente, éste utiliza fórmulas válidas para los ríos, aunque solo proporcione valores próximos a los reales.
- El método racional, el cual es recomendado utilizarlo en cuencas de hasta 25 kilómetros cuadrados y para áreas reducidas.

A continuación se presentan los resultados obtenidos de la aplicación del método sección – pendiente, el cual es recomendable en lugares donde no es posible obtener información suficiente para un cálculo confiable.

Método sección – pendiente

Para su aplicación se requiere solamente contar con la topografía de un tramo del cauce y determinar la máxima altura de agua alcanzada por una corriente en el pasado.

Estas marcas dejadas por la corriente en el pasado se logran obtener por medio de uno o varios de los siguientes métodos:

- Buscar señales que han dejado grandes crecidas
- Preguntar a los habitantes del lugar
- Buscar en archivos o documentos locales

Una vez determinada la altura máxima, se obtiene el valor del área “A” de la sección de la corriente de la misma forma como se hace en aforos, para poder obtener el caudal máximo por medio de la fórmula $Q = V \cdot A$, el valor de la velocidad “V” de la corriente, se obtiene por medio de la fórmula de Manning.

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

Donde:

V = Velocidad (m/seg)

R = Radio Hidráulico = Área / Perímetro mojado (m)

S = Pendiente (%)

n = Coeficiente de rugosidad

Datos obtenidos:

Cálculo de la pendiente. Para la determinación de la pendiente del terreno, se utilizó la información del levantamiento topográfico.

Cota 1 = 129,73 m

Cota 2 = 128,55 m

Distancia horizontal = 107,17 m

$$S = \frac{Cota\ 1 - Cota\ 2}{Distancia\ horizontal} * 100$$

$$S = \frac{129,73 - 128,55}{107,17} * 100$$

$$S = 1,10\%$$

Cálculo de área de la sección de la corriente. El valor del área de la sección de la corriente, se calcula a partir del dibujo de las secciones transversales, obtenidas del levantamiento topográfico y la determinación de la altura máxima que alcanza la corriente del río.

De estos datos se obtuvo:

Área = 26,09 m²

Perímetro mojado = 21,07 m

Determinando el radio hidráulico:

$$R = \text{Área} / \text{Perímetro mojado}$$

$$R = \frac{26,09}{21,07} = 1.24 \text{ m}$$

Coeficiente de rugosidad. El coeficiente de rugosidad n de Manning se elige de acuerdo con las condiciones físicas del cauce como se puede observar en la tabla II.

Tabla II. **Valores de n dados por Horton para ser utilizados en las fórmulas de Kutter y de Manning**

Superficie	Condiciones de las paredes			
	Perfectas	Buenas	Medianas	Malas
Con lecho pedregoso y bordos de tierra enhierbados	0.025	0.030	0.035*	0.040
Plantilla de tierra, taludes ásperos	0.028	0.030*	0.033*	0.035
<i>Corrientes naturales</i>				
(1) Limpios, bordos rectos, llenos, sin hendeduras ni charcos profundos.	0.025	0.0275	0.030	0.033
(2) Igual al (1) pero con algo de hierba y piedra.	0.030	0.033	0.035	0.040
(3) Sinuoso, algunos charcos y escollos, limpio	0.033	0.035	0.040	0.045
(4) Igual al (3), de poco tirante, con pendiente y sección menos eficiente.	0.040	0.045	0.050	0.055
(5) Igual al (3), algo de hierba y piedras.	0.035	0.040	0.045	0.050
(6) Igual al (4), secciones pedregosas.	0.045	0.050	0.055	0.060
(7) Ríos con tramos lentos, cauce enhierbado o con charcos profundos.	0.050	0.060	0.070	0.080
(8) Playas muy enyerbadas.	0.075	0.100	0.125	0.150
(*) Valores de uso común en proyectos				

Fuente: VILLÓN BÉJAR, Máximo. Hidrología. p. 266.

Coeficiente de rugosidad (n) = 0,040

Tipo de superficie = Sinuoso, algunos charcos y escollos, algo de hierba y piedras.

Se obtuvieron los siguientes datos:

n = 0,040

R = 1,24 m

S = 1,10 % = 0.011

Determinando la velocidad:

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

$$V = \frac{1}{0,040} * (1,24)^{2/3} * (0,011)^{1/2}$$

$$V = 3,03 \text{ m/s}$$

Determinando el caudal:

$$Q = V * A$$

$$Q = (3,03) * (26,09) = 79,05 \text{ m}^3/\text{s}$$

Método racional

En este método, se supone que la máxima escorrentía ocasionada por una lluvia se produce cuando la duración de ésta es igual al tiempo de concentración. Cuando así ocurre, toda la cuenca contribuye con el caudal en el punto de salida. Si la duración es mayor que el tiempo de concentración, contribuye asimismo toda la cuenca, pero en ese caso la intensidad de la lluvia es menor, por ser mayor su duración y, por tanto, también menor el caudal.

Si la duración de la lluvia es menor que el tiempo de concentración, la intensidad de la lluvia es mayor, pero en el momento en que acaba la lluvia, el agua caída en los puntos más alejados aún no ha llegado a la salida; sólo una parte de la cuenca contribuye a la escorrentía, por lo que el caudal será menor.

Aceptando este planteamiento, y teniendo en cuenta de que éste método es el más apropiado ya que se determina en base a factores propios del lugar, el caudal máximo se calcula por medio de la siguiente expresión, que presenta la fórmula racional:

$$Q = \frac{CIA}{360}$$

En donde:

Q = Caudal máximo (m^3/s)

C = Coeficiente de escorrentía, que depende de la cobertura vegetal, la pendiente y el tipo de suelo (sin dimensiones)

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)

El coeficiente 1/360 corresponde a la transformación de unidades.

Para el caso en que el área de la cuenca esté expresada en kilómetros cuadrados, la fórmula es:

$$Q = \frac{CIA}{3.6}$$

Siendo los demás parámetros con las mismas unidades.

Área tributaria

Es el área que contribuye a la escorrentía superficial de una cuenca y que se ve determinada por los puntos más altos que se encuentran rodeando a la misma.

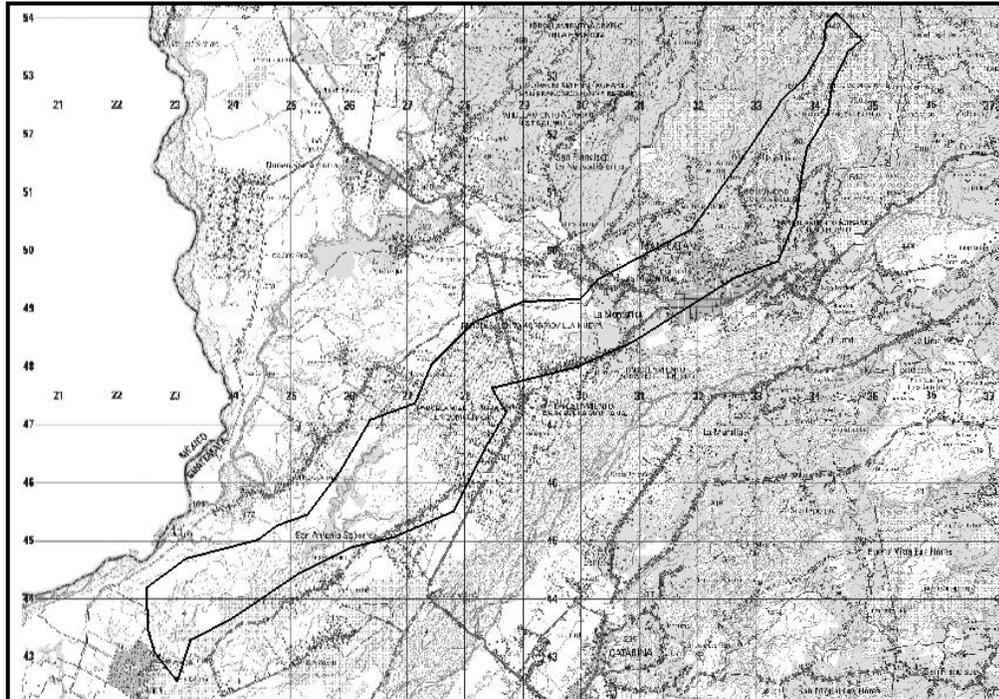
El área que interesa no es precisamente toda la cuenca del río; sino que la porción de dicha cuenca que conducirá determinada cantidad de agua que pasará por un punto en el cual se ubicará el puente.

Para determinar el área tributaria se empleó un mapa a escala 1:50 000 del Instituto Geográfico Nacional, cuya hoja es la número 1760 I y que corresponde al municipio de Malacatán (ver figura 2).

Se obtuvieron los siguientes datos:

Área tributaria = 1 993,58 Ha.

Figura 2. Área tributaria



Fuente: elaboración propia, basado en documento del IGN.

Análisis hidrológico de la cuenca

Se deben determinar los datos que se necesitan para calcular el caudal del río, el coeficiente de escorrentía y la intensidad de lluvia. Estos datos son propios de cada lugar.

Intensidad de lluvia: con el diseño hidráulico se busca determinar si el área hidráulica de la sección del río es segura para la evacuación de la escorrentía originada por eventos de lluvias intensas asociadas a una duración y a una frecuencia de ocurrencia. Normalmente para este tipo de aplicaciones se hace uso de las curva de Duración-Intensidad-Frecuencia (DIF).

La información básica utilizada para los análisis respectivos fue obtenida de las cartas pluviográficas respectivas proporcionadas por el INSIVUMEH.

Para obtener las curvas DIF, se utiliza el siguiente modelo matemático:

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

Donde:

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

t_c = Tiempo de concentración (min)

A , B , y n son parámetros de ajuste, determinados por una estación meteorológica.

Los parámetros de ajuste que son utilizados en este estudio son los proporcionados por la estación meteorológica más cercana, la cual es una estación representativa para el Departamento de San Marcos.

Los parámetros de ajuste para un período de retorno de 100 años son:

$$A = 1\ 217$$

$$B = 12$$

$$n = 0,609$$

El tiempo de concentración del área tributaria puede estimarse mediante fórmulas que se basan en parámetros morfométricos de las cuencas o en base a aspectos hidráulicos de las corrientes. Una de las fórmulas utilizadas en el medio es la de Kirpich, que utiliza el desnivel y longitud del cauce.

Determinando t_c :

$$t_c = \frac{3 * (L)^{1,15}}{154 * (H)^{0,38}}$$

Donde:

t_c = Tiempo de concentración (min)

L = Longitud del cauce desde la cabecera de la cuenca tributaria (m)

H = Desnivel del cauce (m)

Datos:

$L = 26\ 431,93$ m

$H = (843 - 128,55) = 714,45$ m

$$t_c = \frac{3 * (26\ 431,93)^{1,15}}{154 * (714,45)^{0,38}}$$

$$t_c = 195,23 \text{ min}$$

Determinando i_{Tr} :

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

Datos:

$$A = 1\,217$$

$$B = 12$$

$$t_c = 195,23 \text{ min}$$

$$n = 0,609$$

$$i_{Tr} = \frac{1\,217}{(12 + 195,23)^{0,609}}$$

$$i_{Tr} = 47,27 \text{ mm/h}$$

El coeficiente C de la escorrentía tendrá un valor de 0,50 por ser un área con terrenos cultivados y por tener una pendiente de terreno menor al 5 por ciento (ver tabla III).

Tabla III. Valores del coeficiente de escorrentía

Tipo de vegetación	Pendiente (%)	Textura		
		Franco arenosa	Franco arcillolimoso franco limosa	Arcillosa
Forestal	0 - 5	0.10	0.30	0.40
	5 - 10	0.25	0.35	0.50
	10 - 30	0.30	0.50	0.60
Praderas	0 - 5	0.10	0.30	0.40
	5 - 10	0.15	0.35	0.55
	10 - 30	0.20	0.40	0.60
Terrenos cultivados	0 - 5	0.30	0.50	0.60
	5 - 10	0.40	0.60	0.70
	10 - 30	0.50	0.70	0.80

Fuente: VILLÓN BÉJAR, Máximo. Hidrología. p. 277.

Cálculo del caudal máximo

$$Q = \frac{CIA}{360}$$

Datos:

$$C = 0,50$$

$$I = 47,27 \text{ mm/h}$$

$$A = 1\,993,58 \text{ Ha.}$$

$$Q = \frac{(0,50)(47,27)(1\,993,58)}{360}$$

$$Q = 130,88 \text{ m}^3/\text{s}$$

Hallando la velocidad del río durante la crecida máxima extraordinaria por medio de la fórmula del ingeniero Roberto Manning, se tiene:

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

Datos:

$$n = 0,040$$

$$R = 1,24 \text{ m}$$

$$S = 2,70 \% = 0,027$$

$$V = \frac{1}{0,040} * (1,24)^{2/3} * (0,027)^{1/2}$$

$$V = 4,74 \text{ m/s}$$

Revisando la capacidad hidráulica para el área determinada para la construcción del puente se tiene:

$$Q = VA$$

$$A = \frac{Q}{V}$$

Datos:

$$Q = 130,88 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V = 4,74 \text{ m/s}$$

$$A = \frac{130,88}{4,74}$$

$$A = 27,61 \text{ m}^2$$

Análisis de resultados:

El área necesaria para cubrir la crecida máxima utilizando el método racional es de 27,61 metros cuadrados y el área calculada con el estudio topográfico en campo y utilizando el método sección pendiente es de 26,09 metros cuadrados.

Por lo tanto se observa que la diferencia de áreas entre el método racional y el método sección pendiente es mínima, pero por cuestiones de diseño, se utilizará el método racional por ser el que presenta el área más grande.

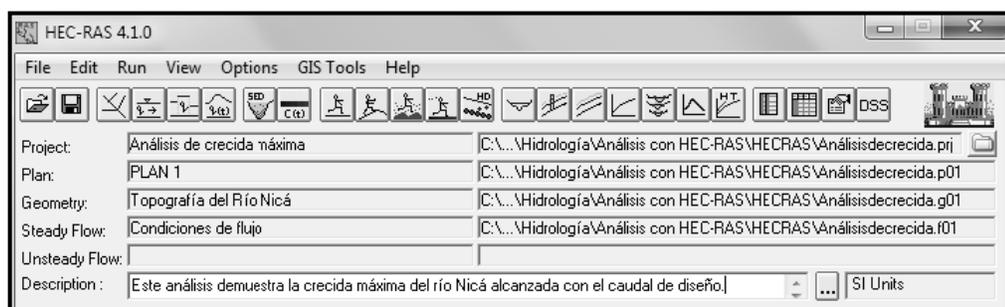
Para poder determinar la altura máxima que alcanzará el agua durante la crecida máxima estimada para un período de retorno de 100 años (AASHTO 2.6.3 recomienda investigar los caudales de inundación para un período de retorno de 100 años) en la sección en donde se ubicará el puente, se hará uso del programa HEC-RAS.

La sección que ocupará un caudal determinado y las áreas que serán inundadas dependen de la geometría del cauce, de la pendiente y de otros factores. A partir de estos datos se puede evaluar la sección en estudio y determinar la altura que alcanzará el agua.

Las fases de trabajo son las siguientes:

- Creación de un nuevo proyecto (ver figura 3)

Figura 3. Creación de nuevo proyecto



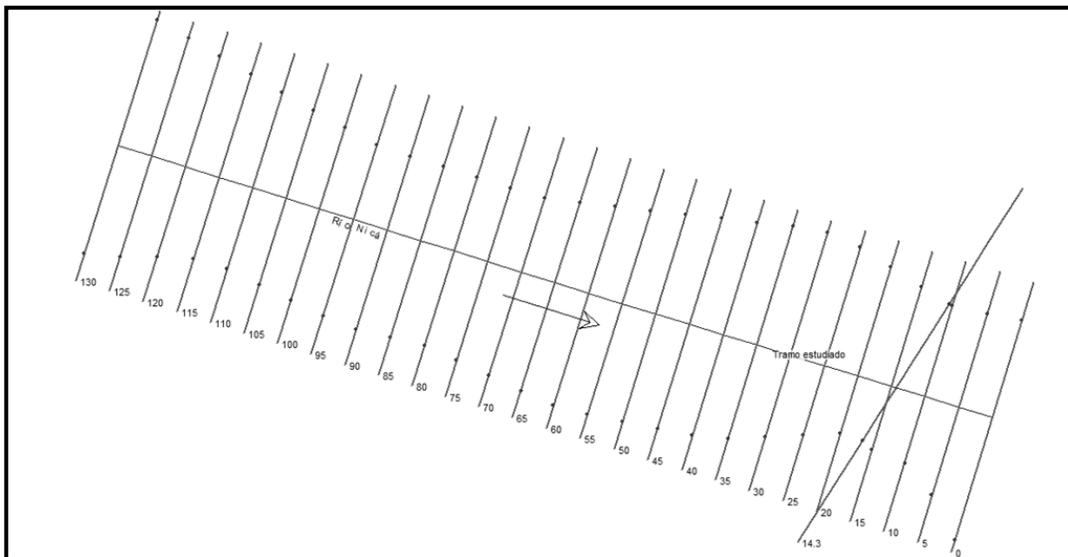
Fuente: elaboración propia.

Para el funcionamiento de HEC-RAS se deben aportar dos tipos de datos fundamentales:

- Datos geométricos
- Datos de caudales y condiciones de contorno

Los datos geométricos fundamentales son diversas secciones transversales a lo largo del cauce considerado. Dichas secciones se introducen mediante la cota de varios puntos; de este modo, mediante la cota de dos secciones contiguas, separadas por una distancia conocida, el modelo calcula la pendiente de ese tramo. En este caso, apoyándome de las herramientas del programa CIVIL 3D, realicé la exportación del alineamiento del río en conjunto con sus respectivas secciones transversales indicando la sección en estudio, obteniendo la geometría del cauce como se puede observar en la figura 4.

Figura 4. **Geometría del cauce**



Fuente: elaboración propia.

El dato del caudal ya fue determinado con el método racional, el cual tiene un valor de 130,88 metros cúbicos por segundo, y las condiciones de contorno son especificadas al programa; HEC-RAS necesita esta información en cada tramo para establecer el nivel del agua inicial en ambos extremos del tramo del río: aguas arriba y/o aguas abajo.

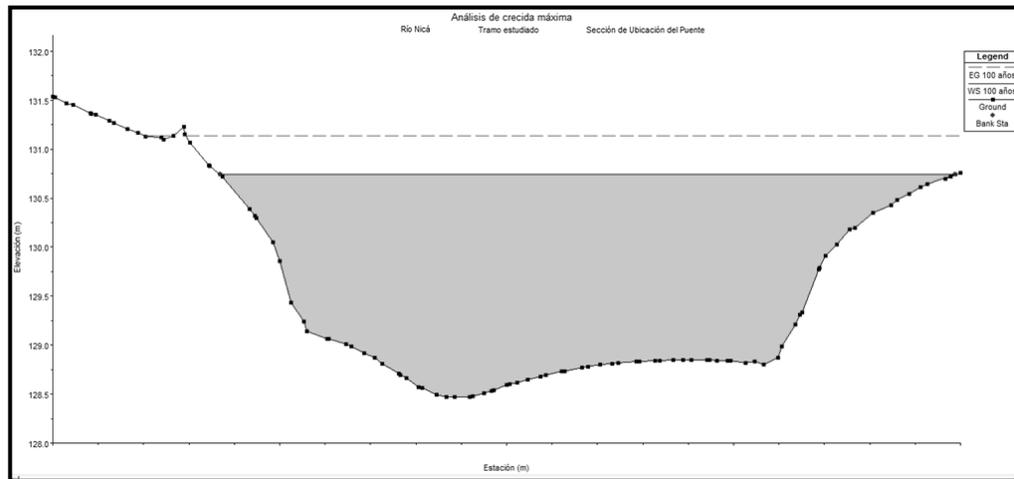
- Ejecución del modelo

Si se han preparado diversas geometrías (tramos y secciones) y varios caudales, aquí se puede elegir con cuáles de ellos ejecutar los cálculos. En este caso se utilizó un tramo y varias secciones transversales espaciadas a una distancia especificada.

- Se ejecuta el modelo, y si no se obtienen mensajes de error se pueden observar los resultados.

Con los datos obtenidos del programa se puede hacer una visualización de la crecida máxima alcanzada con el caudal de diseño establecido, para un período de retorno de 100 años (ver figura 5).

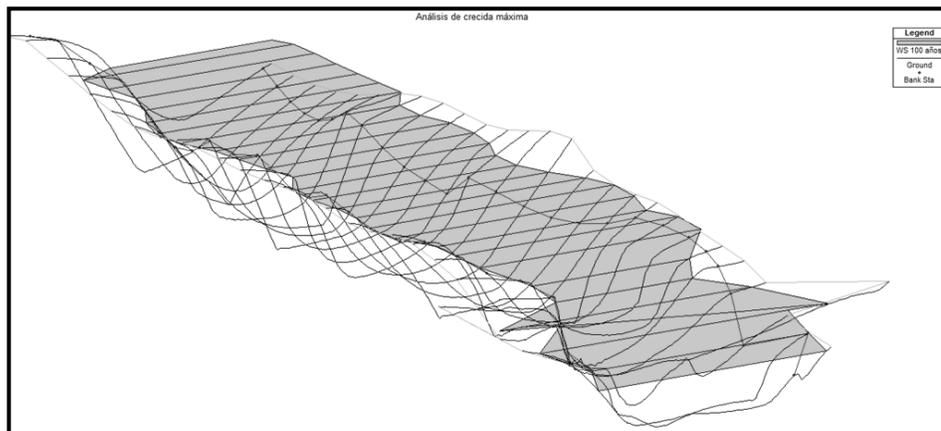
Figura 5. **Estimación de crecida máxima**



Fuente: elaboración propia.

Con las herramientas que presenta el programa también se puede realizar una visualización en 3 dimensiones del comportamiento del caudal de diseño en el tramo analizado (ver figura 6).

Figura 6. **Comportamiento del caudal de diseño en tramo analizado**



Fuente: elaboración propia.

Con los datos obtenidos se encontró que la máxima altura alcanzada por el caudal de diseño (también llamada crecida máxima extraordinaria) es de 2,32 metros medidos desde la parte más baja del lecho del río. Por lo tanto, determinada la altura de la crecida máxima y con la topografía del terreno en la ubicación del puente, se determinó que la altura medida desde el espejo del agua de la crecida máxima hasta la base de la viga es de 2,83 metros.

2.5. Estudios geológicos

Objetivos:

Establecer las características geológicas, tanto local como general de las diferentes formaciones geológicas que se encuentran identificando tanto a su distribución como sus características geotécnicas correspondientes.

Alcance:

Se deben considerar exploraciones de campo, cuya cantidad será determinada en base a la envergadura del proyecto.

Estos estudios comprenderán:

- Revisión de información existente y descripción de la geología a nivel regional y local.
- Descripción geomorfológica
- Zonificación geológica de la zona
- Definición de las propiedades físicas y mecánicas de suelos y/o rocas
- Recomendaciones de canteras para materiales de construcción
- Identificación de fallas geológicas así como de sus características

2.6. Estudios geotécnicos

Objetivos:

Establecer las características geotécnicas, es decir, la estratigrafía, la identificación y las propiedades físicas y mecánicas de los suelos para el diseño de cimentaciones estables.

Alcances:

Los estudios geotécnicos comprenderán:

- Ensayos de campo en suelos y/o rocas
- Ensayos de laboratorio en muestras de suelo y/o roca extraídas de la zona.
- Descripción de las condiciones del suelo
- Definición de tipos y profundidades de cimentación adecuados

Es necesario conocer las características del suelo, con el objetivo de determinar la dimensión de la cimentación que se utilizará para soportar la superestructura y asegurar que toda la estructura no sufra asentamientos considerables que la hagan inestable, desde el punto de vista de resistencia y compresibilidad.

Se debe explorar el suelo, hasta encontrar un estrato adecuado para ubicar la cimentación del puente y determinar el valor soporte del mismo, así como también determinar el peso del suelo, que provoca fuerzas de empuje en la cimentación, de manera que se pueda analizar la estabilidad de la misma.

El suelo encontrado en esta área es un suelo limo arcilloso color café; para evaluar la calidad y el valor soporte del suelo, se realizó una excavación de pozo a cielo abierto a una profundidad de 2,50 metros, donde se obtuvo una muestra inalterada de 1 pie cúbico de volumen, muestra a la que se le aplicó parafina para su transporte hacia el laboratorio de suelos de la facultad de ingeniería, en donde se sometió al ensayo de compresión triaxial; mediante la prueba de no consolidado y no drenado (ver apéndice 1), para obtener los parámetros de corte, siendo éstos los siguientes:

Ángulo de fricción interna $\phi = 20,89^\circ$

Cohesión $c' = 4,78 \text{ ton/m}^2$

Descripción del suelo = Limo arcilloso color café

Densidad seca = $1,45 \text{ ton/m}^3$

Para el cálculo del valor soporte del suelo se utilizó la ecuación del Dr. Karl Terzaghi.

$$q_u = 1,3 * c' * N_c + q * N_q + 0,4 * \gamma * B * N_\gamma$$

Donde:

$$q = \gamma * D_f$$

Donde:

q_u = Capacidad de carga límite (ton/m^2)

c' = Cohesión del suelo (ton/m^2)

γ = Peso específico del suelo (ton/m^3)

D_f = Profundidad de desplante (m)

B = Ancho de la zapata (m)

N_c = Factor de capacidad de carga debido a la cohesión

N_q = Factor de capacidad de carga debido a la sobrecarga

N_γ = Factor de capacidad de carga debido al peso del suelo

N_c , N_q y N_γ pueden calcularse mediante fórmulas o pueden determinarse mediante gráficas.

Para este caso los valores de N_c , N_q y N_γ fueron obtenidos de la siguiente manera:

$$\phi' = 20,89^\circ$$

$$\phi' rad = 20,89^\circ \left(\frac{\pi rad}{180^\circ} \right) = 0,3646$$

Determinando N_q :

$$N_q = \frac{e^{2(3\pi/4 - \phi' rad/2) \tan \phi'}}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)}$$

$$N_q = \frac{e^{2(3\pi/4 - 0,3646/2) \tan 20,89^\circ}}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{20,89^\circ}{2} \right)}$$

$$N_q = 8,1689$$

Determinando N_c :

$$N_c = \cot \phi' (N_q - 1)$$

$$N_c = \cot 20,89^\circ (8,1689 - 1)$$

$$N_c = 18,7834$$

Determinando N_γ :

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$$

$$N_\gamma = 2(8,1689 + 1) \tan 20,89^\circ$$

$$N_\gamma = 6,9989$$

Datos:

$$c' = 4,78 \text{ ton/m}^2$$

$$\gamma = 1,45 \text{ ton/m}^3$$

$$D_f = 2,50 \text{ m}$$

$$B = 1,0 \text{ m}$$

$$N_c = 18,7834$$

$$N_q = 8,1689$$

$$N_\gamma = 6,9989$$

Entonces:

$$q_u = 1,3 * c' * N_c + \gamma * D_f * N_q + 0,4 * \gamma * B * N_\gamma$$

$$q_u = 1,3 * 4,78 * 18,7834 + 1,45 * 2,50 * 8,1689 + 0,4 * 1,45 * 1,0 * 6,9989$$

$$q_u = 150,39 \text{ ton/m}^2$$

Determinando la capacidad de carga última neta:

$$q_{neta(u)} = q_u - q$$

$$q = \gamma * D_f$$

Donde:

$q_{neta(u)}$ = Capacidad de carga última neta

$$q = \gamma * D_f$$

$$q_{neta(u)} = 150,39 - 1,45 * 2,50$$

$$q_{neta(u)} = 146,77 \text{ ton/m}^2$$

Determinando la capacidad de carga admisible:

$$q_{adm(neta)} = \frac{q_u - q}{FS}$$

$$q_{adm(neta)} = \frac{146,77}{4}$$

$$q_{adm(neta)} = 36,69 \text{ ton/m}^2$$

Por lo tanto, se adopta un valor soporte (V_s) = 36,69 ton/m²

2.7. Estudios de riesgo sísmico

Los estudios de riesgo sísmico tendrán como objetivo determinar espectros de diseño que definan las componentes horizontal y vertical del sismo a nivel de cota de cimentación.

Requerimientos de los estudios

El alcance de los estudios de riesgo sísmico dependerá de:

- La zona sísmica donde se ubica el puente
- El tipo de puente y su longitud
- Las características del suelo

Alcances

Cuando se requiera un estudio de riesgo sísmico para el sitio, éste deberá comprender como mínimo lo siguiente:

- Recopilación y clasificación de la información sobre los sismos observados en el pasado.

- Antecedentes geológicos, tectónicos, y mapa geológico de la zona de influencia.
- Estudios de suelo, definiéndose la estratigrafía y las características físicas más importantes del material en cada estrato.
- Determinación de las máximas aceleraciones, velocidades y desplazamientos en el basamento rocoso correspondientes al sismo de diseño y al máximo sismo creíble.

2.8. Estudios de impacto ambiental

La construcción de un puente modifica el medio y en consecuencia las condiciones socioeconómicas, culturales y ecológicas del ámbito donde se ejecutan; es por ello que surge la necesidad de una evaluación bajo un enfoque global ambiental.

En muchas ocasiones, esta modificación es positiva para los objetivos sociales y económicos que se tratan de alcanzar, pero en otros casos la falta de un debido planeamiento en su ubicación, fase de construcción y etapa de operación puede conducir a serios desajustes debido a la alteración del medio.

Objetivos y alcances

Los estudios ecológicos tendrán como finalidad:

- Identificar en forma oportuna el problema ambiental, incluyendo una evaluación de impacto ambiental en la concepción del proyecto. De esta forma se diseñará el proyecto con mejoras ambientales y se evitará o compensará los impactos adversos.
- Establecer las condiciones ambientales de la zona de estudio.

- Definir el grado de agresividad del medio ambiente sobre la subestructura y la superestructura del puente.
- Establecer el impacto que pueda tener la obra del puente sobre el medio ambiente, a nivel de procedimientos constructivos y durante el servicio del puente.
- Recomendar las especificaciones de diseño, construcción y mantenimiento para garantizar la durabilidad del puente.

Requerimiento de los estudios

La evaluación de impacto ambiental será establecida por las autoridades competentes y es necesaria sobre todo en aquellos proyectos con mayor potencial para impactar negativamente en el ambiente como lo son las nuevas estructuras.

Métodos de análisis

La metodología utilizada en un estudio de impacto ambiental será la que se describe a continuación:

- a) Identificación de impactos: consiste en identificar los probables impactos a ser investigados, para lo cual es necesario conocer primero de la manera más amplia el escenario sobre el cual incide el proyecto; cuya ubicación, ejecución y operación afectará el entorno ecológico.
- b) Previsión de impactos: tiene como objetivo la descripción cuantitativa o cualitativa, o una combinación de ambas, de las principales consecuencias ambientales que se han detectado.

- c) Interpretación de impactos: su objetivo es analizar que tan importante es la alteración medio ambiental en relación a la conservación original del área.
- d) Información a las comunidades y a las autoridades sobre los impactos ambientales: en esta etapa hay que sintetizar los impactos para presentarlos al público que será afectado por los impactos ambientales detectados. La presentación deberá ser lo suficientemente objetiva para mostrar las ventajas y desventajas que conlleva la ejecución del proyecto.
- e) Plan de monitoreo o control ambiental: se deben tener en cuenta las propuestas de las medidas de mitigación y de compensación, en función de los problemas detectados en los pasos previos considerados en el estudio.

Entre la información mínima que requieren los estudios de impacto ambiental en puentes se tiene la siguiente:

- Fauna silvestre
- Flora adyacente
- Presencia de agua en el cauce
- Relieve topográfico
- Deforestación en los taludes del cauce
- Probabilidad de erosión lateral de los taludes
- Material sedimentado en el lecho del cauce
- Densidad de población
- Red de transportes adyacentes
- Otras estructuras adyacentes

En el apéndice 2 se detalla el estudio de impacto ambiental del puente vehicular.

2.9. Estudios de tráfico

Cuando la magnitud de la obra así lo requiera, será necesario efectuar los estudios de tráfico correspondiente a volumen y clasificación de tránsito en puntos establecidos, con el objetivo de determinar las características de la infraestructura vial y la superestructura del puente.

La metodología a seguir será la siguiente:

- a) Conteo de tráfico: se definirán estaciones de conteo ubicadas en el área de influencia.
- b) Clasificación y tabulación de la información: se deberán adjuntar cuadros indicando el volumen y clasificación vehicular por estación.
- c) Análisis y consistencia de la información: se llevará a cabo comparando con estadísticas existentes a fin de obtener los factores de corrección estacional para cada estación.
- d) Tráfico actual: se deberá obtener el índice medio diario (i.m.d) de los conteos de volúmenes de tráfico y del factor de corrección determinado del análisis de consistencia.

2.10. Consideraciones generales

Los puentes deben ser proyectados para cumplir satisfactoriamente las condiciones impuestas por los estados límite previstos en el proyecto, considerando todas las combinaciones de carga que puedan ser ocasionadas durante la construcción y el uso del puente. Asimismo, deben ser proyectados teniendo en cuenta su integración con el medio ambiente y cumplir las exigencias de durabilidad y servicio requeridas de acuerdo a sus funciones, importancia y las condiciones ambientales.

2.10.1. Filosofía de diseño

Los puentes deberán ser diseñados teniendo en cuenta los estados límite que se especificarán, para cumplir con los objetivos de constructibilidad, seguridad y serviciabilidad, así como con la debida consideración en lo que se refiere a inspección, economía y estética.

Independientemente del tipo de análisis utilizado, la ecuación 1 se deberá satisfacer para todas las solicitaciones y combinaciones de solicitaciones especificadas según AASHTO 1.3

En muchos casos las resistencias de componentes y conexiones son determinados teniendo en cuenta el comportamiento inelástico, aunque los efectos de las fuerzas son calculados usando análisis elástico. Esta inconsistencia es común en la mayoría de las especificaciones vigentes de puentes debido a la falta de conocimiento del análisis inelástico en estructuras.

2.10.1.1. Estados límite

A menos que se especifique lo contrario, cada uno de los elementos y conexiones debe satisfacer la ecuación 1 para cada uno de los estados límites. Para los estados límites de servicio y correspondientes a eventos extremos los factores de resistencia se deben tomar igual a 1,0. Todos los estados límites se deben considerar de igual importancia.

Ecuación 1

$$\sum n_i \gamma_i Q_i \leq \phi R n = R r$$

Donde:

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

$$n_i = n_D n_R n_I \geq 0.95$$

Donde:

- γ_i = factor de carga: multiplicador de base estadística que se aplica a las solicitudes
- ϕ = factor de resistencia: multiplicador de base estadística que se aplica a la resistencia nominal
- n_i = factor de modificación de las cargas: factor relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa
- n_D = factor relacionado con la ductilidad
- n_R = factor relacionado con la redundancia
- n_I = factor relacionado con la importancia operativa
- Q_i = efectos de fuerza

R_n = resistencia nominal

R_r = resistencia mayorada: ϕR_n

2.10.1.2. Ductilidad

El sistema estructural de un puente se debe dimensionar y detallar de manera de asegurar el desarrollo de deformaciones inelásticas significativas y visibles en los estados límites de resistencia y correspondientes a eventos extremos antes de la falla.

Se puede asumir que los requisitos de ductilidad se satisfacen para una estructura de hormigón en la cual la resistencia de una conexión es mayor o igual que 1,3 veces la máxima sollicitación impuesta a la conexión por la acción inelástica de los elementos adyacentes.

Los dispositivos disipadores de energía se pueden aceptar como medios para proveer ductilidad.

Para el estado límite de resistencia:

$n_D \geq 1.05$ para elementos y conexiones no dúctiles

$n_D = 1.00$ para diseños y detalles convencionales

$n_D \geq 0.95$ para elementos y conexiones para los cuales se han especificado medidas adicionales para mejorar la ductilidad

Para todos los demás estados límites

$$n_D = 1.00$$

2.10.1.3. Redundancia

A menos que existan motivos justificados para evitarlas, se deben usar estructuras continuas y con múltiples recorridos de cargas.

Los principales elementos y componentes cuya falla se anticipa provocará el colapso del puente se deben diseñar como elementos de falla crítica y el sistema estructural asociado como sistema no redundante. Alternativamente, los elementos de falla crítica en tensión se pueden diseñar como de fractura crítica.

Los elementos y componentes cuya falla no se espera que produzca el colapso del puente no serán diseñados en falla crítica y el sistema estructural asociado será redundante.

Para el estado límite de resistencia:

$n_R \geq 1.05$ para elementos no redundantes

$n_R = 1.00$ para niveles convencionales de redundancia

$n_R \geq 0.95$ para niveles excepcionales de redundancia

Para todos los demás estados límites

$$n_R = 1.00$$

2.10.1.4. Importancia operativa

Se debe aplicar exclusivamente a los estados límites de resistencia y correspondientes a eventos extremos.

El propietario puede declarar si un puente, una conexión o una componente estructural tienen importancia operativa.

Para el estado límite de resistencia:

$n_I \geq 1.05$ para puentes importantes

$n_I = 1.00$ para puentes típicos

$n_I \geq 0.95$ para puentes de relativamente poca importancia

Para todos los demás estados límites:

$$n_I = 1.00$$

La clasificación referente a importancia operativa deberá tomar en cuenta los requerimientos sociales, de supervivencia, de seguridad y de defensa. Las cuales dan algunas guías de la importancia de las categorías seleccionadas debido a que están relacionadas al diseño por sismo.

Puentes que están clasificados como críticos o esenciales deberán ser considerados como de importancia operativa.

2.11. Cargas y factores de carga

El análisis de las cargas que actúan en el diseño y la vida útil del puente se desglosa en cargas permanentes, cargas variables y cargas de impacto. También existen factores de carga como combinaciones entre ellas para generar los efectos más desfavorables en la estructura, y de esta manera determinar el diseño adecuado para cumplir con los requerimientos establecidos.

2.11.1. Cargas permanentes

Son aquellas que actúan durante toda la vida útil de la estructura sin variar significativamente, o que varían en un solo sentido hasta alcanzar un valor límite.

Corresponden a este grupo el peso propio de los elementos estructurales, accesorios e instalaciones de servicio unidas a la misma, las cargas muertas adicionales tales como las debidas al peso de la superficie de rodadura o al balasto, futuras sobrecapas y ensanchamientos previstos. También se consideran cargas permanentes al empuje de tierra, los efectos debidos a la contracción de fragua y el flujo plástico, las deformaciones permanentes originadas por los procedimientos constructivos y los efectos de asentamientos de los apoyos.

2.11.2. Cargas variables

Son aquellas cargas para las que se observan variaciones frecuentes y significativas en términos relativos a su valor medio. Las cargas variables incluyen los pesos de los vehículos y personas, así como los correspondientes efectos dinámicos, las fuerzas de frenado y aceleración, las fuerzas centrífugas.

También corresponden a este grupo las fuerzas aplicadas durante la construcción, las fuerzas debidas a empuje de agua y subpresiones, los efectos de variaciones de temperatura, las acciones de sismo y las acciones de viento.

2.11.3. Cargas de impacto

Son aquellas acciones cuya probabilidad de ocurrencia es muy baja, pero que en determinadas condiciones deben ser consideradas por el proyectista, como por ejemplo las debidas a colisiones, explosiones o incendios.

2.11.4. Factores de carga y combinaciones

Los factores de carga y sus combinaciones nos indican los requerimientos mínimos para las cargas y las fuerzas, los límites de su aplicación, los factores de carga y las combinaciones de carga a ser usadas en el diseño de puentes nuevos. Las previsiones de carga pueden ser aplicadas también con fines de evaluación estructural de los puentes existentes.

Cuando se consideran niveles diversos de condiciones de carga, la selección de la condición de diseño será responsabilidad del propietario de la obra. Para los efectos de las fuerzas que pueden desarrollarse durante la construcción, se especifica un factor de carga mínimo.

2.12. Geometría

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

En esta sección se establecen algunos aspectos relacionados con la geometría de detalle del puente.

2.12.1. Geometría de detalles

Se refiere a la presentación de dimensiones determinadas de las secciones transversales, luces y dispositivos estándares.

2.12.1.1. Dispositivos básicos de protección

Son los elementos estructurales y no estructurales que prolongan la vida útil de un puente, y que son necesarios, ya que la falta de ellos provocaría problemas en la operación como posibles percances para los usuarios.

2.12.1.1.1. Señalización

Es el conjunto de figuras, letreros y rótulos en postes y planchas que sirven para el control y ordenamiento del tráfico.

Las señales de tráfico tienen un carácter internacional y están concebidas para transmitir información con un mínimo de palabras. La forma y el color de las señales son indicativos de su contenido.

En el proyecto geométrico deberán ser establecidas las medidas de señalización a ser tomadas en cuenta durante las etapas de construcción y de servicio del puente.

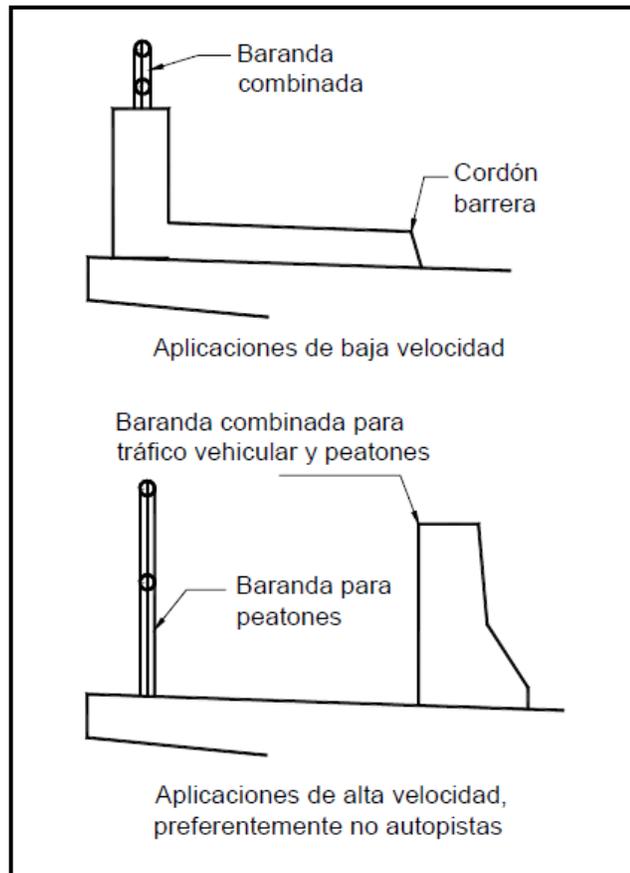
2.12.1.1.2. Barandas

El propietario deberá desarrollar las recomendaciones correspondientes al sitio de emplazamiento del puente. Se debería seleccionar una baranda que satisfaga los planteos de las recomendaciones tanto como resulte posible y práctico.

A lo largo de los bordes de las estructuras se deberán disponer barandas para proteger al tráfico y a los peatones. Para las alcantarillas de longitud igual a la de un puente pueden ser necesarias otras aplicaciones.

Una acera peatonal puede estar separada de la calzada adyacente mediante un cordón barrera, una baranda para tráfico vehicular o una baranda combinada, tal como se indica en la figura 7. En las autovías urbanas de alta velocidad en las cuales se provee una acera peatonal, el área para circulación peatonal deberá estar separada de la calzada adyacente por medio de una baranda para tráfico vehicular o una baranda combinada.

Figura 7. Tipos de barandas



Fuente: AASHTO LRFD. Tipos de barandas. p. 13-5.

Son la parte de la estructura que tiene por objeto servir de protección a los peatones y vehículos que transitan sobre el puente.

Las barandas deben ser especificadas de tal forma que sean seguras, económicas y estéticas. Las soluciones mixtas de barandas de metal más concreto satisfacen generalmente estos requisitos.

A continuación se describe cuándo se utilizan los diferentes tipos de barandas:

- Se utiliza una baranda para tráfico vehicular cuando el puente será utilizado exclusivamente por tráfico carretero.
- Solamente se utiliza una barrera combinada junto con un cordón y una acera sobre-elevados en las carreteras de baja velocidad.
- En las carreteras de alta velocidad, la vía peatonal o ciclo vía debería tener tanto una baranda para peatones o ciclistas en su parte externa como una baranda combinada en su parte interna.
- Se debería considerar el uso de puentes peatonales independientes del puente carretero si la cantidad de tráfico peatonal o algún otro factor de riesgo así lo indican.

Barandas para peatones; geometría:

La mínima altura de las barandas para peatones deberá ser de 1060 milímetros, medidos a partir de la cara superior de la acera.

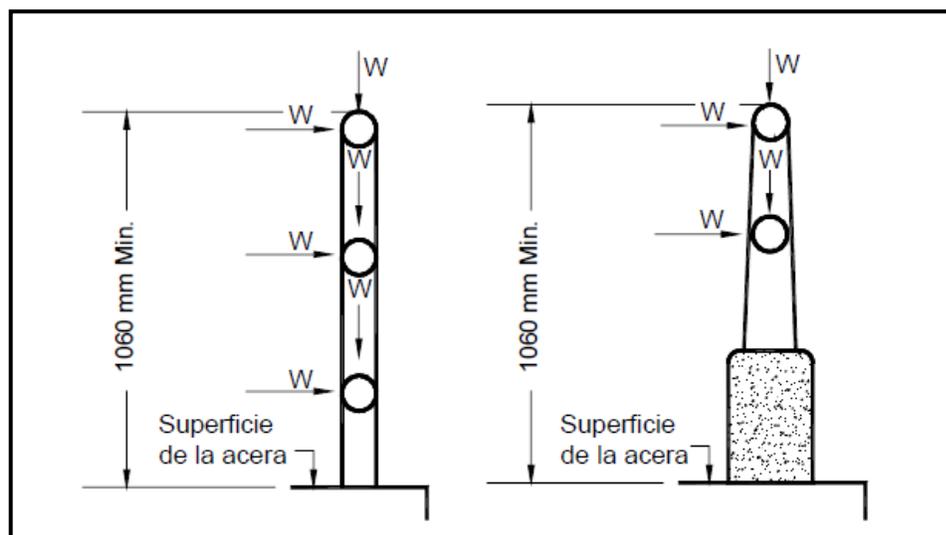
Una baranda para peatones puede estar compuesta por elementos horizontales y/o verticales. La abertura libre entre los elementos deberá ser tal que no permita el paso de una esfera de 150 milímetros de diámetro.

Si se utilizan tanto elementos horizontales como verticales, la abertura libre de 150 milímetros se deberá aplicar a los 685 milímetros inferiores de la baranda, mientras que la separación en la parte superior deberá ser tal que no permita el paso de una esfera de 200 milímetros de diámetro.

Se debería proveer un riel de seguridad o un cordón al nivel de la superficie de rodamiento. Las barandas se deberían proyectar más allá de la cara de los postes (ver figura 8).

Las separaciones arriba indicadas no se deben aplicar a las barandas tipo cerco eslabonado o de malla metálica ni a sus postes. En este tipo de barandas las aberturas no deberán ser mayores que 50 milímetros.

Figura 8. **Cargas que actúan sobre las barandas para peatones**



Fuente: AASHTO LRFD. Barandas para peatones. p. 13-12.

Para el diseño se utilizará un camión tipo camioneta según tabla 13.7.2.1 del AASHTO LRFD (ver tabla IV).

Tabla IV. **Niveles de ensayo para las barandas de puentes y criterios para los ensayos de choque**

Características de los vehículos	Pequeños automóviles		Camionetas (Pickups)	Camión semi-remolque	Camión con remolque		Camión cisterna
	7000	8000			220.000	355.000	
W (N)	7000	8000	20.000	80.000	220.000	355.000	355.000
B (mm)	1700	1700	2000	2300	2450	2450	2450
G (mm)	550	550	700	1250	1630	1850	2050
Ángulo de impacto, θ	20°	20°	25°	15°	15°	15°	15°
Nivel de Ensayo	VELOCIDADES DE ENSAYO (km/h)						
TL-1	50	50	50	N/A	N/A	N/A	N/A
TL-2	70	70	70	N/A	N/A	N/A	N/A
TL-3	100	100	100	N/A	N/A	N/A	N/A
TL-4	100	100	100	80	N/A	N/A	N/A
TL-5	100	100	100	N/A	N/A	80	N/A
TL-6	100	100	100	N/A	N/A	N/A	80

Fuente: AASHTO LRFD. Niveles de ensayo para las barandas de puentes. p. 13-9.

$$W = 20\ 000\ \text{N}$$

$$B = 2\ 000\ \text{mm}$$

$$G = 700\ \text{mm}$$

$$\text{Ángulo de impacto} = 25^\circ$$

$$w = 0,73\ \text{N/mm}$$

$$\text{Sobrecarga} = 890\ \text{N}$$

$$H_{e\ \text{mín.}} = 510\ \text{mm}$$

$$F_T = 120\ 000\ \text{N}$$

$$PLL = 890 + 0,73L$$

$$PLL = 890 + 0,73(1\ 500)$$

$$PLL = 1\ 985\ \text{N}$$

Simbología:

W = Peso del vehículo correspondiente al nivel de ensayo requerido (N)

B = Separación entre los bordes exteriores de las ruedas de un eje (mm)

G = Altura del centro de gravedad del vehículo por encima del tablero del puente (mm)

w = Sobrecarga de diseño

$H_{e\text{ mín.}}$ = Altura efectiva de la fuerza de vuelco de un vehículo (mm)

F_T = Fuerza transversal correspondiente al nivel de ensayo requerido (N)

PLL = Valor de sobrecarga concentrada de diseño para los postes (N)

L = Separación entre postes (mm)

La altura efectiva de la fuerza de vuelco de un vehículo se toma de la siguiente manera:

$$H_e = G - \frac{WB}{2F_T}$$

$$H_e = 700 - \frac{(20\ 000)(2\ 000)}{2(120\ 000)}$$

$$H_e = 533,33\text{ mm}$$

Datos de diseño:

Tipo de vehículo = H20-44

Retiro de los postes (S) = 150 mm

Ancho del riel (A) = 200 mm

Altura del poste (H) = 1 100 mm
 Abertura de los rieles (C) = 150 mm
 Separación entre cada poste = 1,50 m
 Nivel de ensayo = TL-2

Los barandales tendrán una separación de 1,50 metros, por lo tanto se colocarán 14 postes en todo lo largo del puente de 22 metros de longitud.

Según tabla A13.2-1 de AASHTO LRFD, las fuerzas de diseño para rieles y postes se clasifican de la siguiente manera (ver tabla V):

Tabla V. Fuerzas de diseño para rieles y postes

Fuerzas de diseño y simbología	Niveles de Ensayo para las Barandas					
	TL-1	TL-2	TL-3	TL-4	TL-5	TL-6
Transversal F_t (N)	60.000	120.000	240.000	240.000	550.000	780.000
Longitudinal F_L (N)	20.000	40.000	80.000	80.000	183.000	260.000
Vertical descendente F_v (N)	20.000	20.000	20.000	80.000	355.000	355.000
L_t y L_L (mm)	1220	1220	1220	1070	2440	2440
L_v (mm)	5500	5500	5500	5500	12.200	12.200
H_e (mín.) (mm)	460	510	610	810	1070	1420
Mínima altura del riel H (mm)	685	685	685	810	1070	2290

Fuente: AASHTO LRFD. Fuerzas de diseño para rieles y postes. p. 13-21.

Altura del primer riel:

$$1er. riel = H_{e\ mín.} - altura\ de\ cordón$$

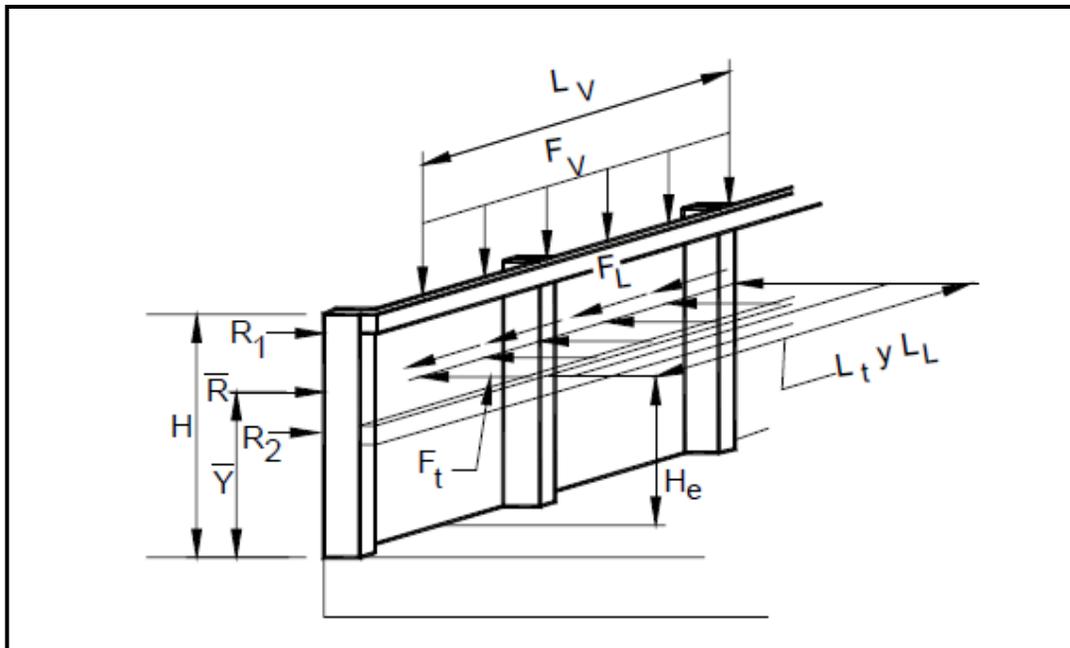
$$1er. riel = 510 - 200$$

$$1er. riel = 310\ mm$$

Respetando el normativo y por cuestiones de diseño, el primer riel se ubicará a 150 milímetros por encima de la acera.

En la figura 9 se analizan como actúan las fuerzas de diseño sobre el barandal:

Figura 9. Fuerzas de diseño para las barandas



Fuente: AASHTO LRFD. Fuerzas de diseño para las barandas. p. 13-21.

$$F_V = 20\,000\text{ N}$$

$$L_V = 5\,500\text{ mm}$$

$$F_L = 40\,000\text{ N}$$

$$L_L = 1\,220\text{ mm}$$

$$F_T = 120\,000\text{ N}$$

$$L_T = 1\,220\text{ mm}$$

Diseño de rieles:

Determinando los momentos:

$$\frac{120\,000\text{ N}}{1,22\text{ m}} = 98\,360,66 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

$$98\,360,66 \frac{\frac{\text{kg} * \text{m}}{\text{s}^2}}{\text{m}} * \frac{1}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}}$$

$$W = 10\,026,57\text{ kg/m}$$

$$M = \frac{WL^2}{16}$$

$$M = \frac{(10\,026,57)(1,50)^2}{16}$$

$$M = 1\,409,99\text{ kg} - \text{m}$$

Determinando el área de acero:

$$A_s = \frac{0,85 * f'_c * b * d}{f_y} - \sqrt{\frac{(0,85 * f'_c * b * d)^2 - (1,7/0,90) * f'_c * b * M_u}{f_y^2}}$$

Datos:

$$f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_u = 140\,999 \text{ kg-cm}$$

$$b = 15 \text{ cm}$$

$$H = 20 \text{ cm}$$

$$rec = 4 \text{ cm (según 7.7 del ACI 318-05)}$$

$$d = H - rec = 16 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{0,85 * 281 * 15 * 16}{4\,200} - \sqrt{\frac{(0,85 * 281 * 15 * 16)^2 - \left(\frac{1,7}{0,9}\right) * 281 * 15 * 140\,999}{(4\,200)^2}}$$

$$A_s = 2,57 \text{ cm}^2$$

Chequear que el área de acero encontrado se encuentre dentro de los límites recomendados:

Área de acero mínimo:

$$A_{s\text{mín}} = \frac{14,1}{f_y} * b * d$$

$$A_{s\text{mín}} = \frac{14,1}{4\,200} * 15 * 16$$

$$A_{s\text{mín}} = 0,81 \text{ cm}^2$$

Área de acero máximo:

$$A_{Sm\acute{a}x} = 0,5 * \rho b * b * d$$

$$\rho b = 0,85 * \beta \left(\frac{6\ 090 * f'_c}{f_y(6\ 090 + f_y)} \right)$$

$$\rho b = 0,85 * 0,85 \left(\frac{6\ 090 * 281}{4\ 200(6\ 090 + 4\ 200)} \right)$$

$$\rho b = 0,0286$$

$$A_{Sm\acute{a}x} = 0,5 * 0,0286 * 15 * 16$$

$$A_{Sm\acute{a}x} = 3,43\ cm^2$$

Como $A_{Sm\acute{i}n} < A_S < A_{Sm\acute{a}x}$ utilizar A_S .

$$A_S = 2,57\ cm^2$$

Utilizar 4 No.3 y estribos No.3 @ 0,15 metros.

Diseño de postes:

Estos serán de concreto armado de sección 0,15 metros * 0,17 metros y estarán colocados a cada 1,50 metros.

$$F_V = 20\,000\text{ N}$$

$$F_V = \frac{20\,000 \frac{\text{kg} * \text{m}}{\text{s}^2}}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 2\,038,74\text{ kg}$$

Análisis de columna corta rectangular con carga axial:

Se revisará su esbeltez:

$$Es = \frac{K * l_u}{r} < 22$$

Donde:

$$r = 0,3b$$

Y

$$b < h$$

Datos:

$K = 1$ (por estar empotrado solo en un extremo)

$l_u = 1,10\text{ m}$

$$E_s = \frac{1 * 1,10}{0,3 * 0,17} = 21,57$$

$E_s = 21,57 < 22$ Se analiza como columna corta.

Según ACI:

El área de acero longitudinal debe ser como mínimo el 1 por ciento del A_g , por lo tanto:

$$A_g = 0,17 * 0,15 = 255 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{mín.}} = 0,01 * A_g$$

$$A_{s\text{mín.}} = 0,01 * 255$$

$$A_{s\text{mín.}} = 2,55 \text{ cm}^2$$

El área de acero longitudinal máximo es el 6 por ciento del A_g , por lo tanto:

$$A_{s\text{máx.}} = 0,06 * A_g$$

$$A_{s\text{máx.}} = 0,06 * 255$$

$$A_{s\text{máx.}} = 15,30 \text{ cm}^2$$

El acero propuesto (A_s) es de 4 varillas No.5, lo que da un área de acero igual a 7,924 centímetros cuadrados.

Se debe chequear el área de acero propuesto con al área de acero mínimo y máximo:

$$A_{S\text{mín.}} < A_S < A_{S\text{máx.}} \quad \text{Ok}$$

Determinando la Resistencia nominal máxima de carga axial $Pn_{(\text{máx.})}$:

Datos:

$$f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 2\,810 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_g = 255 \text{ cm}^2$$

$$A_{ST} = 7,924 \text{ cm}^2$$

$$Pn_{(\text{máx.})} = 0,8[0,85 * f'_c (A_g - A_{ST}) + A_{ST} * f_y]$$

$$Pn_{(\text{máx.})} = 0,8[0,85 * 281 (255 - 7,924) + 7,924 * 2\,810]$$

$$Pn_{(\text{máx.})} = 65\,024,43 \text{ kg}$$

Utilizar 4 No.5 y estribos No.3 @ 0,15 metros.

2.12.1.1.3. Principios básicos para el drenaje

Los sistemas de drenajes permiten la correcta evacuación del agua mayormente proveniente de la lluvia, evitando así que se acumule en la carpeta de rodadura, haciendo de esta un lugar peligroso para el tránsito vehicular.

Condiciones geométricas

El proyecto geométrico deberá considerar en lo posible:

- Una sola pendiente en el caso de puentes cortos

Elementos de captación

Son elementos para la toma de las aguas pluviales que caen al puente. Los elementos deberán ser colocados preferentemente cerca a los bordes exteriores de la vía de tráfico. Se considerarán soluciones adecuadas en caso de posibilidad de descargas directas elevadas. En el diseño se considerarán medidas de protección contra la corrosión y las manchas ferruginosas, si se utilizan tubos ó dispositivos de fijación metálicos.

Drenaje de las partes internas de la estructura

Cuando exista la posibilidad de acumulación de agua en las partes internas de la estructura, se tomarán en cuenta medidas de drenaje en la parte más baja de la zona de acumulación.

Drenaje en estribos

Para estribos en zona de cortes o cuando el terraplén tiene proporciones irrelevantes, se considera al terreno natural como apoyo de los elementos de drenaje similares a los usados a lo largo de la vía.

Goteras

Son elementos de drenaje esenciales para mantener el buen aspecto de los puentes e incrementar su durabilidad.

Tipo, tamaño y número de drenes

Según AASHTO LRFD 2.6.6.3, el número de drenes del tablero debería ser el mínimo consistente con los requisitos hidráulicos. En ausencia de otros lineamientos aplicables, para puentes en los cuales la velocidad de diseño de la carretera es menor que 75 kilómetros por hora, el tamaño y número de drenes del tablero deberían ser tales que el agua de los drenes no invada más de la mitad del ancho de ninguno de los carriles transitables. Para puentes en los cuales la velocidad de diseño de la carretera es mayor o igual que 75 kilómetros por hora, el agua de los drenes no debería invadir ninguna parte de los carriles transitables. El flujo de las cunetas se debería interceptar en los puntos de transición de la pendiente transversal para impedir que dicho flujo atraviese el tablero del puente.

Los imbornales o entradas de los drenes del tablero deben ser hidráulicamente eficientes y accesibles para su limpieza.

Descarga de los drenes del tablero

Los drenes del tablero se deben diseñar y ubicar de manera que el agua superficial del tablero del puente o superficie carretera se dirija alejándose de los elementos de la superestructura y subestructura del puente.

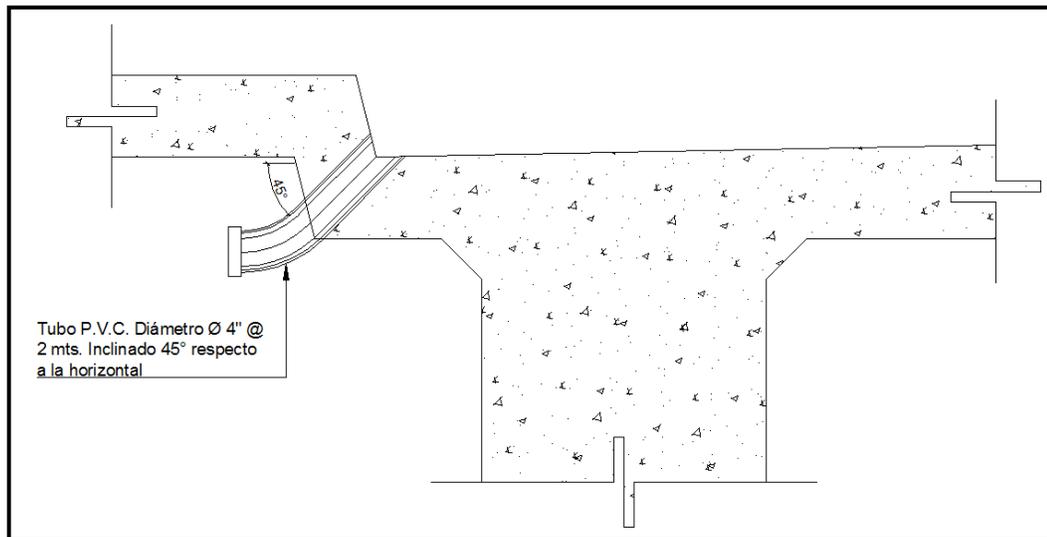
Según AASHTO LRFD 2.6.6.4 se debe considerar lo siguiente al momento de ubicar los drenes:

- Una proyección mínima de 100 milímetros por debajo del elemento de la superestructura adyacente de menor cota.
- Ubicar las salidas de las tuberías de manera que un cono de salpicadura de 45 grados no llegue a los elementos estructurales.
- Usar drenes libres o canales de drenaje en los parapetos siempre que sea posible y esté permitido.
- Usar codos de no más de 45 grados, y
- Disponer bocas de limpieza.

La esorrentía del tablero del puentes y los drenes del tablero se debe disponer de manera consistente con los requisitos ambientales y de seguridad.

Para los drenajes de la capa de rodadura del puente, primero es necesario proporcionarle bombeo transversal a la losa de 2 por ciento, y por último colocar tubería PVC de diámetro de 4 pulgadas a cada 2 metros, inclinado 45 grados respecto a la horizontal a lo largo de la losa (ver figura 10).

Figura 10. **Detalle de drenaje pluvial**



Fuente: elaboración propia.

2.12.1.1.4. Pavimentación

Es la capa de desgaste que se coloca sobre la plataforma del sistema para protegerlo de la abrasión producida por el tráfico; puede ser de asfalto o de concreto.

La pavimentación de la superficie superior del puente y accesos deberá ser realizada mediante el uso de pavimentos rígidos o flexibles. Se considerará en la elección del tipo de pavimento aspectos tales como la facilidad de obtención de los materiales, disponibilidad de equipos adecuados y la continuidad con el pavimento de la carretera.

El espesor del pavimento será definido en función del tráfico esperado en la vía.

Para este caso se utilizará un pavimento flexible, con una capa de asfalto de 5 centímetros de espesor con un peso de 2 100 kilogramos por metro cúbico.

2.12.2. Superestructura

Se le conoce como superestructura a la estructura superior que transmite las cargas del tráfico a las estructuras de apoyo.

Sobre la superestructura se realiza la circulación de los vehículos y de los peatones. También se le conoce como tablero del puente.

La superestructura de un puente está compuesta por vigas, diafragmas, losa, barandas, banquetas.

2.12.2.1. Diseño de losa

Este es básicamente el piso del puente. Soporta directamente las cargas dinámicas (tráfico) y por medio de las armaduras transmite sus tensiones a los estribos, que a su vez las hacen llegar a los cimientos, donde se disipan en la roca o terreno circundantes.

La función principal de una losa es distribuir las cargas transversal y longitudinalmente en toda la longitud del puente.

Se debe determinar cómo trabaja la losa armada, y en este caso la losa trabaja en una sola dirección, con el refuerzo principal perpendicular a la dirección del tránsito.

Especificaciones:

- Según AASHTO LRFD 9.7.1.1, la altura de un tablero de hormigón, deberá ser mayor o igual que 175 milímetros (t_s).
- Los recubrimientos mínimos para la cama superior y la cama inferior son de 50 milímetros y 25 milímetros respectivamente según AASHTO LRFD 5.12.3.
- La longitud efectiva (S) según AASHTO LRFD 9.7.2.3 será la distancia entre ejes de vigas. Para este caso la longitud efectiva será 6 pulgadas (1 830 milímetros).

Cálculo del espesor de losa:

El espesor de la losa se elige de tal manera que se eviten deflexiones y la pérdida de resistencia debida al tráfico y las condiciones del ambiente. Según la tabla 2.5.2.6.3-1 del AASHTO LRFD, el espesor de la losa se determina de la siguiente manera:

Para tramo simple:

$$t_s = \frac{1,2(S + 3\ 000)}{30} \geq 175\ mm$$

Donde:

t_s = Espesor mínimo (mm)

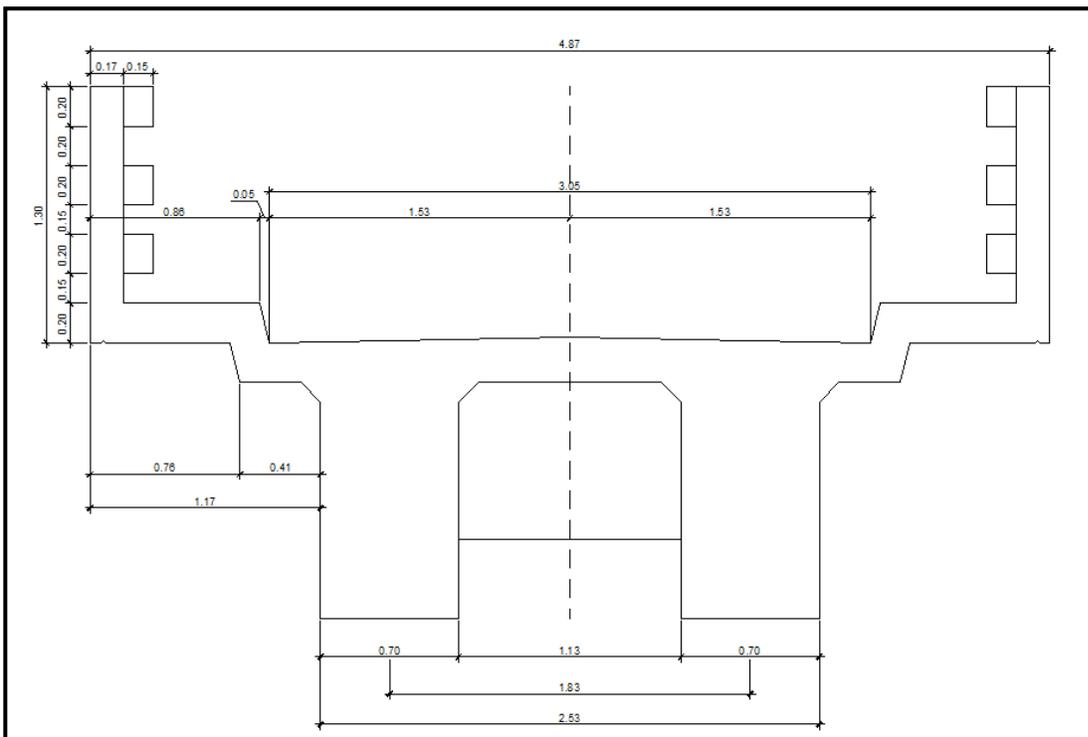
S = Luz a ejes entre vigas (mm)

Determinando t_s :

$$t_s = \frac{1,2(1\ 830 + 3\ 000)}{30} = 193,20\ mm = 0,1932\ m$$

Este valor es mayor al mínimo que indican las recomendaciones, por lo que se elige utilizar un espesor de losa de 0,20 metros (ver figura 11).

Figura 11. **Geometría de la superestructura**



Fuente: elaboración propia.

Ancho de fajas equivalentes:

Según tabla 4.6.2.1.3.1 de las Normas AASHTO LRFD, el ancho de faja primaria (en milímetros) es:

$$+M = 660 + 0,55S$$

$$-M = 1\,220 + 0,25S$$

Donde:

$+M$ = Momento positivo

$-M$ = Momento negativo

S = Separación de los elemento de apoyo (mm)

Determinando $+M$ y $-M$:

$$+M = 660 + 0,55S$$

$$+M = 660 + 0,55(1\,830)$$

$$+M = 1\,666,50 \text{ mm} = 1,67 \text{ m}$$

$$-M = 1\,220 + 0,25S$$

$$-M = 1\,220 + 0,25(1\,830)$$

$$-M = 1\,677,50 \text{ mm} = 1,68 \text{ m}$$

Integración de cargas

Se presentan los datos para la integración en la tabla VI:

Tabla VI. **Geometría de la superestructura**

DESCRIPCIÓN	VALOR
Ancho de losa	4,87 m
Ancho libre	3,05 m
Franja efectiva	1,67 m
Espesor de losa	0,20 m
Sección de poste	(0,15x0,17) m
Altura de poste	1,10 m
Sección del riel	(0,15x0,20) m
Peso del concreto	2 400 kg/m ³
Peso de capa de rodadura	2 100 kg/m ³
F'c (4 000 PSI)	281,00 kg/cm ²
Fy (60 000 PSI) para vigas	4 200,00 kg/cm ²
Sobrecarga peatonal (PL)	366,98 kg/m ²
Sobrecarga	H 20 - 44

Fuente: elaboración propia.

Según AASHTO LRFD 3.6.1.6 se deberá aplicar una carga peatonal de $3,6 \times 10^{-3}$ mega pascales en todas las aceras de más de 600 milímetros de ancho, y ésta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño.

$$1 \text{ pascal} = 1,450 \times 10^{-4} \frac{\text{Lb}}{\text{pulg}^2} \left(\frac{0,4536 \text{ kg}}{1 \text{ Lb}} \right) \left(\frac{1 \text{ pulg}^2}{6,452 \times 10^{-4} \text{ m}^2} \right)$$

$$1 \text{ pascal} = 0,10194 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$W_{peatonal} = 3\,600 \text{ Pa} \left(\frac{0,10194 \text{ kg/m}^2}{1 \text{ Pa}} \right)$$

$$W_{peatonal} = 366,98 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Estados límite

Requisitos generales:

A menos que se especifique lo contrario, cada uno de los elementos y conexiones debe satisfacer la siguiente ecuación para cada uno de los estados límites según AASHTO LRFD 1.3.2.1. Esta ecuación constituye la base de la metodología del diseño por factores de carga y resistencia (LRFD).

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

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

Donde:

γ_i = Factor de carga; multiplicador de base estadística que se aplica a las sollicitaciones.

$$n_i = \frac{1}{n_D n_R n_I} \leq 1,0$$

Donde:

n_i = Factor de modificación de las cargas; factor relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa

n_D = Factor relacionado con la ductilidad

n_R = Factor relacionado con la redundancia

n_I = Factor relacionado con la importancia operativa

Estableciendo valores:

$$n_D \geq 1,05$$

$$n_R \geq 1,05$$

$$n_I = 1,00$$

$$n_i = \frac{1}{1,05 * 1,05 * 1,00} = 0,91$$

$$n_i = 0,91 \leq 1 \quad Ok$$

Integración de cargas

Cargas permanentes

DC = Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales:

$$W_{Los\grave{a}} = 0,20 * 1,67 * 2\ 400 = 801,60\ kg/m$$

$$W_{Rieles} = 0,15 * 0,20 * 1,67 * 2\ 400 * 3 * 2 = 721,44\ kg$$

$$W_{Postes} = 0,17 * 0,15 * 1,10 * 2\ 400 * 2 = 134,64\ kg$$

$$W_{Barandal} = W_{Rieles} + W_{Postes} = 721,44\ kg + 134,64\ kg = 856,08\ kg$$

La carga del barandal debe colocarse de manera distribuida, por lo cual obtenemos:

$$W_{Barandal} = \frac{856,08\ kg}{1,67\ m} = 512,62\ kg/m$$

DW = Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos:

$$W_{Asfalto} = 0,05 * 1,67 * 2\ 100 = 175,35\ kg/m$$

Cargas Transitorias

PL = Sobrecarga peatonal:

$$W_{Peatonal} = 366,98 \frac{kg}{m^2} (1,67 m) = 612,86 kg/m$$

LL = Sobrecarga vehicular:

Para incluir la carga del vehículo usado para el diseño, el H20-44, se toma en cuenta el peso que provocan los ejes traseros ya que son los mayores.

$$W_{Vehicular Total} = 18\ 144 kg$$

$$W_{Vehicular} = 0,4 * (W_{Vehicular Total}) * 2$$

$$W_{Vehicular} = 0,4 * (18\ 144) * 2$$

$$W_{Vehicular} = 14\ 515,20 kg$$

Esta carga se debe colocar de forma distribuida:

$$W_{Vehicular} = \frac{14\ 515,20 kg}{1,67 m}$$

$$W_{Vehicular} = 8\ 691,74 kg/m$$

De la integración realizada anteriormente, se obtienen los siguientes resultados:

$$DC = 801,60 \text{ kg/m} + 512,62 \text{ kg/m} = 1\,314,22 \text{ kg/m}$$

$$DW = 175,35 \text{ kg/m}$$

$$PL = 612,86 \text{ kg/m}$$

$$LL = 8\,691,74 \text{ kg/m}$$

Según AASHTO LRFD 3.4 y utilizando los factores de la tabla 3.4.1-1 y 3.4.1-2, y teniendo en cuenta que la carga "Q" será el equivalente de la combinación de las cargas existentes, se obtiene la carga de diseño para el tablero:

$$\sum n_i \gamma_i Q_i = 1,09[1,75(612,86 + 8\,691,74) + 1,25(1\,314,22) + 1,50(175,33)]$$

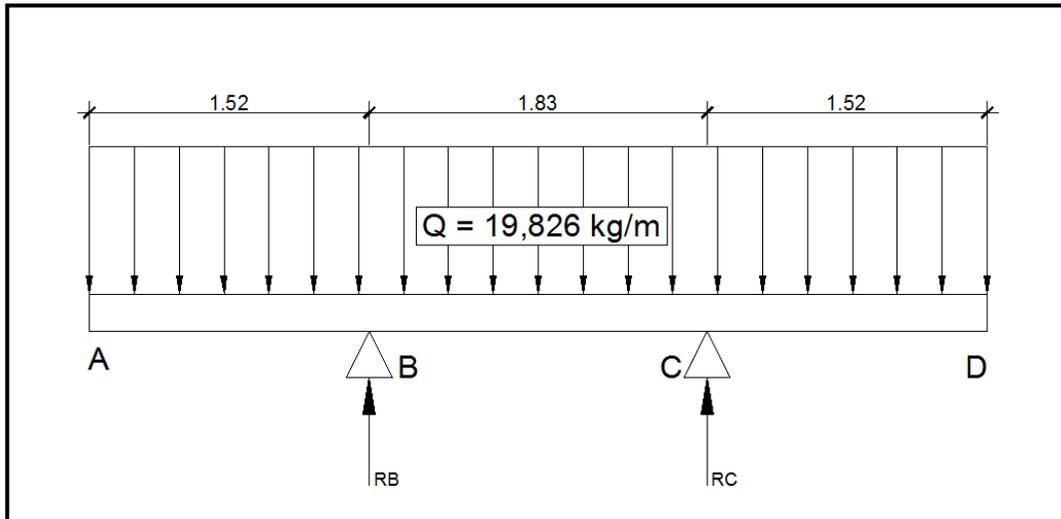
$$\sum n_i \gamma_i Q_i = Q = 19\,825,81 \text{ kg/m}$$

$$Q = 19\,826 \text{ kg/m}$$

Determinando los diagramas de carga, corte y momento para cada uno de los tramos analizados.

Encontrando las reacciones en los apoyos de acuerdo a la figura 12:

Figura 12. Diagrama de carga en la losa



Fuente: elaboración propia.

$$+\curvearrowright \sum M_B = 0$$

$$-19\,826(4,87) \left(\frac{1,83}{2} \right) + R_C(1,83) = 0$$

$$R_C(1,83) = 88\,345,65$$

$$R_C = 48\,276,31 \text{ kg}$$

$$+\uparrow \sum FV = 0$$

$$R_B + R_C - 19\,826(4,87) = 0$$

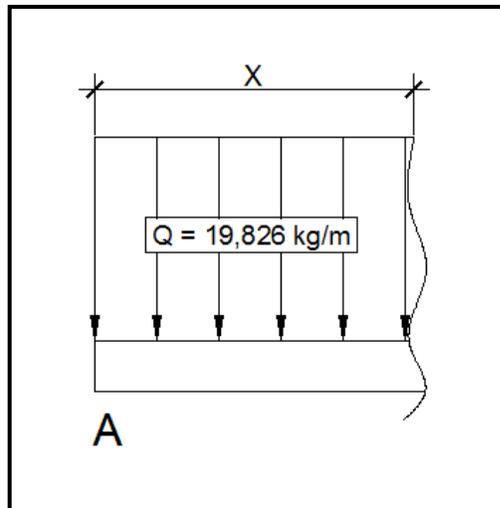
$$R_B = 19\,826(4,87) - R_C$$

$$R_B = 19\,826(4,87) - 48\,276,31$$

$$R_B = 48\,276,31 \text{ kg}$$

Analizando tramo A – B (ver figura 13):

Figura 13. **Diagrama de carga en tramo A – B**



Fuente: elaboración propia.

Ecuación de corte:

$$+\uparrow V(x) = -19\,826(x)$$

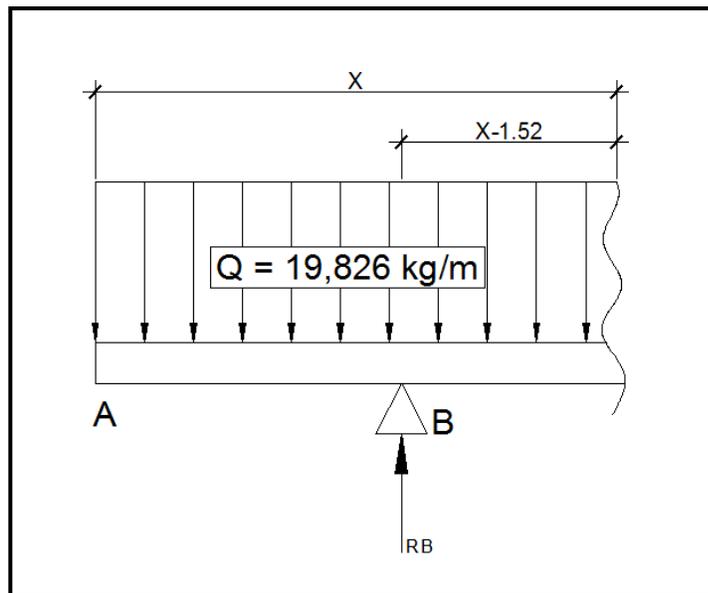
Ecuación de momento:

$$+\cup M(x) = -19\,826(x) \left(\frac{x}{2}\right)$$

$$+\cup M(x) = -9\,913(x^2)$$

Analizando tramo A – C (ver figura 14):

Figura 14. Diagrama de carga en tramo A – C



Fuente: elaboración propia.

Ecuación de corte:

$$+\uparrow V(x) = 48\,276,31 - 19\,826(x)$$

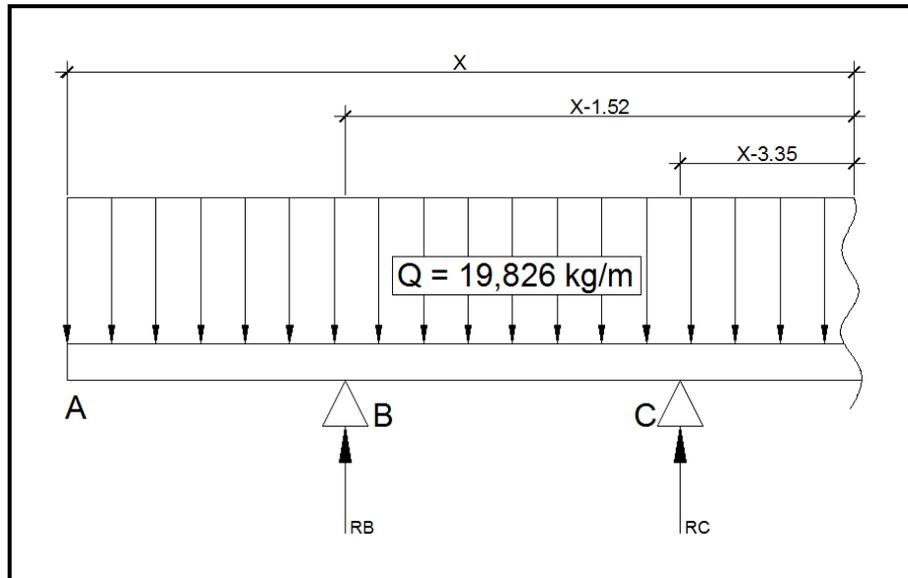
Ecuación de momento:

$$+\cup M(x) = -19\,826(x) \left(\frac{x}{2}\right) + 48\,276,31(x - 1,52)$$

$$+\cup M(x) = -9\,913(x^2) + 48\,276,31(x) - 73\,379,99$$

Analizando tramo A – D (ver figura 15):

Figura 15. Diagrama de carga en tramo A – D



Fuente: elaboración propia.

Ecuación de corte:

$$+\uparrow V(x) = 48\,276,31 + 48\,276,31 - 19\,826(x)$$

$$+\uparrow V(x) = 96\,552,62 - 19\,826(x)$$

Ecuación de momento:

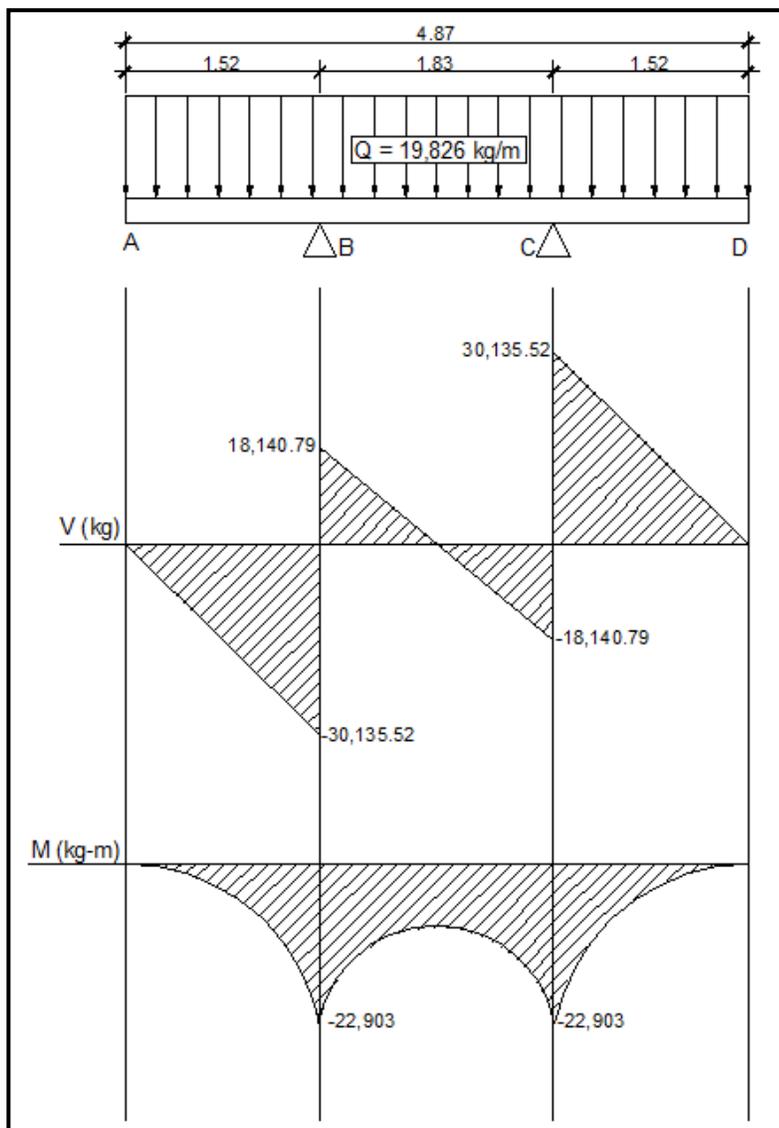
$$+\cup M(x) = -19\,826(x) \left(\frac{x}{2}\right) + 48\,276,31(x - 1,52) + 48\,276,31(x - 3,35)$$

$$+\cup M(x) = -9\,913(x^2) + 96\,552,62(x) - 73\,379,99 - 161\,725,64$$

$$+\cup M(x) = -9\,913(x^2) + 96\,552,62(x) - 235\,105,63$$

Se muestra el diagrama final de carga, corte y momento en la losa en la figura 16.

Figura 16. Diagrama final de carga, corte y momento en la losa



Fuente: elaboración propia.

Armadura requerida

Especificaciones según AASHTO LRFD 9.7.2.5

- En las losas diseñadas empíricamente, se deberán disponer cuatro capas de armadura isótropa.
- Se deberá ubicar armadura tan próxima a las superficies exteriores como lo permitan los requisitos de recubrimiento.
- Se deberá proveer armadura en cada cara de la losa, con las capas más externas ubicadas en la dirección de la longitud efectiva.
- La mínima cantidad de armadura será de 0,570 milímetros cuadrados por milímetro de acero para cada capa inferior y de 0,380 milímetros cuadrados por milímetro de acero para cada capa superior.
- La separación del acero deberá ser menor o igual a 450 milímetros.

Determinando el área de acero mínima en capas inferiores:

$$+M = 1\,666,50 \text{ mm}$$

$$A_{S \text{ mín.}} = 0,570 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} * 1\,666,50 \text{ mm} = 949,91 \text{ mm}^2$$

$$A_{S \text{ mín.}} = 949,91 \text{ mm}^2 = 9,4991 \text{ cm}^2$$

$$A_{S \text{ mín.}} = 9,50 \text{ cm}^2 \text{ en ambos sentidos}$$

Acero de refuerzo

Refuerzo transversal (Cama principal inferior):

$$A_s = \frac{0,85 * f'_c * b * d}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0,85 * \phi * f'_c * b * d^2}} \right]$$

Donde:

A_s = Área de acero (cm²)

f'_c = Esfuerzo máximo del concreto (kg/cm²)

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero (kg/cm²)

M_u = Momento último (kg-cm)

b = base (cm)

d = Peralte efectivo (cm)

ϕ = Factor de reducción

Datos:

$f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$

$M_u = 2\,290\,300 \text{ kg-cm}$

$b = 167 \text{ cm}$

$H = 20 \text{ cm}$

$Rec = 2,50 \text{ cm}$ (según AASHTO LRFD 5.12.3)

$d = H - rec = 17,50 \text{ cm}$

$\phi = 0,9$ para elementos sometidos a flexión

$$A_S = \frac{0,85 * 281 * 167 * 17,50}{4\ 200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 2\ 290\ 300}{0,85 * 0,9 * 281 * 167 * 17,50^2}} \right]$$

$$A_S = 39,26 \text{ cm}^2$$

Área de acero máximo:

$$A_{S \text{ máx.}} = 0,5 * \rho b * b * d$$

$$\rho b = 0,85 * \beta \left(\frac{6\ 090 * f'_c}{f_y (6\ 090 + f_y)} \right)$$

$$\rho b = 0,85 * 0,85 \left(\frac{6\ 090 * 281}{4\ 200 (6\ 090 + 4\ 200)} \right)$$

$$\rho b = 0,0286$$

$$A_{S \text{ máx.}} = 0,5 * 0,0286 * 167 * 17,50$$

$$A_{S \text{ máx.}} = 41,79 \text{ cm}^2$$

Como $A_{S \text{ mín.}} < A_S < A_{S \text{ máx.}}$ utilizar A_S .

$$A_S = 39,26 \text{ cm}^2$$

Usar varilla No.5:

$$\phi = 1,59 \text{ cm}$$

$$A = 1,98 \text{ cm}^2$$

Distribución de varillas:

Calculando el espaciamiento entre varillas, proponiendo utilizar hierro No.5.

Espaciamiento máximo $S_{m\acute{a}x.} \leq 45 \text{ cms}$

Espaciamiento requerido:

$$39,26 \text{ cm}^2 \text{ --- } 167 \text{ cm}$$

$$1,98 \text{ cm}^2 \text{ --- } S_{req.}$$

$$S_{req.} = \frac{1,98 * 167}{39,26} = 8,42 \text{ cm}$$

$$S_{req.} = 10 \text{ cm} = 0,10 \text{ m}$$

Colocar varillas No.5 @ 0,10 metros perpendicular a la dirección del tránsito.

Armadura de distribución:

En la parte inferior de las losas se deberá disponer armadura en la dirección secundaria. Esta armadura se deberá calcular como un porcentaje de la armadura principal para momento positivo.

Si la armadura principal es perpendicular al tráfico:

$$\frac{3\,840}{\sqrt{S}} \leq 67\%$$

Donde:

S = Longitud de tramo efectiva considerada igual a la longitud efectiva especificada en el artículo 9.7.2.3 del AASHTO LRFD (milímetros).

$$\frac{3\,840}{\sqrt{1\,830}} = 89,76$$

Como el porcentaje obtenido es mayor al que establece la norma, utilizar el 67 por ciento.

$$A_{S\,Long.Cl} = 0,67 * A_S$$

$$A_{S\,Long.Cl} = 0,67 * 39,26$$

$$A_{S\,Long.Cl} = 26,30\, cm^2$$

Refuerzo longitudinal (Cama secundaria inferior):

Usar varilla No.5:

$$\phi = 1,59\, cm$$

$$A = 1,98\, cm^2$$

Distribución de varillas:

Calculando el espaciamiento entre varillas, proponiendo utilizar hierro No.5.

Espaciamiento máximo $S_{m\acute{a}x.} \leq 45 \text{ cms}$

Espaciamiento requerido:

26,30 cm² --- 167 cm

1,98 cm² --- $S_{req.}$

$$S_{req.} = \frac{1,98 * 167}{26,30} = 12,57 \text{ cm}$$

$$S_{req.} = 15 \text{ cm} = 0,15 \text{ m}$$

Colocar varillas No.5 @ 0,15 metros en dirección del tránsito.

Determinando el área de acero para momento negativo:

Se determina el área de acero mínimo:

$$A_{S \text{ mín.}} = 0,380 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} * 1 \text{ 677,50 mm}$$

$$A_{S \text{ mín.}} = 637,45 \text{ mm}^2 = 6,37 \text{ cm}^2$$

Para el cálculo del momento negativo se procede a ver la tabla A4-1 del AASHTO LRFD, obteniendo los siguientes valores:

Para un $S = 1\ 830\ \text{mm}$, se obtiene un momento de $21\ 790\ \text{N-mm/mm}$.

Se determina el momento negativo:

$$-M = \frac{21\ 790 * 1\ 677,50 * 1,25}{1\ 000 * 9,81}$$

$$-M = 4\ 657,58\ \text{kg} - \text{m}$$

Refuerzo transversal (Cama principal superior):

$$A_s = \frac{0,85 * f'_c * b * d}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0,85 * \phi * f'_c * b * d^2}} \right]$$

Datos:

$$f'_c = 281\ \text{kg/cm}^2$$

$$f_y = 4\ 200\ \text{kg/cm}^2$$

$$M_u = 465\ 758\ \text{kg-cm}$$

$$b = 168\ \text{cm}$$

$$H = 20\ \text{cm}$$

$$rec = 2,50\ \text{cm (según AASHTO LRFD 5.12.3)}$$

$$d = H - rec = 17,50\ \text{cm}$$

$$\phi = 0,9\ \text{para elementos sometidos a flexión}$$

$$A_S = \frac{0,85 * 281 * 168 * 17,50}{4\ 200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 465\ 758}{0,85 * 0,9 * 281 * 168 * 17,50^2}} \right]$$

$$A_S = 7,20\ cm^2$$

Área de acero máximo:

$$A_{S\ máx.} = 0,5 * \rho b * b * d$$

$$\rho b = 0,85 * \beta \left(\frac{6\ 090 * f'_c}{f_y (6\ 090 + f_y)} \right)$$

$$\rho b = 0,85 * 0,85 \left(\frac{6\ 090 * 281}{4\ 200 (6\ 090 + 4\ 200)} \right)$$

$$\rho b = 0,0286$$

$$A_{S\ máx.} = 0,5 * 0,0286 * 168 * 17,50$$

$$A_{S\ máx.} = 42,04\ cm^2$$

Como $A_{S\ mín.} < A_S < A_{S\ máx.}$ utilizar A_S .

$$A_S = 7,20\ cm^2$$

Usar varilla No.4:

$$\phi = 1,27\ cm$$

$$A = 1,27 \text{ cm}^2$$

Distribución de varillas:

Calculando el espaciamiento entre varillas, proponiendo utilizar hierro No.4.

Espaciamiento máximo $S_{m\acute{a}x.} \leq 45 \text{ cms}$

Espaciamiento requerido:

$$7,20 \text{ cm}^2 \text{ --- } 168 \text{ cm}$$

$$1,27 \text{ cm}^2 \text{ --- } S_{req.}$$

$$S_{req.} = \frac{1,27 * 168}{7,20} = 29,63 \text{ cm}$$

$$S_{req.} = 30 \text{ cm} = 0,30 \text{ m}$$

Colocar varillas No.4 @ 0,30 metros perpendicular a la dirección del tránsito.

Refuerzo longitudinal (Cama secundaria superior):

Ya que el valor obtenido con el porcentaje calculado es menor al que establece la norma para la cama secundaria superior, utilizar el $A_{S \text{ m}\acute{i}n.}$.

$$A_{S \text{ m}\acute{i}n.} = 6,37 \text{ cm}^2$$

Usar varilla No.4:

$$\phi = 1,27 \text{ cm}$$

$$A = 1,27 \text{ cm}^2$$

Distribución de varillas:

Calculando el espaciamiento entre varillas, proponiendo utilizar hierro No.4.

Espaciamiento máximo $S_{m\acute{a}x.} \leq 45 \text{ cms}$

Espaciamiento requerido:

$$6,37 \text{ cm}^2 \text{ --- } 168 \text{ cm}$$

$$1,27 \text{ cm}^2 \text{ --- } S_{req.}$$

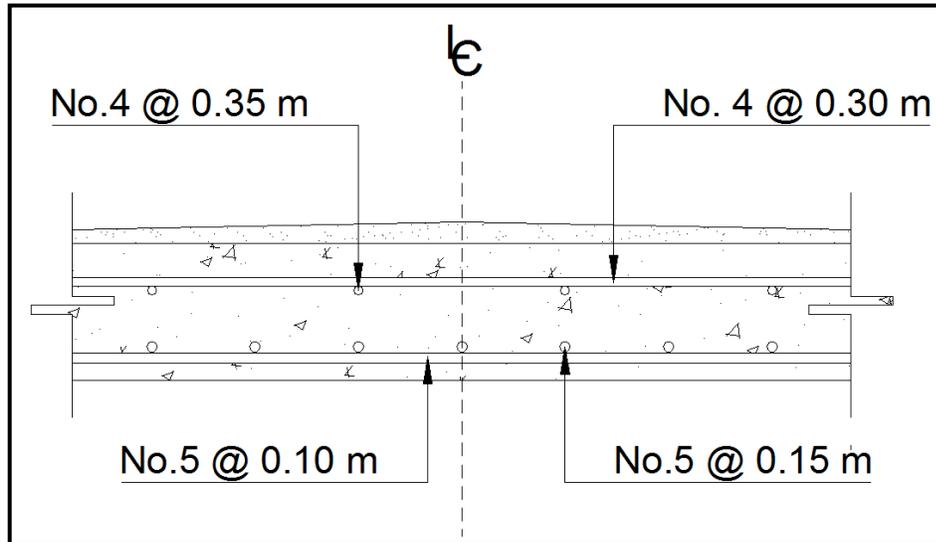
$$S_{req.} = \frac{1,27 * 168}{6,37} = 33,50 \text{ cm}$$

$$S_{req.} = 35 \text{ cm} = 0,35 \text{ m}$$

Colocar varillas No.4 @ 0,35 metros en dirección del tránsito.

A continuación se muestra en la figura 17 el armado de la losa.

Figura 17. Armado de la losa



Fuente: elaboración propia.

2.12.2.2. Diseño de vigas

Son los elementos estructurales principales del puente y los más importantes de la superestructura. Su función principal es sostener los tramos del puente y transmitir la carga a los apoyos.

El diseño de vigas se basará en el concepto de líneas de influencia, el cual consiste en la evaluación de todas las posibilidades que pueden presentar las cargas a lo largo de la viga.

Dimensionamiento

Cálculo del peralte de la viga

La altura de la viga se dimensiona según la tabla 2.5.2.6.3-1 del AASHTO LRFD, el peralte de la viga se determina de la siguiente, manera:

Para tramo continuo:

$$H_V = 0,065 * L$$

Donde:

H_V = Altura de la viga (m)

L = Longitud del tramo (m)

Determinando el peralte de la viga:

$$H_V = 0,065 * L$$

$$H_V = 0,065 * 21,40$$

$$H_V = 1,39 = 1,40 \text{ m}$$

Al determinar la separación que existirá entre cada viga de apoyo, se debe tomar en cuenta que la separación recomendada entre vigas debe estar comprendida entre los siguientes límites:

$$1,5 \text{ m} < S < 2,4 \text{ m}$$

Donde:

S = Separación entre ejes de vigas

En este diseño se estipuló usar 2 vigas, con una separación entre ejes de 1,83 metros.

Cálculo de la base de la viga:

Se procura una relación 2 a 1 del peralte de la viga, teniendo así el siguiente resultado:

$$b = \frac{1}{2} * H$$

$$b = \frac{1}{2} * 1,40$$

$$b = 0,70 \text{ m}$$

La sección de la viga a utilizar es de 1,40 metros de peralte con una base de 0,70 metros.

Diseño por el método de líneas de influencia

Carga de diseño:

Cada viga soporta la mitad del peso de toda la estructura, por lo tanto, se deben analizar las cargas que afectan directamente a la mitad de la estructura.

Entre estas cargas se tienen las siguientes:

Integración de cargas

Carga muerta (DC)

Rieles:

$$W_{Rieles} = 0,15 * 0,20 * 2\,400 * 3 * 2$$

$$W_{Rieles} = 432 \text{ kg/m}$$

Postes:

$$W_{Postes} = 0,17 * 0,15 * 1,10 * 14 * 2 * 2\,400$$

$$W_{Postes} = 1\,884,96 \text{ kg}$$

Se debe distribuir a lo largo de la viga:

$$W_{Postes} = \frac{1\,884,96}{21,40} = 88,08 \text{ kg/m}$$

Losa:

$$W_{Losa} = 0,20 * 4,87 * 2\,400$$

$$W_{Losa} = 2\,337,60 \text{ kg/m}$$

Vigas:

$$W_{Viga} = 1,40 * 0,70 * 2\ 400$$

$$W_{Viga} = 2\ 352\ kg/m$$

$$W_{2\ vigas} = 2\ 352 * 2$$

$$W_{2\ vigas} = 4\ 704\ kg/m$$

Diafragmas:

Diafragmas internos = 2

$$W_{Diaf.int.} = 0,30 * 1,00 * 1,83 * 2\ 400 * 2$$

$$W_{Diaf.int.} = 2\ 635,20\ kg$$

Se debe distribuir a lo largo de la viga:

$$W_{Diaf.int.} = \frac{2\ 635,20}{21,40} = 123,14\ kg/m$$

Diafragmas externos = 2

$$W_{Diaf.ext.} = 0,30 * 0,70 * 1,83 * 2\ 400 * 2$$

$$W_{Diaf.ext.} = 1\ 844,64\ kg$$

Se debe distribuir a lo largo de la viga:

$$W_{Diaf.ext.} = \frac{1\,844,64}{21,40} = 86,20 \text{ kg/m}$$

Carga muerta (DW)

Asfalto:

$$W_{Asfalto} = 0,05 * 3,05 * 2\,100$$

$$W_{Asfalto} = 320,25 \text{ kg/m}$$

Sobrecarga peatonal (PL):

$$W_{Peatonal} = 612,86 \text{ kg/m}$$

Aplicando la ecuación de Q, el resultado es el siguiente:

$$\sum n_i \gamma_i Q_i = 1,09[1,75(612,86) + 1,25(432 + 88,08 + 2\,337,60 + 4\,704 + 123,14 + 86,20) + 1,50(320,25)]$$

$$\sum n_i \gamma_i Q_i = Q = 12\,280,65 \text{ kg/m}$$

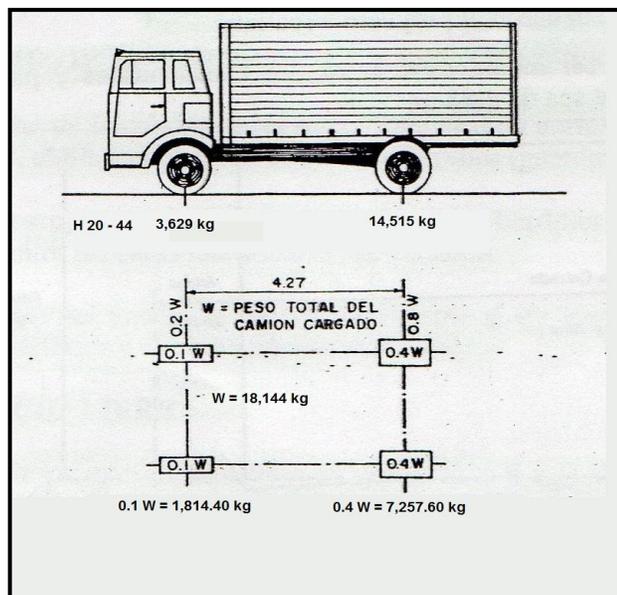
Esta carga está distribuida en las dos vigas, pero para analizar solo una viga, se debe dividir entre dos:

$$\frac{Q}{2} = \frac{12\,280,65}{2} = 6\,140,33 \text{ kg/m} \rightarrow \text{para c/viga}$$

Para la integración de la carga viva, se debe tomar en cuenta lo siguiente:

- La carga vehicular depende directamente del tipo de vehículo tomado para el estudio de las combinaciones posibles.
- En este caso, se utilizó para el diseño el vehículo H20-44, el cual tiene sus ejes separados a 4,27 metros y los dos ejes traseros transmiten 14 515 kilogramos y el eje delantero transmite 3 629 kilogramos, como se puede observar en la figura 18.
- Las evaluaciones de las posibles combinaciones consisten en ir colocando sobre la viga una simulación del paso del vehículo, generalmente espaciado a $L/4$, donde L es igual a la longitud de la viga en metros.

Figura 18. Carga de camión tipo H 20 – 44

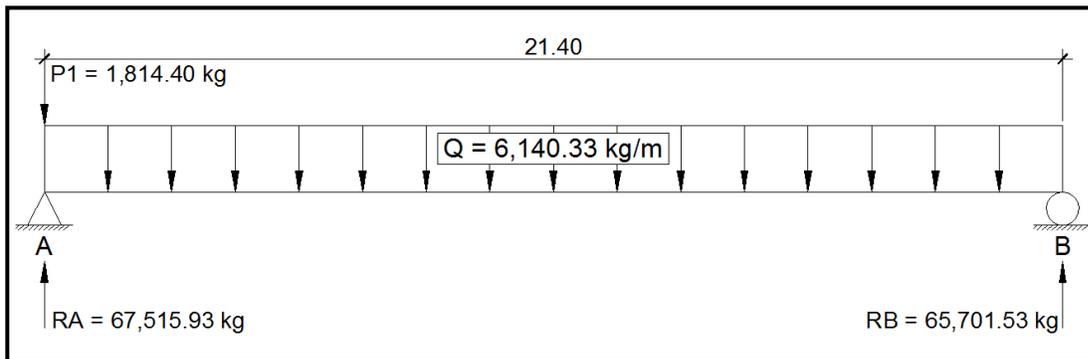


Fuente: TRUJILLO, José. Diseño de puentes. p. 41.

Análisis para la posición No.1 (ver figura 19):

Distancia total recorrida del vehículo = 0 metros.

Figura 19. Análisis para la posición No.1



Fuente: elaboración propia.

$$+\circlearrowleft \sum M_B = 0$$

$$1\,814.40(21.40) - R_A(21.40) + 6\,140.33(21.40)(21.40/2) = 0$$

$$1\,814.40(21.40) + 6\,140.33(21.40)(21.40/2) = R_A(21.40)$$

$$R_A = 67\,515.93 \text{ kg}$$

$$+\uparrow \sum F_y = 0$$

$$-1\,814.40 + 67\,515.93 - 6\,140.33(21.40) + R_B = 0$$

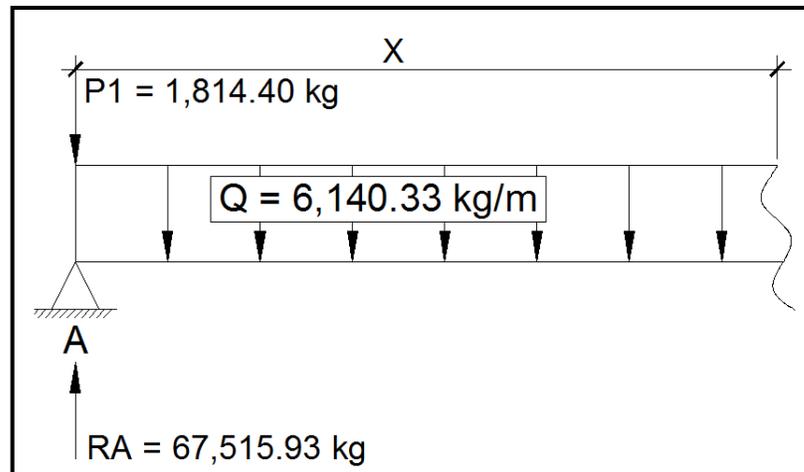
$$R_B = 1\,814.40 - 67\,515.93 + 6\,140.33(21.40)$$

$$R_B = 65\,701,53 \text{ kg}$$

Determinando ecuaciones

Analizando 1er. Corte $[0 < x < 21,40]$ metros (ver figura 20).

Figura 20. **Análisis de 1er. corte, posición No.1**



Fuente: elaboración propia.

Ecuación de corte:

$$+\uparrow V(x) = -1\,814,40 + 67\,515,93 - 6\,140,33(x)$$

$$+\uparrow V(x) = -6\,140,33(x) + 65\,701,53$$

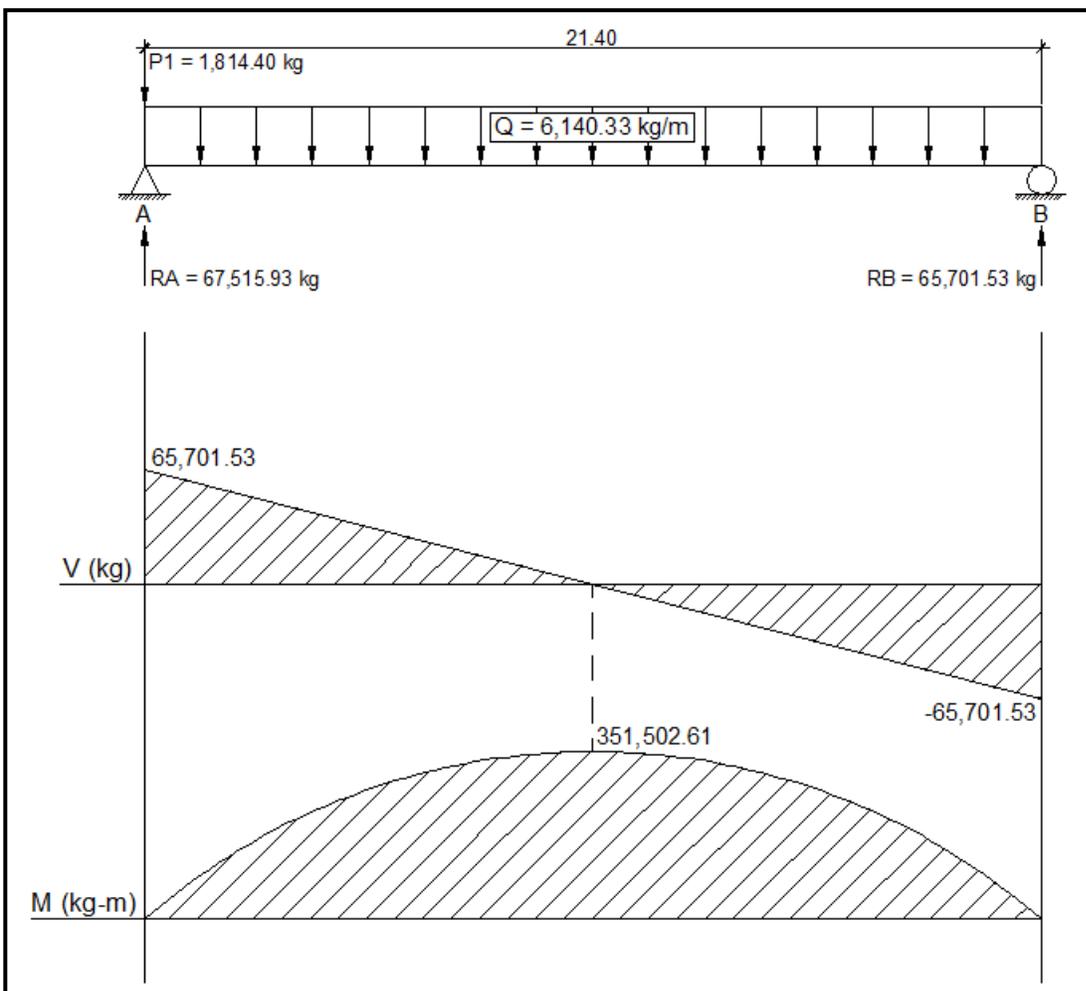
Ecuación de momento:

$$+\cup M(x) = -1\,814,40(x) + 67\,515,93(x) - 6\,140,33(x)(x/2)$$

$$+\cup M(x) = -3\,070,17(x^2) + 65\,701,53(x)$$

Ingresando valores a las ecuaciones de corte y momento se obtienen los siguientes diagramas (ver figura 21):

Figura 21. **Diagrama de carga, corte y momento para la posición No.1**

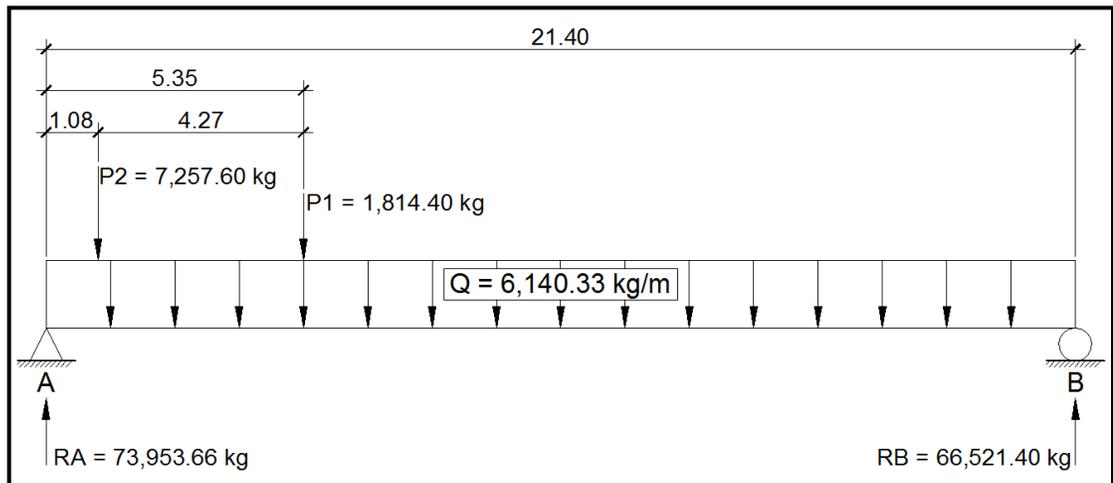


Fuente: elaboración propia.

Análisis para la posición No.2 (ver figura 22):

Distancia total recorrida del vehículo = 5,35 metros.

Figura 22. Análisis para la posición No.2



Fuente: elaboración propia.

$$+\circlearrowleft \sum M_B = 0$$

$$-R_A(21,40) + 7\,257,60(20,32) + 1\,814,40(16,05) + 6\,140,33(21,40)(21,40/2) = 0$$

$$R_A = 73\,953,66 \text{ kg}$$

$$+\uparrow \sum F_y = 0$$

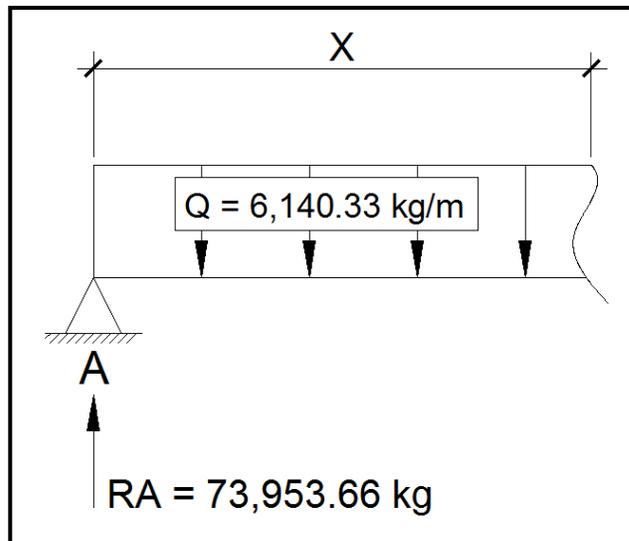
$$73\,953,66 - 7\,257,60 - 1\,814,40 - 6\,140,33(21,40) + R_B = 0$$

$$R_B = 66\,521,40 \text{ kg}$$

Determinando ecuaciones

Analizando 1er. Corte $[0 < x < 1,08]$ metros (ver figura 23).

Figura 23. **Análisis de 1er. corte, posición No.2**



Fuente: elaboración propia.

Ecuación de corte:

$$+\uparrow V(x) = -6\,140,33(x) + 73\,953,66$$

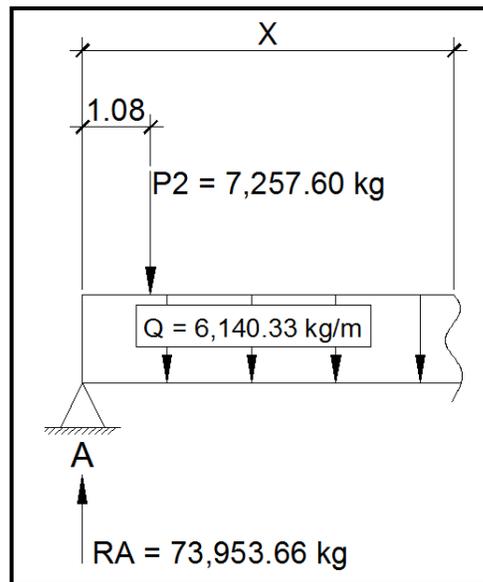
Ecuación de momento:

$$+\cup M(x) = 73\,953,66(x) - 6\,140,33(x)(x/2)$$

$$+\cup M(x) = -3\,070,17(x^2) + 73\,953,66(x)$$

Analizando 2do. Corte $[1,08 < x < 5,35]$ metros (ver figura 24).

Figura 24. **Análisis de 2do. corte, posición No.2**



Fuente: elaboración propia.

Ecuación de corte:

$$+\uparrow V(x) = 73\,953,66 - 7\,257,60 - 6\,140,33(x)$$

$$+\uparrow V(x) = -6\,140,33(x) + 66\,696,06$$

Ecuación de momento:

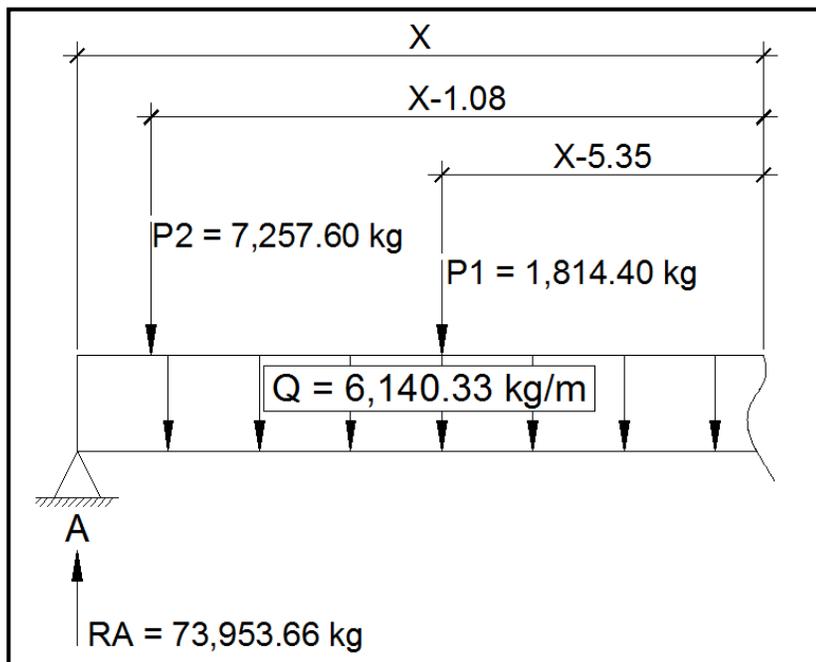
$$+\cup M(x) = 73\,953,66(x) - 7\,257,60(x - 1,08) - 6\,140,33(x)(x/2)$$

$$+\cup M(x) = -3\,070,17(x^2) + 73\,953,66(x) - 7\,257,60(x) + 7\,838,21$$

$$+\cup M(x) = -3\,070,17(x^2) + 66\,696,06(x) + 7\,838,21$$

Analizando 3er. Corte $[5,35 < x < 21,40]$ metros (ver figura 25).

Figura 25. **Análisis de 3er. corte, posición No.2**



Fuente: elaboración propia.

Ecuación de corte:

$$+\uparrow V(x) = 73\,953,66 - 7\,257,60 - 1\,814,40 - 6\,140,33(x)$$

$$+\uparrow V(x) = -6\,140,33(x) + 64\,881,66$$

Ecuación de momento:

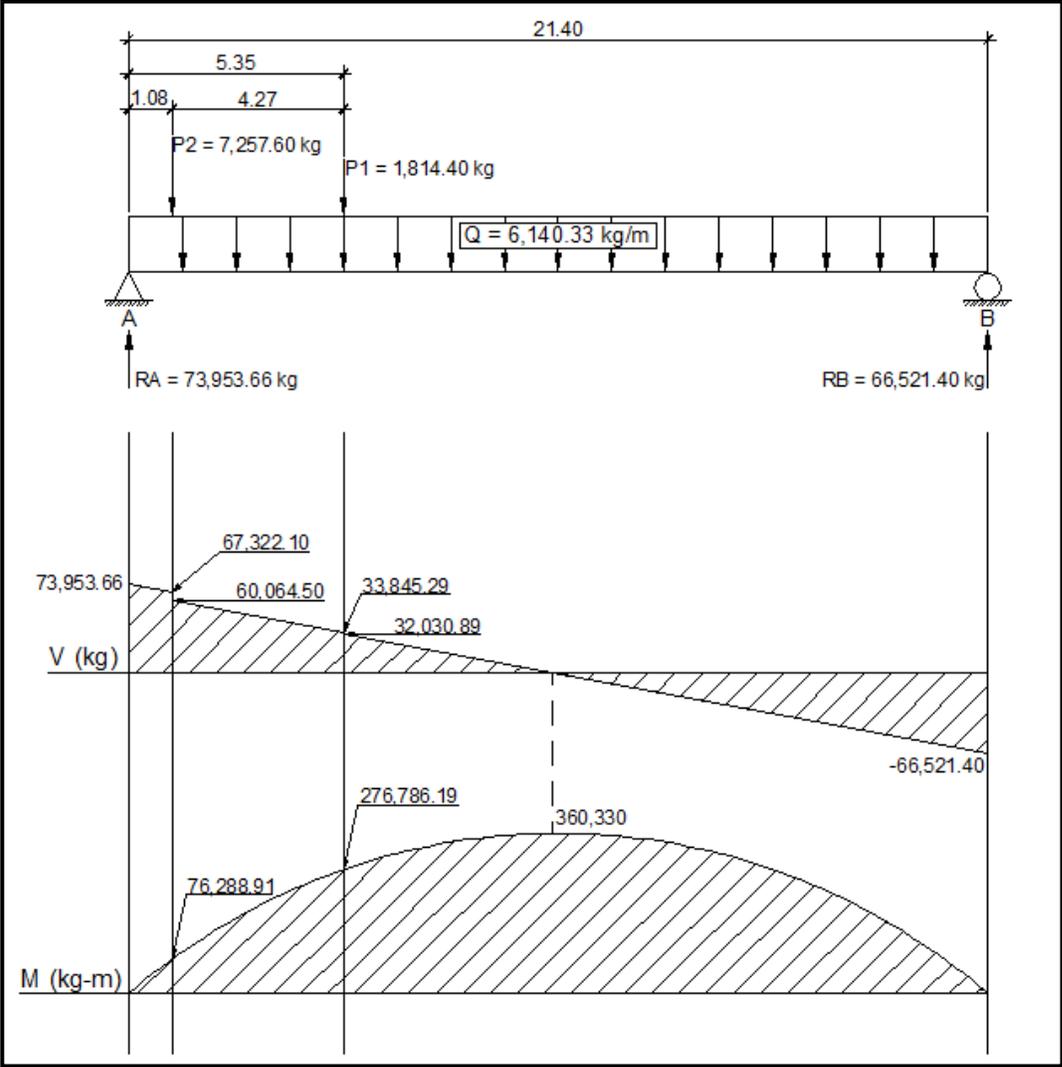
$$+\cup M(x) = 73\,953,66(x) - 7\,257,60(x - 1,08) - 1\,814,40(x - 5,35) - 6\,140,33(x)(x/2)$$

$$+\cup M(x) = 73\,953,66(x) - 7\,257,60(x) + 7\,838,21 - 1\,814,40(x) + 9\,707,04 - 3\,070,17(x^2)$$

$$+\cup M(x) = -3\,070,17(x^2) + 64\,881,66(x) + 17\,545,25$$

Ingresando valores a las ecuaciones de corte y momento se obtienen los siguientes diagramas (ver figura 26):

Figura 26. Diagrama de carga, corte y momento para la posición No.2

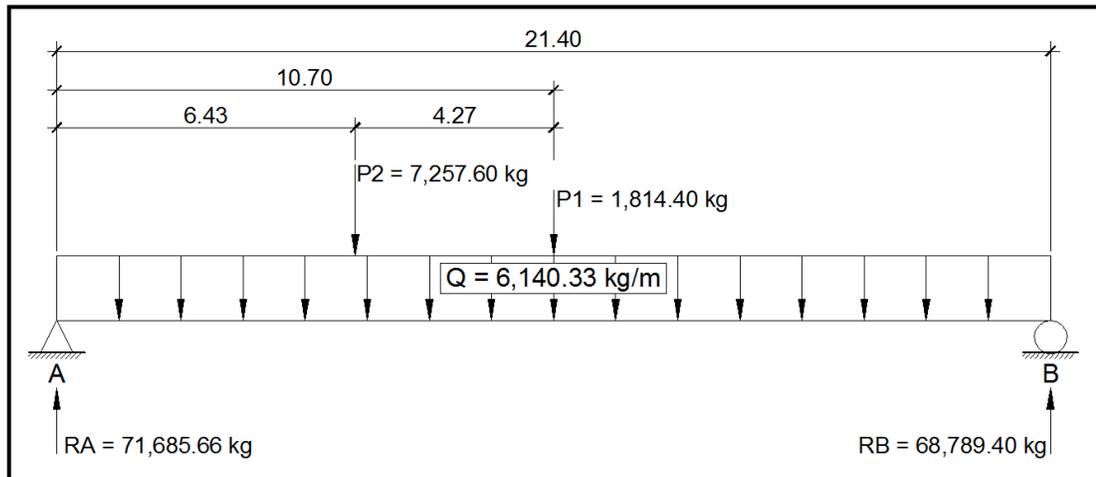


Fuente: elaboración propia.

Análisis para la posición No.3 (ver figura 27):

Distancia total recorrida del vehículo = 10,70 metros.

Figura 27. Análisis para la posición No.3



Fuente: elaboración propia.

$$+\circlearrowleft \sum M_B = 0$$

$$-R_A(21,40) + 7\,257,60(14,97) + 1\,814,40(10,70) + 6\,140,33(21,40)(21,40/2) = 0$$

$$R_A = 71\,685,66 \text{ kg}$$

$$+\uparrow \sum F_y = 0$$

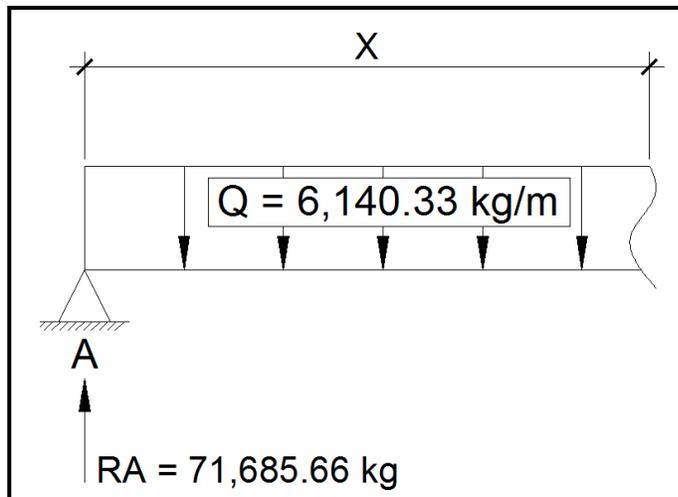
$$71\,685,66 - 7\,257,60 - 1\,814,40 - 6\,140,33(21,40) + R_B = 0$$

$$R_B = 68\,789,40 \text{ kg}$$

Determinando ecuaciones

Analizando 1er. Corte $[0 < x < 6,43]$ metros (ver figura 28).

Figura 28. **Análisis de 1er. corte, posición No.3**



Fuente: elaboración propia.

Ecuación de corte:

$$+\uparrow V(x) = 71\,685,66 - 6\,140,33(x)$$

$$+\uparrow V(x) = -6\,140,33(x) + 71\,685,66$$

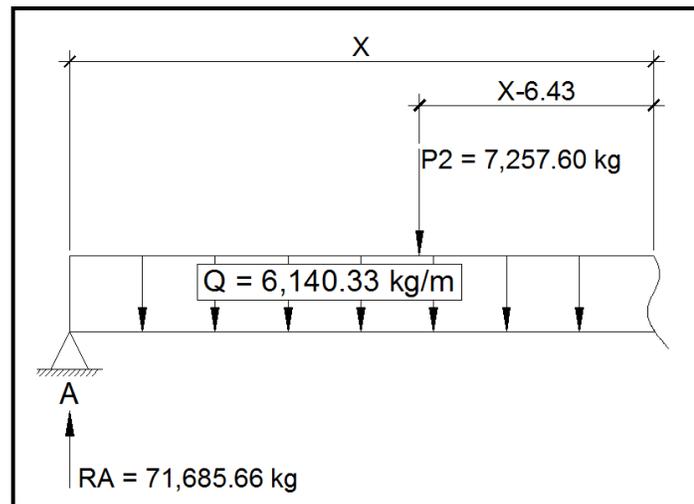
Ecuación de momento:

$$+\cup M(x) = 71\,685,66(x) - 6\,140,33(x)(x/2)$$

$$+\cup M(x) = -3\,070,17(x^2) + 71\,685,66(x)$$

Analizando 2do. Corte $[6,43 < x < 10,70]$ metros (ver figura 29).

Figura 29. **Análisis de 2do. corte, posición No.3**



Fuente: elaboración propia.

Ecuación de corte:

$$+\uparrow V(x) = 71\,685,66 - 7\,257,60 - 6\,140,33(x)$$

$$+\uparrow V(x) = -6\,140,33(x) + 64\,428,06$$

Ecuación de momento:

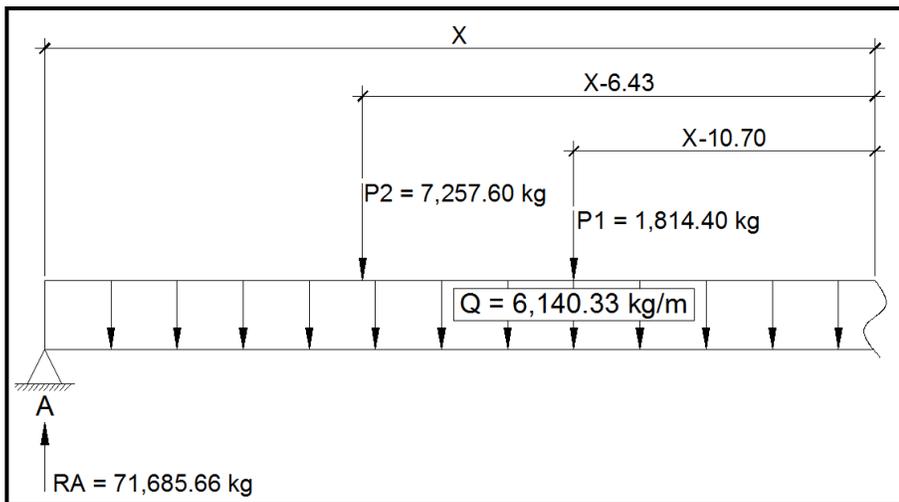
$$+\cup M(x) = 71\,685,66(x) - 7\,257,60(x - 6,43) - 6\,140,33(x)(x/2)$$

$$+\cup M(x) = -3\,070,17(x^2) + 71\,685,66(x) - 7\,257,60(x) + 46\,666,37$$

$$+\cup M(x) = -3\,070,17(x^2) + 64\,428,06(x) + 46\,666,37$$

Analizando 3er. Corte $[10,70 < x < 21,40]$ metros (ver figura 30).

Figura 30. **Análisis de 3er. corte, posición No.3**



Fuente: elaboración propia.

Ecuación de corte:

$$+\uparrow V(x) = 71\,685,66 - 7\,257,60 - 1\,814,40 - 6\,140,33(x)$$

$$+\uparrow V(x) = -6\,140,33(x) + 62\,613,66$$

Ecuación de momento:

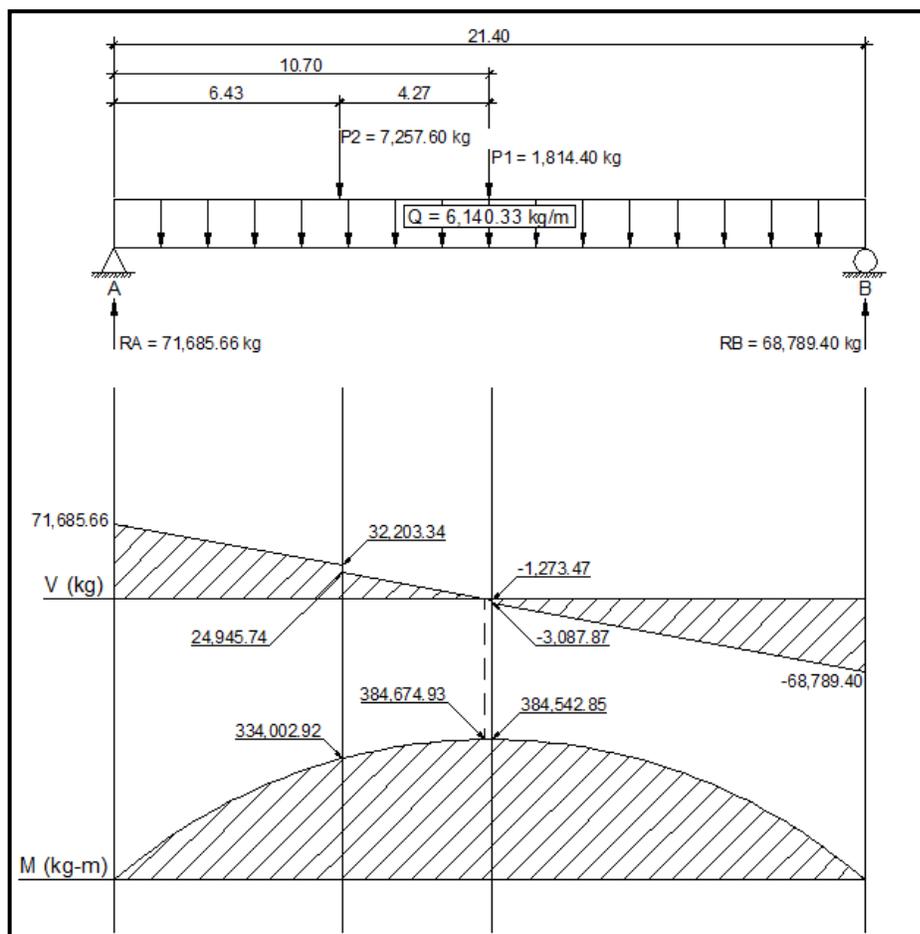
$$+\cup M(x) = 71\,685,66(x) - 7\,257,60(x - 6,43) - 1\,814,40(x - 10,70) - 6\,140,33(x)(x/2)$$

$$+\cup M(x) = 71\,685,66(x) - 7\,257,60(x) + 46\,666,37 - 1\,814,40(x) + 19\,414,08 - 3\,070,17(x^2)$$

$$+\cup M(x) = -3\,070,17(x^2) + 62\,613,66(x) + 66\,080,45$$

Ingresando valores a las ecuaciones de corte y momento se obtienen los siguientes diagramas (ver figura 31):

Figura 31. Diagrama de carga, corte y momento para la posición No.3

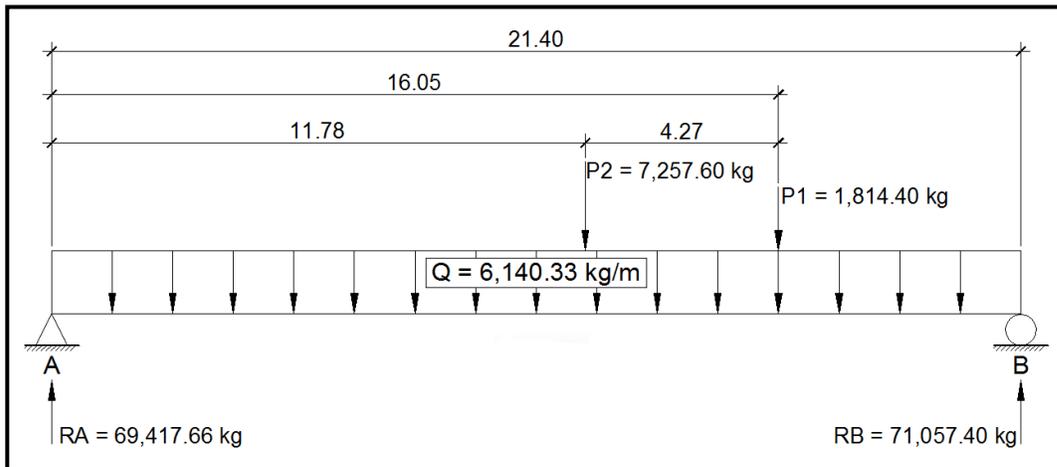


Fuente: elaboración propia.

Análisis para la posición No.4 (ver figura 32):

Distancia total recorrida del vehículo = 16,05 metros.

Figura 32. Análisis para la posición No.4



Fuente: elaboración propia.

$$+\circlearrowleft \sum M_B = 0$$

$$-R_A(21,40) + 7\,257,60(9,62) + 1\,814,40(5,35) + 6\,140,33(21,40)(21,40/2) = 0$$

$$R_A = 69\,417,66 \text{ kg}$$

$$+\uparrow \sum F_y = 0$$

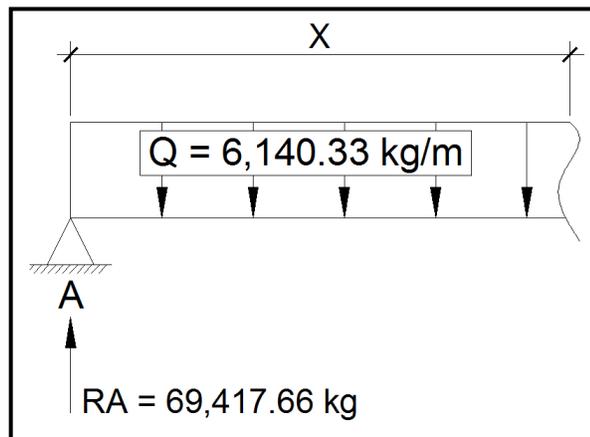
$$69\,417,66 - 7\,257,60 - 1\,814,40 - 6\,140,33(21,40) + R_B = 0$$

$$R_B = 71\,057,40 \text{ kg}$$

Determinando ecuaciones

Analizando 1er. Corte $[0 < x < 11,78]$ metros (ver figura 33).

Figura 33. **Análisis de 1er. corte, posición No.4**



Fuente: elaboración propia.

Ecuación de corte:

$$+\uparrow V(x) = 69\,417,66 - 6\,140,33(x)$$

$$+\uparrow V(x) = -6\,140,33(x) + 69\,417,66$$

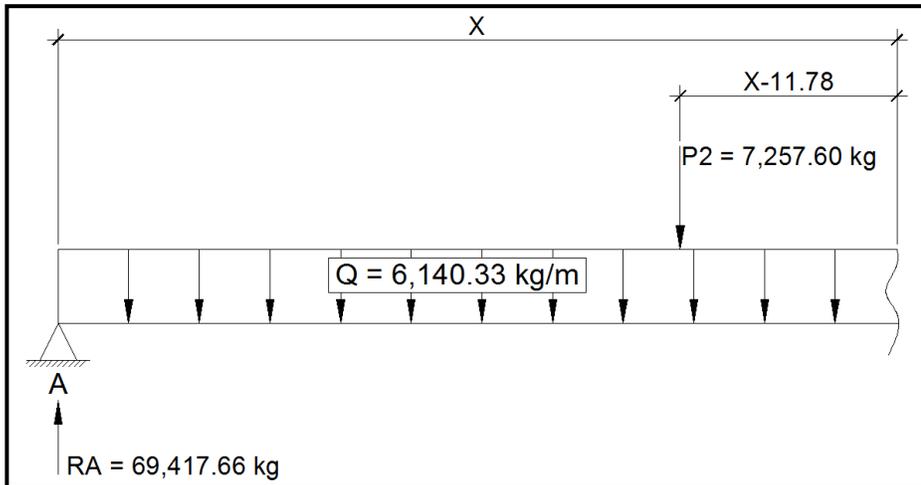
Ecuación de momento:

$$+\cup M(x) = 69\,417,66(x) - 6\,140,33(x)(x/2)$$

$$+\cup M(x) = -3\,070,17(x^2) + 69\,417,66(x)$$

Analizando 2do. Corte [11,78<x<16,05] metros (ver figura 34).

Figura 34. **Análisis de 2do. corte, posición No.4**



Fuente: elaboración propia.

Ecuación de corte:

$$+\uparrow V(x) = 69\,417,66 - 7\,257,60 - 6\,140,33(x)$$

$$+\uparrow V(x) = -6\,140,33(x) + 62\,160,06$$

Ecuación de momento:

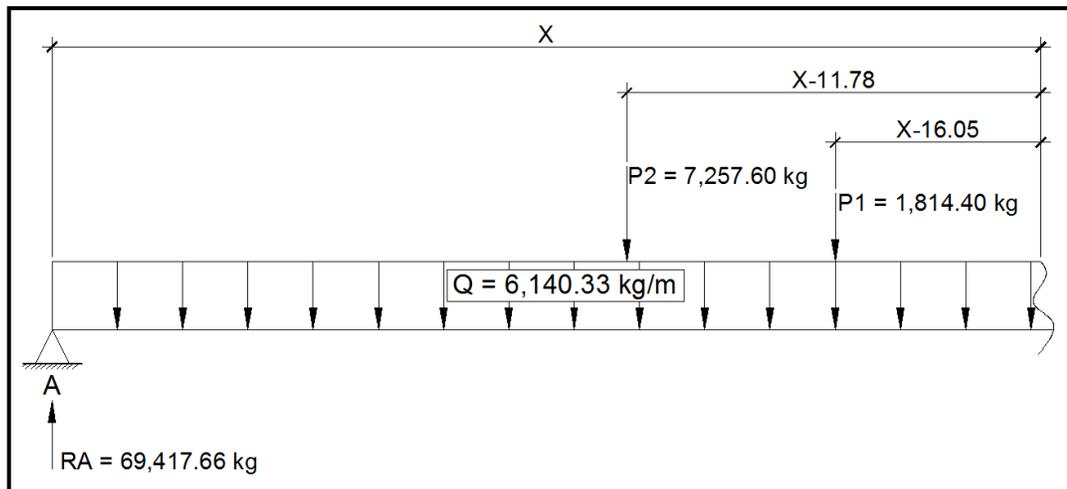
$$+\cup M(x) = 69\,417,66(x) - 7\,257,60(x - 11,78) - 6\,140,33(x)(x/2)$$

$$+\cup M(x) = 69\,417,66(x) - 7\,257,60(x) + 85\,494,53 - 3\,070,17(x^2)$$

$$+\cup M(x) = -3\,070,17(x^2) + 62\,160,06(x) + 85\,494,53$$

Analizando 3er. Corte [16,05<x<21,40] metros (ver figura 35).

Figura 35. **Análisis de 3er. corte, posición No.4**



Fuente: elaboración propia.

Ecuación de corte:

$$+\uparrow V(x) = 69\,417,66 - 7\,257,60 - 1\,814,40 - 6\,140,33(x)$$

$$+\uparrow V(x) = -6\,140,33(x) + 60\,345,66$$

Ecuación de momento:

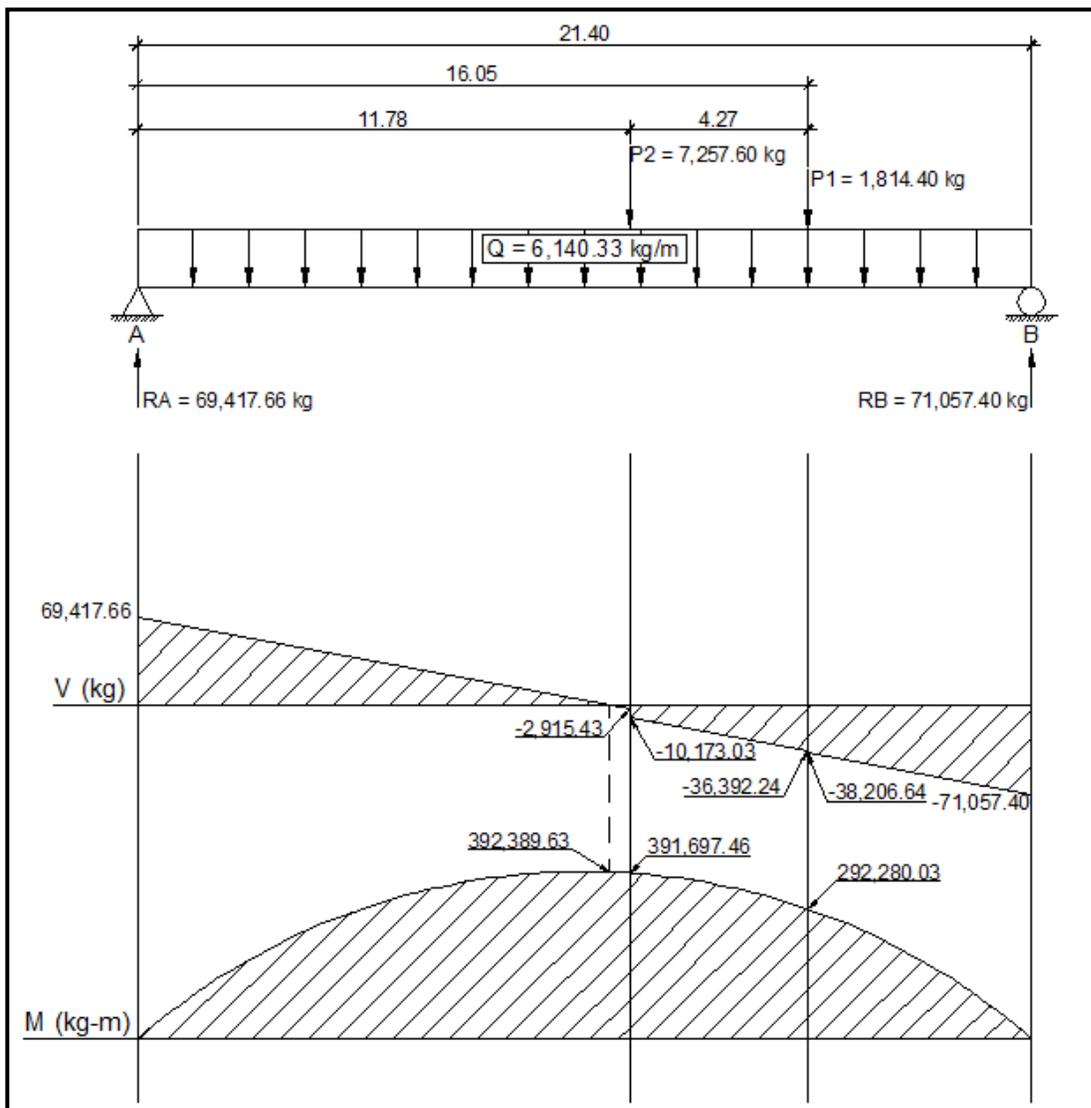
$$+\cup M(x) = 69\,417,66(x) - 7\,257,60(x - 11,78) - 1\,814,40(x - 16,05) - 6\,140,33(x)(x/2)$$

$$+\cup M(x) = 69\,417,66(x) - 7\,257,60(x) + 85\,494,53 - 1\,814,40(x) + 29\,121,12 - 3\,070,17(x^2)$$

$$+\cup M(x) = -3\,070,17(x^2) + 60\,345,66(x) + 114\,615,65$$

Ingresando valores a las ecuaciones de corte y momento se obtienen los siguientes diagramas (ver figura 36):

Figura 36. Diagrama de carga, corte y momento para la posición No.4

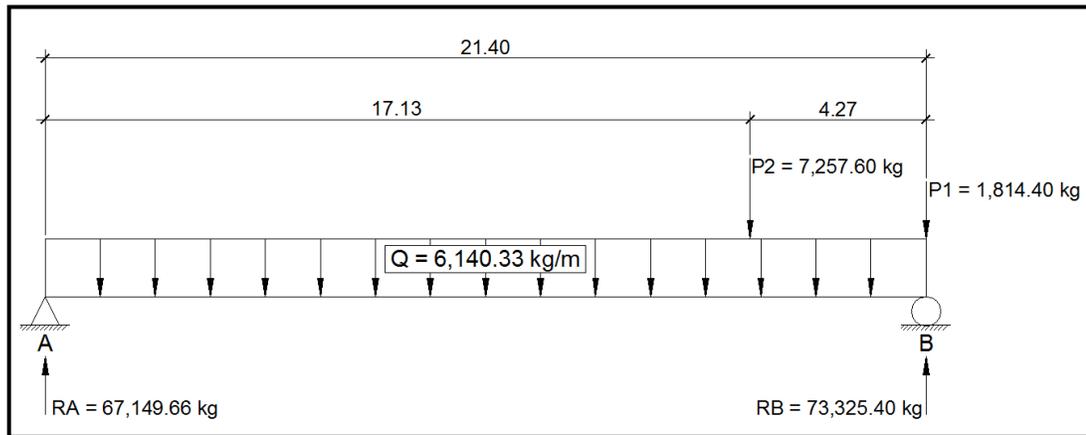


Fuente: elaboración propia.

Análisis para la posición No.5 (ver figura 37):

Distancia total recorrida del vehículo = 21,40 metros.

Figura 37. Análisis para la posición No.5



Fuente: elaboración propia.

$$+\circlearrowleft \sum M_B = 0$$

$$-R_A(21,40) + 7\,257,60(4,27) + 6\,140,33(21,40)(21,40/2) = 0$$

$$R_A = 67\,149,66 \text{ kg}$$

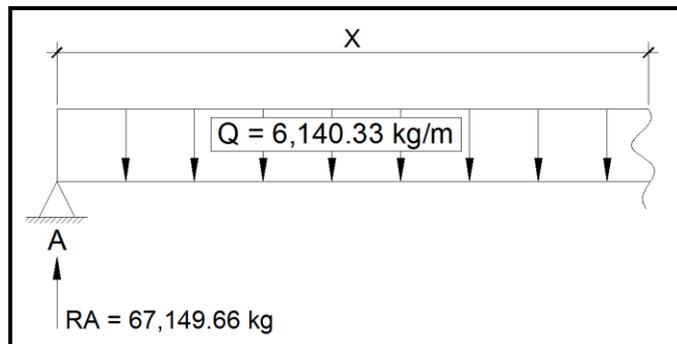
$$+\uparrow \sum F_y = 0$$

$$67\,149,66 - 7\,257,60 - 1\,814,40 - 6\,140,33(21,40) + R_B = 0$$

$$R_B = 73\,325,40 \text{ kg}$$

Analizando 1er. Corte $[0 < x < 17,13]$ metros (ver figura 38).

Figura 38. **Análisis de 1er. corte, posición No.5**



Fuente: elaboración propia.

Ecuación de corte:

$$+\uparrow V(x) = 67\,149,66 - 6\,140,33(x)$$

$$+\uparrow V(x) = -6\,140,33(x) + 67\,149,66$$

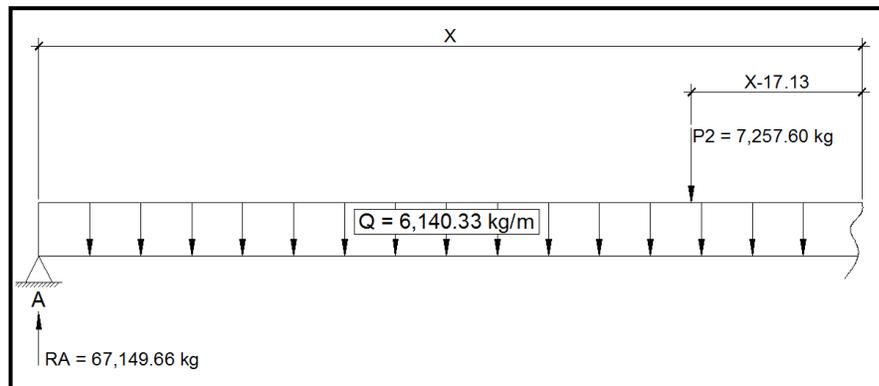
Ecuación de momento:

$$+\cup M(x) = 67\,149,66(x) - 6\,140,33(x)(x/2)$$

$$+\cup M(x) = -3\,070,17(x^2) + 67\,149,66(x)$$

Analizando 2do. Corte [17,13<x<21,40] metros (ver figura 39).

Figura 39. **Análisis de 2do. corte, posición No.5**



Fuente: elaboración propia.

Ecuación de corte:

$$+\uparrow V(x) = 67\,149,66 - 7\,257,60 - 6\,140,33(x)$$

$$+\uparrow V(x) = -6\,140,33(x) + 59\,892,06$$

Ecuación de momento:

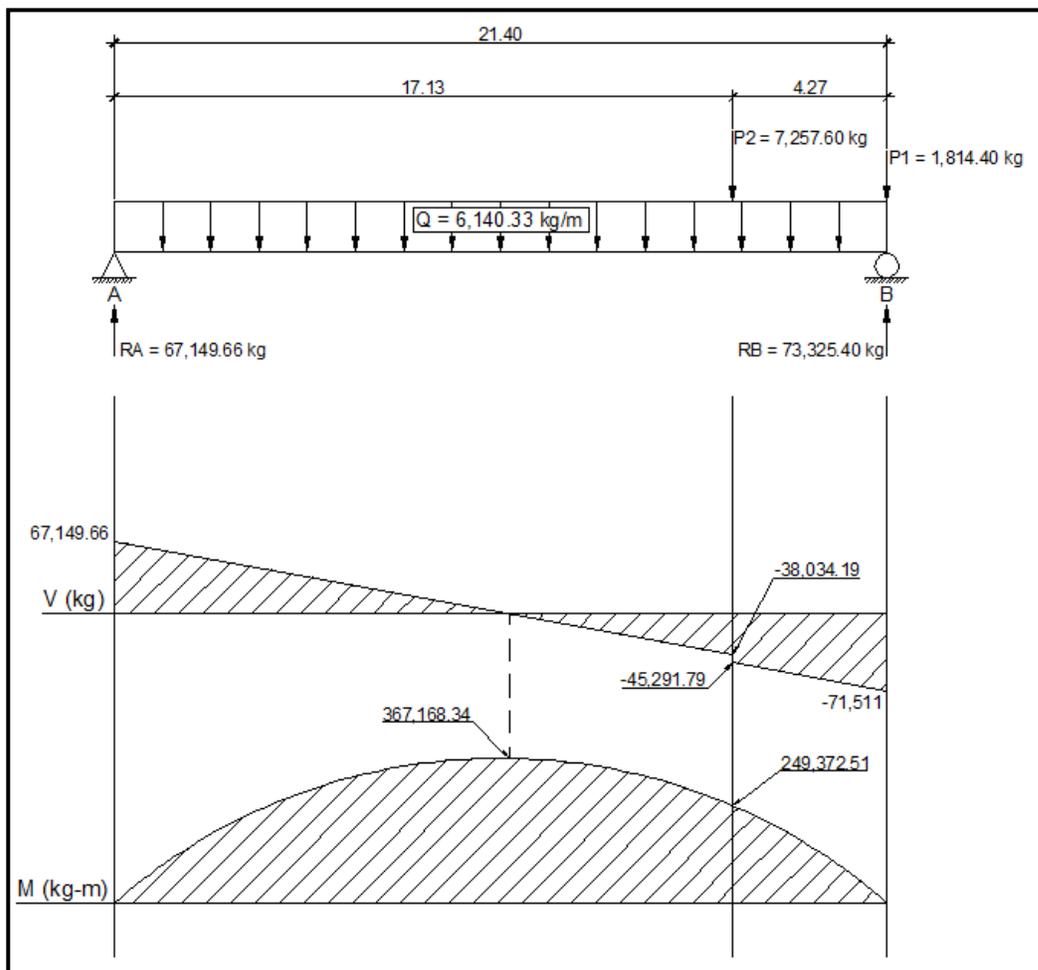
$$+\cup M(x) = 67\,149,66(x) - 7\,257,60(x - 17,13) - 6\,140,33(x)(x/2)$$

$$+\cup M(x) = -3\,070,17(x^2) + 67\,149,66(x) - 7\,257,60(x) + 124\,322,69$$

$$+\cup M(x) = -3\,070,17(x^2) + 59\,892,06(x) + 124\,322,69$$

Ingresando valores a las ecuaciones de corte y momento se obtienen los siguientes diagramas (ver figura 40):

Figura 40. Diagrama de carga, corte y momento para la posición No.5

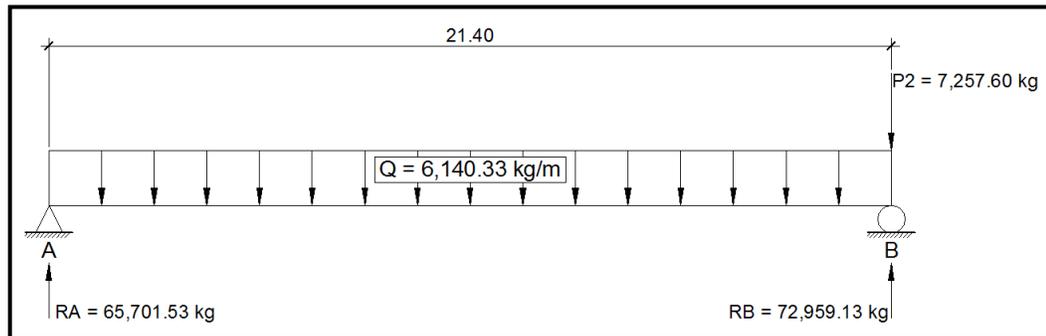


Fuente: elaboración propia.

Análisis para la posición No.6 (ver figura 41):

Distancia total recorrida del vehículo = 25,67 metros.

Figura 41. **Análisis para la posición No.6**



Fuente: elaboración propia.

$$+\circlearrowleft \sum M_B = 0$$

$$-R_A(21,40) + 6\,140,33(21,40)(21,40/2) = 0$$

$$R_A = 65\,701,53 \text{ kg}$$

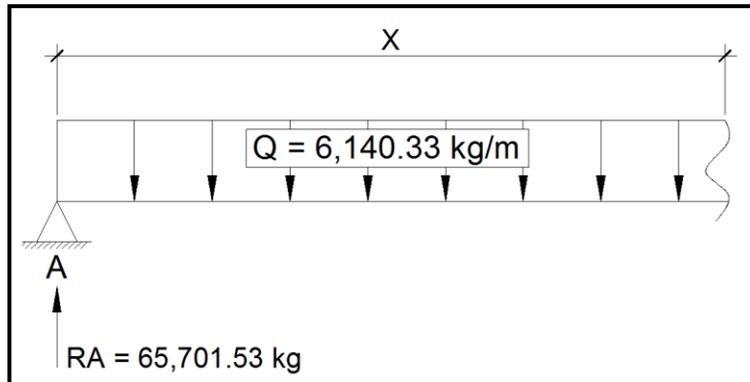
$$+\uparrow \sum F_y = 0$$

$$65\,701,53 - 6\,140,33(21,40) - 7\,257,60 + R_B = 0$$

$$R_B = 72\,959,13 \text{ kg}$$

Analizando 1er. Corte $[0 < x < 21,40]$ metros (ver figura 42).

Figura 42. **Análisis de 1er. corte, posición No.6**



Fuente: elaboración propia.

Ecuación de corte:

$$+\uparrow V(x) = 65\,701,53 - 6\,140,33(x)$$

$$+\uparrow V(x) = -6\,140,33(x) + 65\,701,53$$

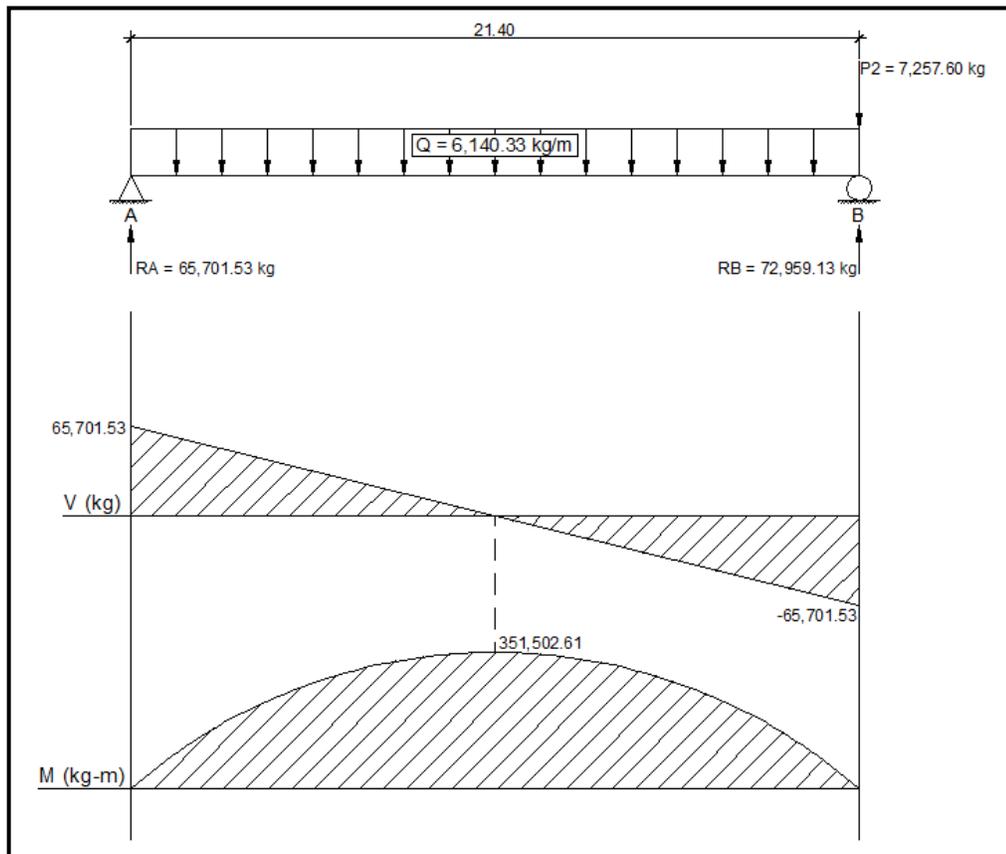
Ecuación de momento:

$$+\cup M(x) = 65\,701,53(x) - 6\,140,33(x)(x/2)$$

$$+\cup M(x) = -3\,070,17(x^2) + 65\,701,53(x)$$

Ingresando valores a las ecuaciones de corte y momento se obtienen los siguientes diagramas (ver figura 43):

Figura 43. **Diagrama de carga, corte y momento para la posición No.6**



Fuente: elaboración propia.

Aplicación de las líneas de influencia:

Las líneas de influencia desempeñan un papel importante en el diseño de estructuras en las que el punto de aplicación de las cargas se mueve a lo largo de su luz. Estas cargas se denominan cargas móviles.

Para diseñar estructuras sometidas a cargas móviles es necesario conocer cuál es el valor de las acciones por estas cargas en todos los puntos de aplicación posibles, para así poder determinar el máximo valor con fines de diseño. Una forma de obtener el valor del momento flexionante y la fuerza cortante correspondientes a las distintas posiciones de la carga móvil sería determinarlos para cada punto como si fueran cargas fijas, sin embargo el problema se simplifica usando el concepto de línea de influencia.

Determinando el área de acero:

Para determinar el área de acero necesaria para cubrir la cama inferior de la viga principal, se debe analizar la viga en sentido longitudinal a cada metro, para cada una de las posiciones establecidas y analizadas anteriormente. Para una mejor interpretación se puede observar la tabla VII, como se presenta a continuación:

Tabla VII. **Momentos totales según posición y distancia recorrida**

DIST. (m)	POSICIÓN 1 MOMENTO (kg-m)	POSICIÓN 2 MOMENTO (kg-m)	POSICIÓN 3 MOMENTO (kg-m)	POSICIÓN 4 MOMENTO (kg-m)	POSICIÓN 5 MOMENTO (kg-m)	POSICIÓN 6 MOMENTO (kg-m)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,00	62 631,36	70 883,49	68 615,50	66 347,49	64 079,50	62 631,37
2,00	119 122,38	128 949,70	131 090,70	126 554,70	122 018,70	119 122,40
3,00	169 473,06	180 294,90	187 425,50	180 621,50	173 817,50	169 473,10
4,00	213 683,40	225 499,80	237 620,00	228 548,00	219 476,00	213 683,50
5,00	251 753,40	264 564,40	281 674,20	270 334,20	258 994,20	251 753,50
6,00	283 683,06	296 309,30	319 588,00	305 980,00	292 372,00	283 683,30
7,00	309 472,38	321 278,80	347 224,70	335 485,50	319 609,60	309 472,60
8,00	329 121,36	340 107,90	365 600,30	358 850,70	340 706,80	329 121,70
9,00	342 630,00	352 796,80	377 835,60	376 075,60	355 663,60	342 630,40
10,00	349 998,30	359 345,30	383 930,50	387 160,10	364 480,20	349 998,80
10,70	351 502,61	360 275,80	384 543,40	391 265,70	366 998,20	351 503,20
11,00	351 226,26	359 753,50	383 340,80	392 104,30	367 156,30	351 226,90
12,00	346 313,88	354 021,40	375 340,60	389 311,40	363 692,20	346 314,60
13,00	335 261,16	342 148,90	361 200,20	374 717,40	354 087,80	335 262,00
14,00	318 068,10	324 136,10	340 919,40	353 982,90	338 342,90	318 069,10
15,00	294 734,70	299 982,90	314 498,30	327 108,20	316 457,80	294 735,80
16,00	265 260,96	269 689,50	281 936,80	294 093,20	288 432,40	265 262,30
17,00	229 646,88	233 255,70	243 235,10	253 214,10	254 266,60	229 648,30
18,00	187 892,46	190 681,60	198 393,00	206 104,00	207 646,40	187 894,10
19,00	139 997,70	141 967,10	147 410,50	152 853,50	153 942,30	139 999,50
20,00	85 962,60	87 112,36	90 287,71	93 462,75	94 097,91	85 964,61
21,00	25 787,16	26 117,27	27 024,63	27 931,66	28 113,23	25 789,39
21,40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Fuente: elaboración propia.

Refuerzo a tensión (cama inferior):

Para vigas principales se utilizará un valor de f_y igual a 4 200 kilogramos por centímetro cuadrado para el refuerzo principal y para evitar que se tenga que cubrir grandes cantidades de acero con un valor menor de f_y . Se utilizará acero con un f_y igual a 2 810 kilogramos por centímetro cuadrado para el acero de refuerzo por corte.

Los valores de área de acero descritos en la tabla VIII, se determinan utilizando la siguiente ecuación:

$$A_s = \frac{0,85f'_c b d}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0,85\phi f'_c b d^2}} \right]$$

Datos:

$$f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 70 \text{ cm}$$

$$H = 140 \text{ cm}$$

$$Rec = 5 \text{ cm}$$

$$d = H - rec = 135 \text{ cm}$$

$$\phi = 0,9 \text{ para elementos sometidos a flexión}$$

Área de acero mínimo:

$$A_{s_{mín.}} = \frac{14,1}{f_y} * b * d$$

$$As_{mín.} = \frac{14,1}{4\ 200} * 70 * 135$$

$$As_{mín.} = 31,73\ cm^2$$

Área de acero máximo:

$$As_{máx.} = 0,5\rho_{bal}bd$$

$$\rho_{bal} = \beta^2 \left(\frac{0,003}{\frac{fy}{\epsilon_s} + 0,003} \right) \left(\frac{f'_c}{fy} \right)$$

$$\rho_{bal} = 0,85^2 \left(\frac{0,003}{\frac{4\ 200}{2,9E6} + 0,003} \right) \left(\frac{281}{4\ 200} \right)$$

$$\rho_{bal} = 0,033$$

$$As_{máx.} = 0,5 * 0,033 * 70 * 135$$

$$As_{máx.} = 155,93\ cm^2$$

De acuerdo a los resultados obtenidos de la tabla VII, se deben determinar los momentos máximos, tomando el mayor de los momentos de las posiciones a cada metro, como se puede observar en la tabla VIII; con estos valores máximos de momento se determina el área de acero necesaria para cubrir esa distancia.

Tabla VIII. **Momentos máximos y áreas de acero según distancia recorrida**

DIST. (m)	MOMENTO Máx. (kg-m)	As (cm²)
0,00	0,00	0,00
1,00	70 883,49	14,07
2,00	131 090,70	26,33
3,00	187 425,50	38,08
4,00	237 620,00	48,78
5,00	281 674,20	58,37
6,00	319 588,00	66,78
7,00	347 224,70	73,00
8,00	365 600,30	77,19
9,00	377 835,60	80,00
10,00	387 160,10	82,15
10,70	391 265,70	83,10
11,00	392 104,30	83,29
12,00	389 311,40	82,65
13,00	374 717,40	79,28
14,00	353 982,90	74,54
15,00	327 108,20	68,46
16,00	294 093,20	61,11
17,00	254 266,60	52,38
18,00	207 646,40	42,36
19,00	153 942,30	31,06
20,00	94 097,91	18,77
21,00	28 113,23	5,54
21,40	0,00	0,00

Fuente: elaboración propia.

Ya con estos valores de área de acero, se procede a proponer el armado correspondiente a la cama inferior de la viga principal.

Se determina que:

$$As_{\min.} \leq As \leq As_{\max.} \rightarrow ok$$

En las distancias analizadas, en las cuales el área de acero encontrado sea menor al área de acero mínimo, se utilizará este último en el armado. Para una mejor interpretación del armado propuesto, se puede analizar la tabla IX.

Tabla IX. **Armado propuesto según distancia recorrida**

DIST. (m)	As (cm ²)	Varillas				As cubierta (cm ²)
		No.8	No.9	No.10	No.11	
0,00	0,00					0,00
1,00	14,07			4		32,70
2,00	26,33			4		32,70
3,00	38,08			5		40,87
4,00	48,78			6		49,04
5,00	58,37			6	1	59,12
6,00	66,78			6	2	69,19
7,00	73,00		1	6	2	75,64
8,00	77,19		2	6	2	82,08
9,00	80,00	1	2	6	2	87,15
10,00	82,15	2	2	6	2	92,22
10,70	83,10	2	2	6	2	92,22
11,00	83,29	2	2	6	2	92,22
12,00	82,65	2	2	6	2	92,22
13,00	79,28	1	2	6	2	87,15
14,00	74,54		2	6	2	82,08
15,00	68,46		1	6	2	75,64
16,00	61,11			6	2	69,19
17,00	52,38			6	1	59,12
18,00	42,36			6		49,04
19,00	31,06			5		40,87
20,00	18,77			4		32,70
21,00	5,54			4		32,70
21,40	0,00					0,00

Fuente: elaboración propia.

Refuerzo a compresión (cama superior):

Para el refuerzo a compresión se utilizará el 33 por ciento del área de acero a tensión, y se chequea con el área de acero mínimo.

$$A_{s_c} = 33\%A_s$$

$$A_{s_c} = 0,33 * 83,29$$

$$A_{s_c} = 27,49 \text{ cm}^2$$

Como el área de acero calculado es menor al área de acero mínimo, utilizar este último:

$$A_{s_c} = A_{s_{\text{mín.}}} = 31,73 \text{ cm}^2$$

Utilizar 4 No.10

Refuerzo adicional:

Según se especifica, no se deben dejar espacios mayores de 30 centímetros entre las varillas de acero de las dos camas, por lo que debe de agregarse un refuerzo adicional en la zona intermedia de la viga y se calcula de la siguiente manera.

$$A_{s_{\text{intermedio}}} = 5,29 \text{ cm}^2 \text{ por cada metro de alto de la viga}$$

$$A_{s_{\text{intermedio}}} = 5,29 * 1,40$$

$$A_{S_{intermedio}} = 7,41 \text{ cm}^2$$

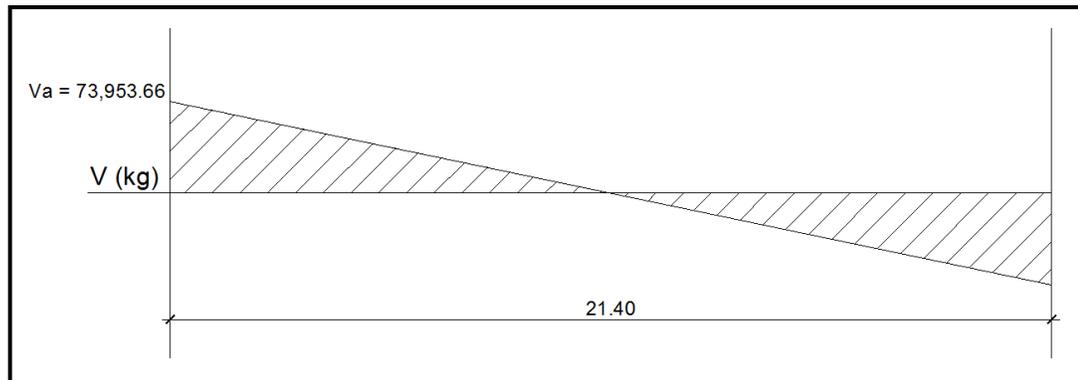
Utilizar 6 No.4

Refuerzo a corte:

Para el cálculo de refuerzo por corte, es necesario determinar el esfuerzo cortante total actuante en la viga, el cual fue determinado con anterioridad al realizar el análisis por medio de líneas de influencia.

Al analizar los diagramas de corte de la viga principal, se determina que el máximo esfuerzo cortante (V_a) se encuentra en la posición No.2, el cual tiene un valor de 73 953,66 kilogramos (ver figura 44).

Figura 44. **Diagrama de corte en viga principal**



Fuente: elaboración propia.

Determinando la distancia que resiste el concreto por sí solo al corte (ver figura 45):

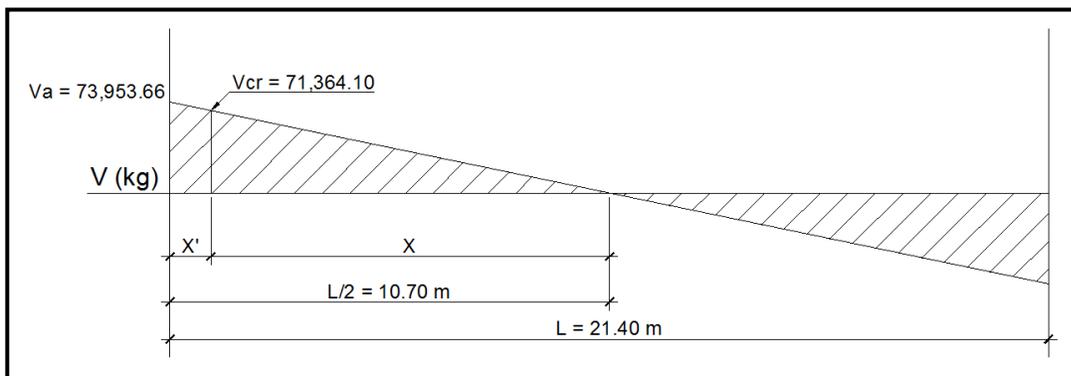
Determinando el corte que resiste el concreto:

$$V_{cr} = \phi * 0,53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_{cr} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{281} * 70 * 135$$

$$V_{cr} = 71\,364,10 \text{ kg}$$

Figura 45. **Distancia que cubre el concreto por esfuerzos de corte**



Fuente: elaboración propia.

Por relación triangular, el resultado es el siguiente:

$$\frac{73\,953,66}{10,70} = \frac{71\,364,10}{X}$$

$$X = 10,33$$

El corte que resiste el concreto por sí solo, cubre esta distancia encontrada; aquí se refuerza con el $A_{s_{mín.}}$, es decir con $d/2$ según ACI 318-05 en su sección 21.3.3.4.

Determinando el espaciamiento:

Espaciamiento de estribos No.4

$$S = \frac{A_V * f_y * d}{V_n - V_{Cr}}$$

Donde:

$A_V = 2$ veces el área de la varilla (para estribo cuadrado)

$V_n =$ Esfuerzo de corte nominal

$V_c =$ Esfuerzo de corte que resiste el concreto

Datos:

$$A_V = 2(A_{No.4})$$

$$A_V = 2(1,267)$$

$$A_V = 2,534 \text{ cm}^2$$

Determinando el corte nominal:

$$V_n = \frac{V_a}{0,85}$$

$$V_n = \frac{73\ 953,66}{0,85}$$

$$V_n = 87\,004,31 \text{ kg}$$

Encontrando el espaciamiento:

$$S = \frac{2,534 * 2\,810 * 135}{87\,004,31 - 71\,364,10}$$

$$S = 61,46 \text{ cm}$$

Este espaciamiento no debe exceder al máximo permitido que es:

$$S_{m\acute{a}x.} = \frac{d}{2} = \frac{135}{2}$$

$$S_{m\acute{a}x.} = 67,50 \text{ cm}$$

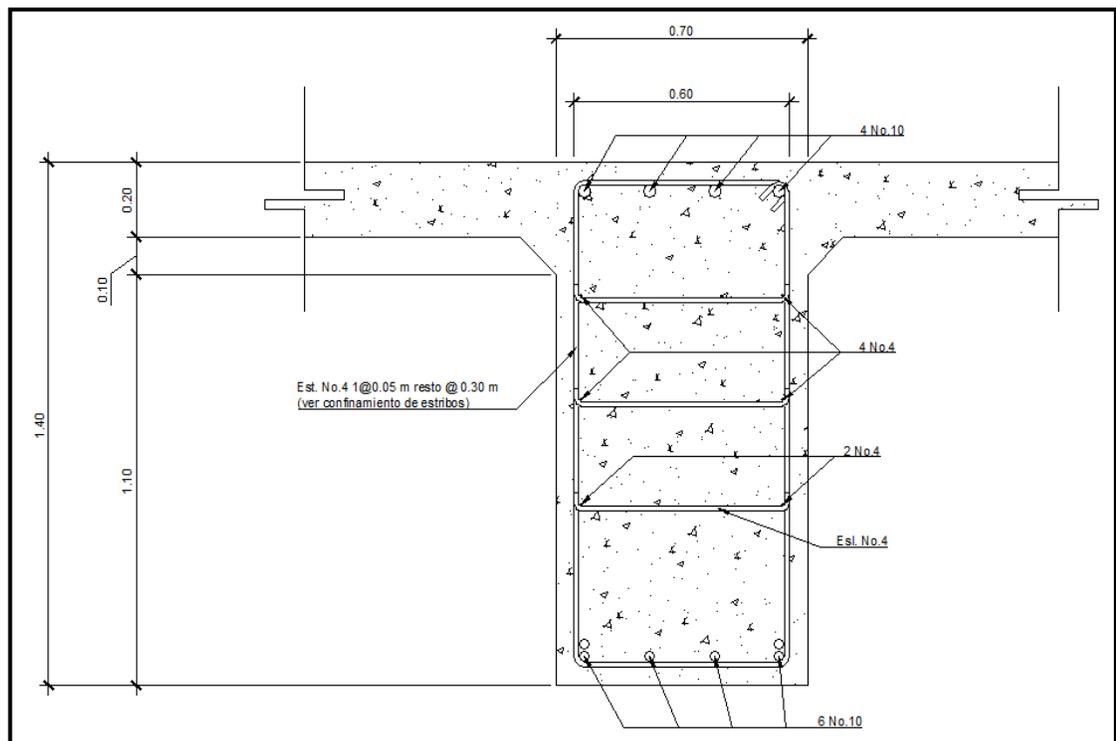
Ya que el valor encontrado de espaciamiento (S) y espaciamiento máximo permitido ($S_{m\acute{a}x.}$) sobrepasa la norma mínima de espaciamientos para corte en vigas de gran peralte, se utilizará un S de 30 centímetros como lo establece la norma ACI 318-05 en su sección 21.3.3.2.

Se debe tener en cuenta que el primer estribo cerrado de confinamiento, debe estar situado a no más de 50 milímetros de la cara del elemento de apoyo, según ACI 318-05 en la sección 21.3.3.2.

Refuerzo transversal:

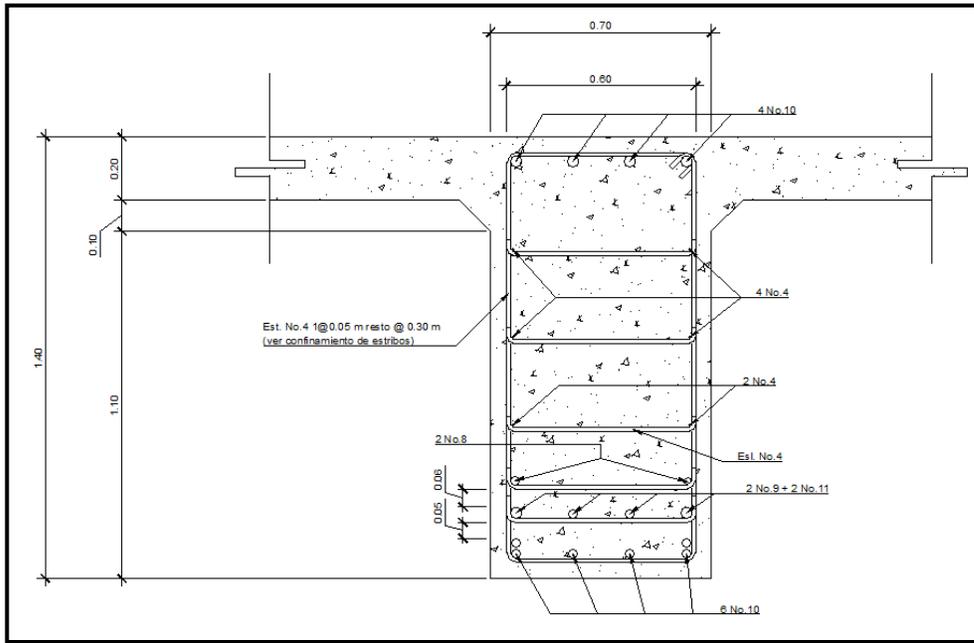
Se procederá a poner un primer estribo No.4 a una distancia de 0.05 metros, más estribos No.4 @ 0,15 metros en un espacio de 0,50 metros en ambos extremos, y hacia el centro de la viga se pondrán estribos No.4 @ 0,30 metros como se puede observar en las figuras 46, 47 y 48.

Figura 46. Sección G-G' de viga principal



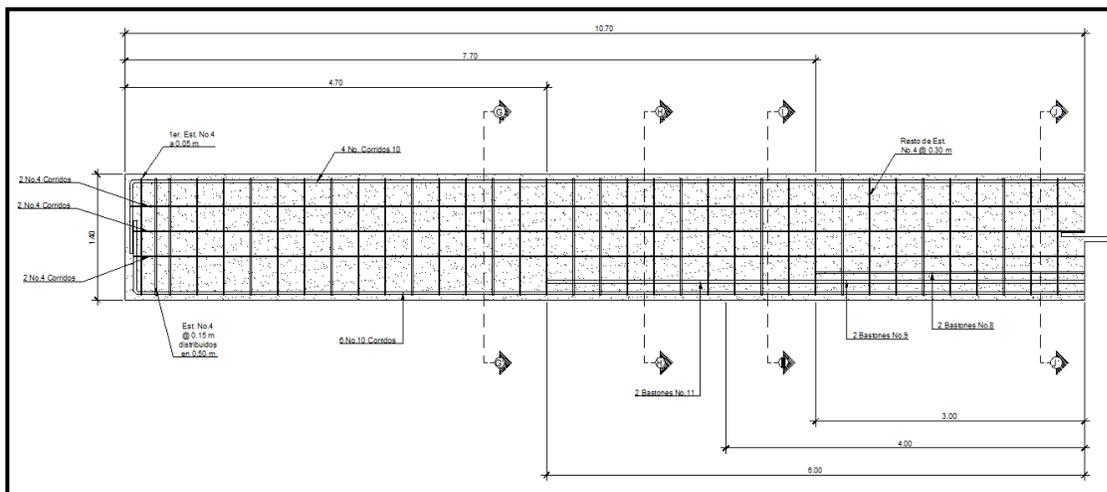
Fuente: elaboración propia.

Figura 47. Sección J-J' de viga principal



Fuente: elaboración propia.

Figura 48. Sección longitudinal de viga principal



Fuente: elaboración propia.

2.12.2.3. Diseño de diafragmas

Se indica la necesidad de construirlos cuando se trata de un puente formado con viga T como sucede en el caso de la sección viga y losa.

Los puentes actuales de sección en viga y losa con alineamiento recto se están construyendo con diafragmas en los extremos de las vigas y en los puntos intermedios. La principal función de los diafragmas es dar rigidez torsional a la sección transversal del puente, ayudar a distribuir las cargas transversales (viento, sismo), y mantener la geometría de la sección.

Se apoyan en las vigas principales. Cuando están en los extremos de un puente, se les llama diafragmas externos y cuando están en el centro de la luz, se les llama diafragmas internos.

Para el diseño de los diafragmas se tomará en cuenta la sección 5.13.2.2 de las Normas AASTHO LRFD:

- a) Si la luz es mayor a 40 pies (12,19 metros), se deben colocar diafragmas en el punto medio o en los tercios de la luz.
- b) Serán colocados diafragmas en los extremos de las vigas T y de las vigas rectangulares, a menos que otros medios sean suministrados, para resistir cargas laterales y mantener la geometría de la sección.
- c) El ancho normal y mínimo para diafragmas interiores y exteriores será de 30 centímetros. Por la zona en la cual se encuentra ubicado el puente, se usará un recubrimiento mínimo de 5 centímetros, según tabla 5.12.3-1 del AASHTO LRFD.

- d) El alto del diafragma interior deberá ser $\frac{3}{4}$ de la altura de la viga principal y no menor que 50 centímetros.
- e) El alto del diafragma exterior deberá ser $\frac{1}{2}$ de la altura de la viga principal y no menor que 50 centímetros.

Diafragmas interiores:

La altura del diafragma interior deberá ser $\frac{3}{4}$ de la altura de la viga principal; se determina de la siguiente manera:

$$h_{diaf.int.} = \frac{3}{4} * h_{viga}$$

$$h_{diaf.int.} = \frac{3}{4} * 1,40$$

$$h_{diaf.int.} = 1,05 \text{ m}$$

Usar $h_{diaf.int.} = 1,00 \text{ m}$

La base no debe ser menor a 0,30 metros.

Usar $B = 0,30 \text{ m}$

Los diafragmas internos no soportan cargas, por lo que se diseñan con acero mínimo en ambas camas.

Acero de refuerzo

Refuerzo longitudinal:

Para el diseño del refuerzo longitudinal se tomará en cuenta lo indicado en el código ACI 318-05, específicamente en la sección 21.3.2.1, que considera lo siguiente:

- Cualquier sección de un elemento sometido a flexión, para el refuerzo tanto superior como inferior, debe colocarse área de acero mínima.
- La cuantía de refuerzo no debe de exceder 0,025
- Al menos dos barras deben disponerse en forma continua tanto en la parte superior como en la parte inferior.

Determinando el área de acero:

$$A_{s_{mín.}} = \frac{14,1}{f_y} * b * d$$

Datos:

$$f_y = 2\ 810 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$H = 100 \text{ cm}$$

$$rec. = 5 \text{ cm}$$

$$d = H - rec = 100 - 5 = 95 \text{ cm}$$

$$A_{s_{min.}} = \frac{14,1}{2810} * 30 * 95$$

$$A_{s_{min.}} = 14,30 \text{ cm}^2$$

Colocar 4 No.7 en cama superior e inferior.

Se debe de colocar acero intermedio (refuerzo adicional) cuando la separación entre la cama inferior y superior excede de 30 centímetros, necesitando 5,29 centímetros cuadrados de acero por cada metro de alto.

Refuerzo adicional:

$$A_{s_{refuerzo}} = 5,29 * 1$$

$$A_{s_{refuerzo}} = 5,29 \text{ cm}^2$$

Utilizar 4 No.4

Refuerzo a corte:

Para el diseño final del refuerzo transversal, se tomará lo indicado en el código ACI 318-05, específicamente en la sección 21.3.3, que considera lo siguiente:

Cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de $d/2$ en toda la longitud del elemento.

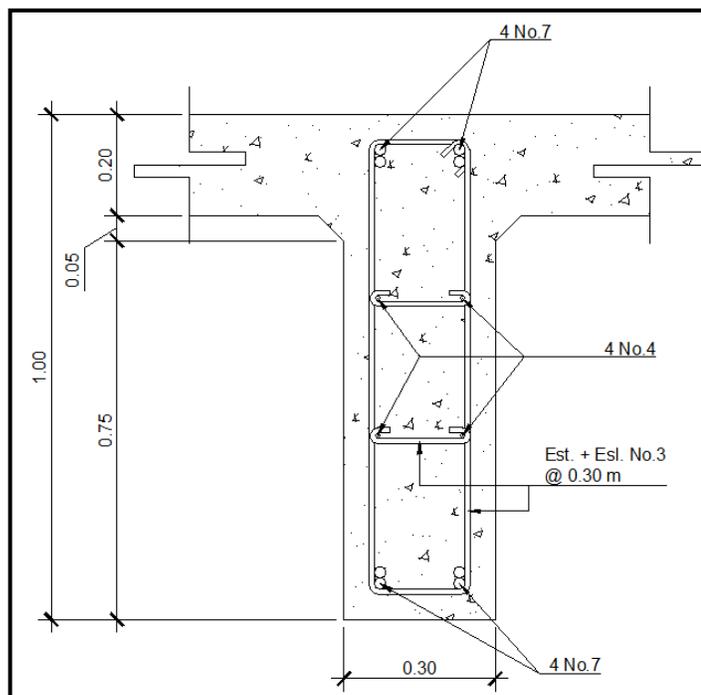
El refuerzo por corte también será el mínimo a espaciamiento máximo permitido, así:

$$S_{m\acute{a}x.} = \frac{d}{2} = \frac{0,95}{2} = 0,475 \text{ m}$$

Se colocarán estribos + eslabones No.3 @ 0.30 metros.

Ver armado de diafragma interior en figura 49.

Figura 49. **Sección de armado de diafragma interior**



Fuente: elaboración propia.

Diafragmas exteriores:

La altura del diafragma exterior deberá ser 1/2 de la altura de la viga principal; se determina de la siguiente manera:

$$h_{diaf.ext.} = \frac{1}{2} * h_{viga}$$

$$h_{diaf.ext.} = \frac{1}{2} * 1,40$$

$$h_{diaf.ext.} = 0,70 \text{ m}$$

Usar $h_{diaf.ext.} = 0,70 \text{ m}$

La base no debe ser menor a 0,30 metros.

Usar $B = 0,30 \text{ m}$

Los diafragmas exteriores no soportan cargas, por lo que se diseñan con acero mínimo en ambas caras.

Acero de refuerzo

Refuerzo longitudinal:

Para el diseño del refuerzo longitudinal se tomará en cuenta lo indicado en el código ACI 318-05, específicamente en la sección 21.3.2.1, que considera lo siguiente:

- Cualquier sección de un elemento sometido a flexión, para el refuerzo tanto superior como inferior, debe colocarse área de acero mínima.
- La cuantía de refuerzo no debe de exceder 0,025
- Al menos dos barras deben disponerse en forma continua tanto en la parte superior como en la parte inferior.

Determinando el área de acero:

$$A_{s_{mín.}} = \frac{14,1}{f_y} * b * d$$

Datos:

$$f_y = 2\ 810 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$H = 70 \text{ cm}$$

$$rec. = 5 \text{ cm}$$

$$d = H - rec = 70 - 5 = 65 \text{ cm}$$

$$A_{s_{mín.}} = \frac{14,1}{2\ 810} * 30 * 65$$

$$A_{s_{mín.}} = 9,78 \text{ cm}^2$$

Colocar 4 No.6 en cama superior e inferior.

Se debe de colocar acero intermedio (refuerzo adicional) cuando la separación entre la cama inferior y superior excede de 30 centímetros, necesitando 5,29 centímetros cuadrados de acero por cada metro de alto.

Refuerzo adicional:

$$A_{s_{refuerzo}} = 5,29 * 0,70$$

$$A_{s_{refuerzo}} = 3,70 \text{ cm}^2$$

Utilizar 2 No.5

Refuerzo a corte:

Para el diseño final del refuerzo transversal, se tomará lo indicado en el código ACI 318-05, específicamente en la sección 21.3.3, que considera lo siguiente:

Cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de $d/2$ en toda la longitud del elemento.

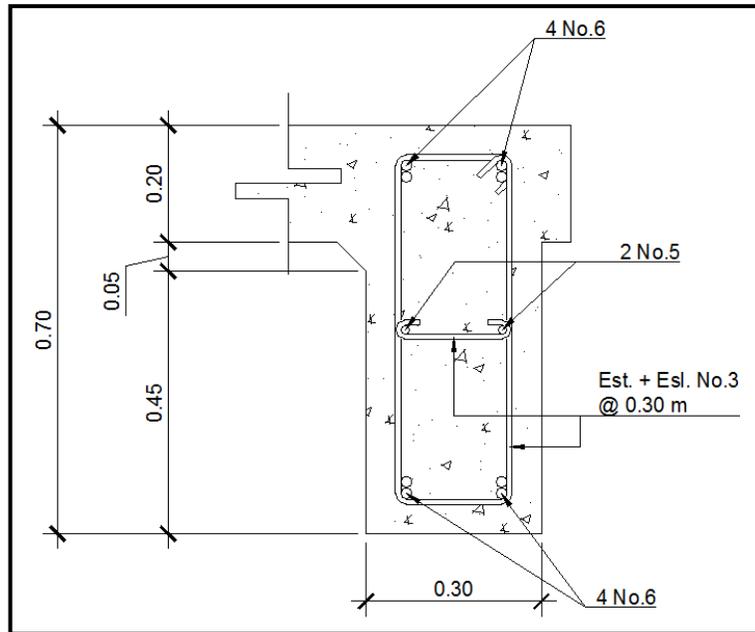
El refuerzo por corte también será el mínimo a espaciamiento máximo permitido, así:

$$S_{m\acute{a}x.} = \frac{d}{2} = \frac{0,65}{2} = 0,325 \text{ m}$$

Se colocarán estribos + eslabones No.3 @ 0.30 metros.

Ver armado de diafragma exterior en figura 50.

Figura 50. **Sección de armado de diafragma exterior**



Fuente: elaboración propia.

Tabla X. **Armado principal de diafragmas**

Armado	Diafragma interior		Diafragma exterior	
	Cantidad	No. de varilla	Cantidad	No. de varilla
Superior	4	7	4	6
Intermedio	4	4	2	5
Inferior	4	7	4	6

Fuente: elaboración propia.

2.12.3. Dispositivos básicos de transición y contención

De acuerdo a la consideración de los tipos de apoyos que tendrá el puente, se deberán disponer los elementos que constituyan la transición con la vía o carretera.

2.12.3.1. Cortinas

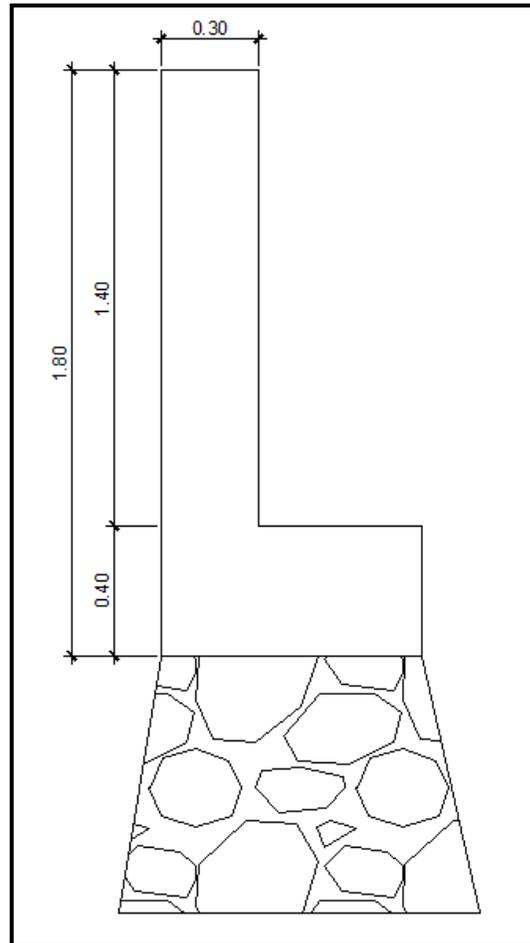
La cortina funciona como muro de contención para el relleno del abanico del puente en sentido longitudinal, se considera empotrada en la viga de apoyo y el alto depende de la viga principal del puente.

Para su diseño es necesario tomar en cuenta las reacciones de los extremos de cada viga y las presiones laterales siguientes:

- Sismo
- Fuerza longitudinal
- Presión del suelo + Presión debida a sobrecargas

La sección geométrica que tendrá la cortina y la viga de apoyo se muestran en la figura 51.

Figura 51. Dimensionamiento de la viga de apoyo y de la cortina



Fuente: elaboración propia.

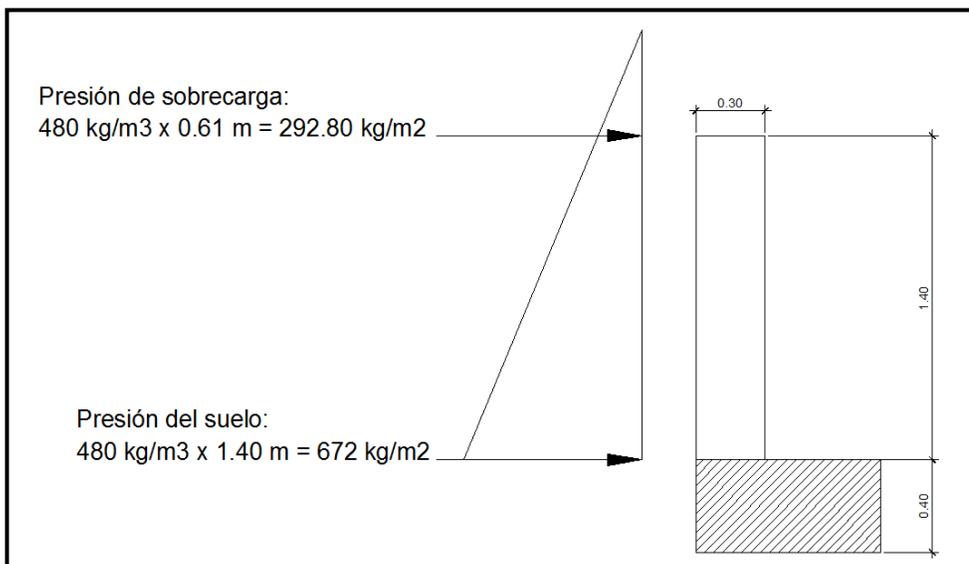
Cálculo del empuje de la cortina ($E_{sob} + E_s$):

Se debe considerar una sobrecarga del suelo del equivalente líquido de 2 pies de alto, con una presión de 480 kilogramos por metro cúbico.

El empuje de la cortina (E) se deberá calcular como el empuje de la sobrecarga calculado a 2 pies, más el empuje del suelo a lo alto de la cortina.

En el siguiente diagrama (ver figura 52) se determina la ubicación de los puntos de aplicación de las presiones que actúan sobre la cortina.

Figura 52. **Diagrama de presiones sobre la cortina**



Fuente: elaboración propia.

El empuje se deberá calcular como el empuje de la sobrecarga ($P_{Sob.}$) calculado a 2 pies a lo largo de todo el alto de la misma, más el empuje del suelo en la base (P_S) de la cortina al centro de la misma.

$$F = E_{Sob.} + E_S.$$

$$E_{Sob.} = P_{Sob.} * H$$

$$E_S = P_S * \frac{H}{2}$$

Donde:

F = Empuje sobre la cortina

$E_{Sob.}$ = Empuje de la sobrecarga

E_S = Empuje del suelo

H = Altura de la cortina

Determinando $E_{Sob.}$:

$$E_{Sob.} = 292,80 * 1,40$$

$$E_{Sob.} = 409,92 \text{ kg/m}$$

Determinando E_S :

$$E_S = 672 * \frac{1,40}{2}$$

$$E_S = 470,40 \text{ kg/m}$$

Empuje total sobre la cortina:

$$F = E_{Sob.} + E_S$$

$$F = 409,92 + 470,40$$

$$F = 880,32 \text{ kg/m}$$

Cálculo de momentos del empuje:

$$ME_{Sob.} = 409,92 * \frac{1,40}{2}$$

$$ME_{Sob.} = 286,94 \text{ kg} - m$$

$$ME_S = 470,40 * \frac{1,40}{3}$$

$$ME_S = 219,52 \text{ kg} - m$$

Cálculo de fuerza longitudinal (FL):

Esta fuerza es producida por las llantas del camión en el aproche del puente, la cual es transmitida por el mismo a la cortina. Debe ser un 5 por ciento de la carga viva y su centro de gravedad a 1,83 metros sobre la capa de rodadura.

La fuerza FL se calcula con la siguiente fórmula:

$$FL = \frac{0,05P}{2H}$$

Donde:

FL = Fuerza longitudinal

P = Peso del camión, que actúa a 6 pies (1,83 m) sobre la capa de rodadura, de manera que el brazo es $6'+H$

H = Altura de la cortina

$$FL = \frac{0,05 * 14\ 515}{2 * 1,40}$$

$$FL = 259,20 \frac{kg}{m} * 1\ m$$

$$FL = 259,20\ kg$$

El brazo es:

$$Brazo = 6' + H = 1,83 + 1,40 = 3,23\ m$$

Cálculo del momento longitudinal:

$$M_{FL} = 259,20 * 3,23$$

$$M_{FL} = 837,22\ kg - m$$

Cálculo de sismo (S):

Se deberá considerar un coeficiente del 12 por ciento por ser una zona de alto riesgo sísmico, la cual se debe aplicar al centro de la cortina. Se multiplicará el peso de la cortina para determinar la fuerza por sismo.

Determinando el peso de la cortina (W):

$$W = 1,40 * 0,3 * 2\ 400 * 1$$

$$W = 1\ 008\ kg$$

$$S = 12\%W$$

$$S = 0,12 * 1\ 008$$

$$S = 120,96\ kg$$

Para un metro de largo.

Brazo:

$$Brazo = \frac{H}{2} = \frac{1,40}{2} = 0,70\ m$$

Cálculo del momento que produce el sismo:

$$M_s = 120,96 * 0,70$$

$$M_s = 84,67\ kg - m$$

Cálculo de momentos finales:

Para la combinación de cargas se utilizarán las siguientes ecuaciones propuestas por las Normas AASHTO debiéndose aplicar la más crítica de ellas. Para el cálculo del momento de diseño se utilizan los resultados obtenidos anteriormente (MEsob, MEs, MFL, y MS).

Ecuación No.1:

$$M = 1,3(ME_{Sob.} + ME_S + FL)$$

$$M = 1,3(286,94 + 219,52 + 837,22)$$

$$M = 1\,746,78 \text{ kg} - m$$

Ecuación No.2:

$$M = 1,3(ME_{Sob.} + ME_S + S)$$

$$M = 1,3(286,94 + 219,52 + 84,67)$$

$$M = 768,47 \text{ kg} - m$$

Para el cálculo del refuerzo se toma el momento máximo (ecuación No.1), por ser el más crítico, siendo este de 1 746,78 kilogramos metro.

Cálculo del área de acero:

$$A_s = \frac{0,85f'_c b d}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_{m\acute{a}x.}}{0,85\phi f'_c b d^2}} \right)$$

Datos para el cálculo del refuerzo:

$$M = 1\,746,78 \text{ kg-m} = 174\,678 \text{ kg-cm}$$

$$f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 2\,810 \text{ kg/cm}^2$$

$$H = 30 \text{ cm}$$

$$b = 140 \text{ cm}$$

$$Rec = 5 \text{ cm}$$

$$d = 25 \text{ cm}$$

$\phi = 0,9$ para elementos sometidos a flexión

$$A_s = \frac{0,85 * 281 * 140 * 25}{2\,810} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 174\,678}{0,85 * 0,9 * 281 * 140 * 25^2}} \right)$$

$$A_s = 2,78 \text{ cm}^2$$

Se chequea que cumpla con el requerimiento de acero mínimo:

$$A_{s\text{mín.}} = \frac{14,1}{f_y} * b * d$$

$$A_{s\text{mín.}} = \frac{14,1}{2\,810} * 140 * 25$$

$$A_{s\text{mín.}} = 17,56 \text{ cm}^2$$

El área de acero calculado es menor que el requerimiento de acero mínimo, por lo que se utiliza este último.

Usar:

$$A_{s\text{mín.}} = 17,56 \text{ cm}^2$$

Utilizar 4 varillas No.5 + 4 varillas No.6

Refuerzo a corte:

Para encontrar el valor de esfuerzo cortante máximo se utilizarán las siguientes ecuaciones propuestas por las Normas AASHTO, debiéndose utilizar la más crítica de ellas.

Ecuación No.3:

$$V = 1,3(E + FL)$$

$$V = 1,3(880,32 + 259,20)$$

$$V = 1\ 481,38\ kg$$

Ecuación No.4:

$$V = 1,3(E + S)$$

$$V = 1,3(880,32 + 120,96)$$

$$V = 1\ 301,66\ kg$$

Se toma el corte mayor de los dos anteriores, siendo éste de 1 481,38 kilogramos.

$$V_c = 0,53 * 0,85 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_c = 0,53 * 0,85 * \sqrt{281} * 140 * 25$$

$$V_c = 26\,431,15 \text{ kg}$$

$$V_n = \frac{V_U}{0,85}$$

$$V_n = \frac{1\,481,38}{0,85}$$

$$V_n = 1\,742,80 \text{ kg}$$

$$S = \frac{A_V * f_y * d}{(V_n - V_c)}$$

$$A_V = 2(\text{Área de varilla No.3}) = 2(0,713) = 1,426 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{1,426 * 2\,810 * 25}{(1\,742,80 - 26\,431,15)}$$

$$S = -4,06 \text{ cm}$$

El valor del espaciamiento resulta ser negativo ya que el concreto absorbe todo el esfuerzo a corte siendo $V_c > V_n$, entonces se debe de colocar el espaciamiento máximo permitido.

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{d}{2} = \frac{25}{2}$$

$$S_{m\acute{a}x} = 12,5 \text{ cm}$$

Utilizar estribos No.3 @ 0,15 metros.

2.12.3.2. Viga de apoyo

Este elemento de la subestructura es sobre el cual estarán apoyadas las vigas principales. La viga de apoyo no se ve sometida a esfuerzos de flexión y únicamente se diseña por aplastamiento, siendo en este caso el refuerzo por corte el refuerzo principal y el refuerzo longitudinal se calcula con el requerimiento de acero mínimo.

Para dimensionar la viga de apoyo se toman los siguientes criterios:

Base = X + ancho de cortina

$X = 2$ centímetros por cada metro de longitud del puente

$X = 2 * 21,40 = 42,80$ cms

Se escoge $X = 50$ cms

Base = 50 cms + 30 cms

Base = 80 cms

Altura = 40 centímetros como mínimo

Altura escogida = 40 cms

El largo de la viga de apoyo será de $4,87$ metros.

Carga muerta:

La carga muerta se debe a todo el peso de la estructura y que ya fue calculada anteriormente.

$$\begin{aligned} \text{Carga total distribuida} &= 1,09[1,25(432 + 88,08 + 2\,337,60 + 4\,704 + 123,14) \\ &\quad + 82,60) + 1,50(320,25)] \end{aligned}$$

$$\text{Carga total distribuida} = 11\,106,72 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga total} = \text{Carga total distribuida} * L$$

$$\text{Carga total} = 11\,106,72 * 21,40$$

$$\text{Carga total} = 237\,683,81 \text{ kg}$$

$$\text{Carga muerta para cada viga de apoyo} = \frac{\text{Carga total}}{2}$$

$$\text{Carga muerta para cada viga de apoyo} = \frac{237\,683,81}{2}$$

$$\text{Carga muerta para cada viga de apoyo} = 118\,841,90 \text{ kg}$$

Ahora se calcula la carga muerta distribuida a lo largo de la viga de apoyo:

$$CM_{VA} = \frac{\text{Carga muerta para cada viga de apoyo}}{L_{\text{viga de apoyo}}}$$

$$CM_{VA} = \frac{118\,841,90}{4,87}$$

$$CM_{VA} = 24\,402,86 \text{ kg/m}$$

Se le debe sumar la carga muerta de la cortina:

$$CM_{\text{cortina}} = 0,3 * 1,4 * 2\,400$$

$$CM_{\text{cortina}} = 1\,008 \text{ kg/m}$$

$$CM_{Total} = CM_{VA} + CM_{cortina}$$

$$CM_{Total} = 24\,402,86 + 1\,008$$

$$CM_{Total} = 25\,410,86 \text{ kg/m}$$

Carga viva:

$$CV = \text{Carga de eje más pesado del camión}$$

$$CV = 14\,515,20 \text{ kg}$$

Se calcula la carga viva distribuida a lo largo de la viga de apoyo:

$$CV = \frac{\text{Carga de eje más pesado del camión}}{L_{\text{viga de apoyo}}}$$

$$CV = \frac{14\,515,20}{4,87}$$

$$CV = 2\,980,53 \text{ kg/m}$$

Se le deben aplicar sus factores de carga para obtener CV_{Total} :

$$CV_{Total} = 1,09[1,75(CV)]$$

$$CV_{Total} = 1,09[1,75(2\,980,53)]$$

$$CV_{Total} = 5\,685,36 \text{ kg/m}$$

Carga última:

$$C_U = CM_{Total} + CV_{Total}$$

$$C_U = 25\,410,86 + 5\,685,36$$

$$C_U = 31\,096,22 \text{ kg/m}$$

La carga última para un metro de largo es igual a 31 096,22 kilogramos.

Refuerzo por corte:

Datos:

$$b = 80 \text{ cm}$$

$$rec. = 5 \text{ cm}$$

$$H = 40 \text{ cm}$$

$$d = H - rec. = 35 \text{ cm}$$

$$f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 2\,810 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_c = 0,53\sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_c = 0,53\sqrt{281} * 80 * 35$$

$$V_c = 24\,876,37 \text{ kg}$$

$$V_n = \frac{V_U}{0,85}$$

$$V_n = \frac{31\,096,22}{0,85}$$

$$V_n = 36\,583,79 \text{ kg}$$

$$S = \frac{A_V * f_y * d}{V_n - V_c}$$

$A_V = 2(\text{Área de varilla No.3})$

$$A_V = 2(0,713) = 1,426 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{1,426 * 2\,810 * 35}{36\,583,79 - 24\,876,37}$$

$$S = 11,98 \text{ cm}$$

Determinando el espaciamiento máximo:

$$S_{m\acute{a}x.} = \frac{d}{2}$$

$$S_{m\acute{a}x.} = \frac{35}{2}$$

$$S_{m\acute{a}x.} = 17,50 \text{ cm}$$

El espaciamiento encontrado es menor al espaciamiento máximo permitido por lo que se utiliza un espaciamiento de 15 centímetros.

Utilizar estribos No.3 @ 0,15 metros.

Refuerzo longitudinal:

Datos:

$$b = 80 \text{ cm}$$

$$rec. = 5 \text{ cm}$$

$$d = 35 \text{ cm}$$

$$f_y = 2\,810 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{S\text{mín.}} = \frac{14,1 * b * d}{f_y}$$

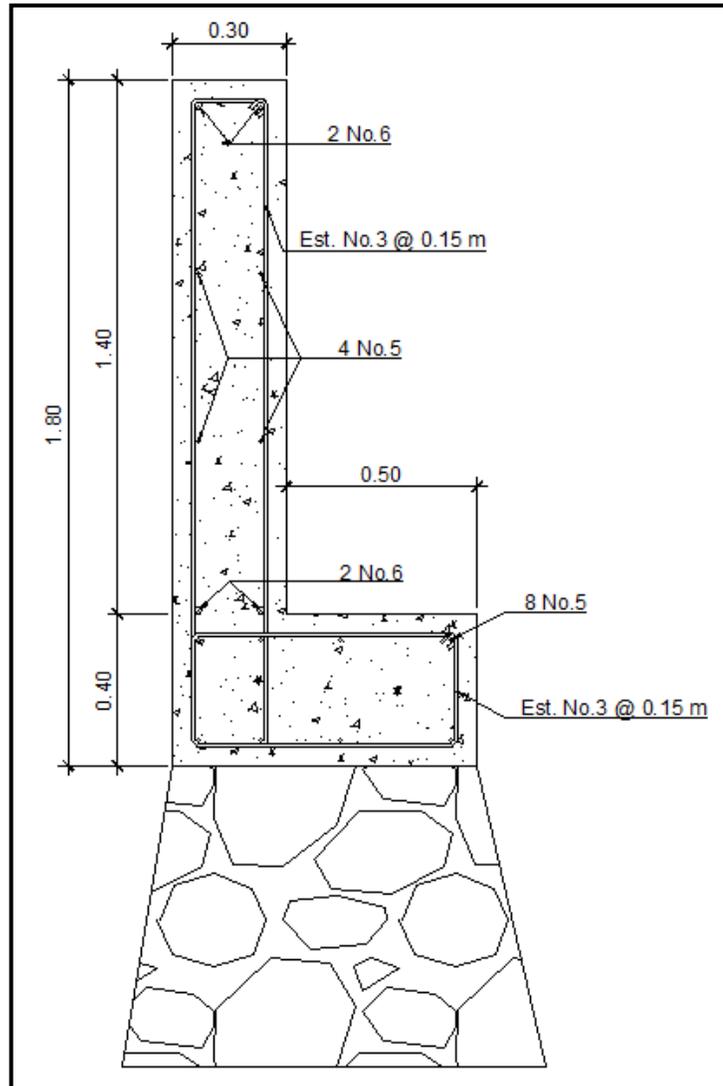
$$A_{S\text{mín.}} = \frac{14,1 * 80 * 35}{2\,810}$$

$$A_{S\text{mín.}} = 14,05 \text{ cm}^2$$

Utilizar 8 varillas No.5.

El armado de la cortina y de la viga de apoyo se muestra en la figura 53:

Figura 53. Armado de cortina y viga de apoyo



Fuente: elaboración propia.

2.12.3.3. Diseño de neopreno

Una de las funciones de la plancha de neopreno es amortiguar el efecto de las cargas de impacto, así como la de darle la suficiente libertad de movimiento a las vigas.

Algunas ventajas de utilizar neopreno:

- Una ventaja muy importante del apoyo de neopreno es su efectividad como medio para la transferencia de la carga.
- Necesita menos conservación que cualquier otro elemento del puente.

El neopreno actualmente se usa para apoyos de puentes por dos razones importantes: tiene las propiedades físicas que se requieren y es altamente resistente al deterioro debido al intemperismo.

El material especificado utilizado en los neoprenos, deberá tener adecuada durabilidad y capacidad para soportar las variaciones de temperatura.

Los apoyos del puente serán de neopreno de dureza Shore 60.

Cálculo de los apoyos de neopreno.

Conceptos:

Q = Carga gravitatoria (kg)

P_g = Peso propio: tablero, vigas principales, riostras, etc. (kg)

P_q = Sobrecarga: Camión de diseño, sobrecarga en veredas, etc. (kg)

V = Reacción en cada viga (kg/apoyo)
 n_v = Número de vigas (adimensional)
 B = Base del neopreno (cm)
 w = Ancho del neopreno (cm)
 t = Espesor del neopreno (cm)
 σ = Tensión de compresión del neopreno (kg/cm²)
 L = Luz de cálculo (m)
 α = Coeficiente de dilatación del hormigón (cm/m)
 Δt = Cambio de temperatura (°C)
 F_1 = Fuerza de frenado por acciones mecánicas (kg)
 F_2 = Fuerza de frenado por acciones no mecánicas (kg)
 F = Fuerza de frenado total (kg)
 ΔL = Corrimiento máximo total (cm)
 ΔL_1 = Corrimiento máximo por variación de temperatura (cm)
 ΔL_2 = Corrimiento máximo por fuerza de frenado (cm)
 G_0 = Dureza del neopreno (kg/cm²)
 γ = Ángulo del corrimiento (°)
 T = Factor de forma (adimensional)
 K = Carga unitaria (kg/cm²)
 Δ = Deformación del espesor (cm)
 δ = Corrimiento admisible sin deslizamiento (adimensional)
 X = Factor que depende de la temperatura mínima (adimensional)

Calculando las cargas gravitatorias (Q) del tablero:

$$Q = P_g + P_q$$

Donde:

$$P_g = 262\,805,91 \text{ kg}$$

$$P_q = 18\,144 \text{ kg}$$

$$Q = 262\,805,91 + 18\,144$$

$$Q = 280\,949,91 \text{ kg}$$

Calculando las reacciones (V) de las vigas:

$$V = \frac{Q}{n_v * 2}$$

Donde:

$$n_v = 2$$

$$V = \frac{280\,949,91}{2 * 2}$$

$$V = 70\,237,48 \text{ kg}$$

Dimensionando la base (B) del neopreno:

$$B_{m\acute{a}x.} = \text{ancho de viga} - 2cm$$

$$B_{m\acute{a}x.} = 70 - 2$$

$$B_{m\acute{a}x.} = 68 \text{ cm}$$

Se propone una base de 60 cm.

Proponer el ancho (w) del neopreno:

$$w = 15 \text{ cm } \acute{o} \ w < B$$

$$w < B$$

$$w < 60 \text{ cm}$$

Asumir $w = 35$ cm.

Proponer el espesor (t) del neopreno:

$$1 \text{ cm} \leq t \leq \frac{w}{5}$$

$$1 \text{ cm} \leq t \leq \frac{35}{5}$$

$$1 \text{ cm} \leq t \leq 7$$

Utilizar un $t = 7$ cm.

Calculando la tensi3n de compresi3n del neopreno (σ):

$$\sigma = \frac{V}{w * B}$$

$$\sigma = \frac{70\,237,48}{35 * 60}$$

$$\sigma = 33,45 \text{ kg/cm}^2$$

Determinando el corrimiento máximo por temperatura (ΔL_1):

$$\Delta L_1 = \frac{L}{2} * \alpha * \Delta t$$

Donde:

$$L = 21,40 \text{ m}$$

$$\alpha = 2 \times 10^{-3}$$

$$\Delta t = 33^\circ \text{C}$$

$$\Delta L_1 = \frac{21,40}{2} * 2 \times 10^{-3} * 33$$

$$\Delta L_1 = 0,71 \text{ cm}$$

Calculando el corrimiento máximo por fuerzas de frenado (ΔL_2):

Fuerza No.1:

$$F_1 = 0,15 * \text{carga de vehículo} * \text{No. de carriles}$$

$$F_1 = 0,15 * 18,144 * 1$$

$$F_1 = 2\,721,60 \text{ kg}$$

Fuerza No.2:

$$F_2 = \left(\frac{1}{25}\right) * \text{carga peatonal} * \text{nueva calzada}$$

$$F_2 = \left(\frac{1}{25}\right) * 366,98 * (21,40 * 4,87)$$

$$F_2 = 1\,529,84 \text{ kg}$$

Fuerza total:

$$F = F_1 + F_2$$

$$F = 2\,721,60 + 1\,529,84$$

$$F = 4\,251,44 \text{ kg}$$

Calculando el corrimiento:

$$\Delta L_2 = \frac{F * t}{G_0 * B * w}$$

Donde:

$$G_0 = 11 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta L_2 = \frac{4\,251,44 * 7}{11 * 60 * 35}$$

$$\Delta L_2 = 1,29 \text{ cm}$$

Determinando el corrimiento máximo total (ΔL):

$$\Delta L = \Delta L_1 + \Delta L_2$$

$$\Delta L = 0,71 + 1,29$$

$$\Delta L = 2,00 \text{ cm}$$

Verificar que:

$$\Delta L \leq 0,5t$$

$$\Delta L \leq 0,5(7)$$

$$\Delta L \leq 3,5$$

$$2,00 \leq 3,5 \text{ ok}$$

Deformación del espesor:

La deformación del espesor del neopreno depende de la dureza del material, la carga unitaria y del factor de forma.

Calculando el factor de forma (T):

$$T = \frac{w * B}{2(w + B)t}$$

$$T = \frac{35 * 60}{2(35 + 60)7}$$

$$T = 1,58$$

Calculando la carga unitaria (K):

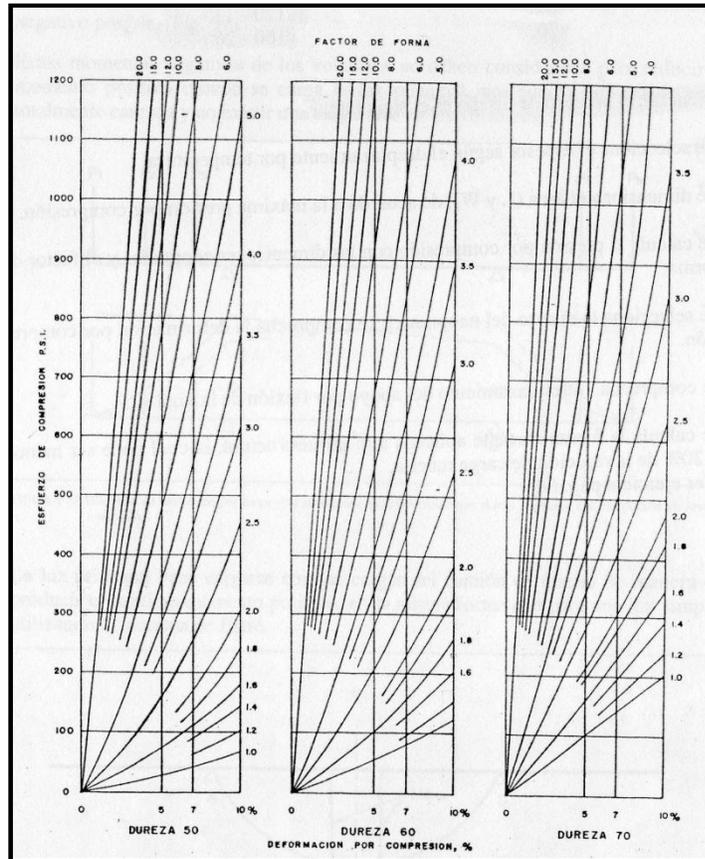
$$K = \frac{V}{w * B}$$

$$K = \frac{70\ 237,48}{35 * 60}$$

$$K = 33,45\text{ kg/cm}^2$$

Por tablas se determina la deformación del espesor (Δ) como se muestra en la figura 54.

Figura 54. Esfuerzo de compresión versus deformación por compresión



Fuente: HERRERA, Jerónimo. Puentes. p. 131.

$$\Delta = 18\% = 0,18$$

Verificando que cumpla con la condición:

$$\Delta \leq 15\%t$$

$$\Delta \leq 0,15t$$

$$\Delta \leq 0,15 * 7$$

$$\Delta \leq 1,05$$

$$0,18 \leq 1,05 \text{ ok}$$

Calculando el corrimiento admisible sin deslizamiento (δ) que soporta el apoyo:

$$\delta = 0,2 * \frac{P_g * t}{B * w} * \frac{X}{G_0}$$

Donde X es un factor que depende de la temperatura mínima.

$$\delta = 0,2 * \frac{65\,701,48 * 7}{60 * 35} * \frac{1,9}{11}$$

$$\delta = 7,57$$

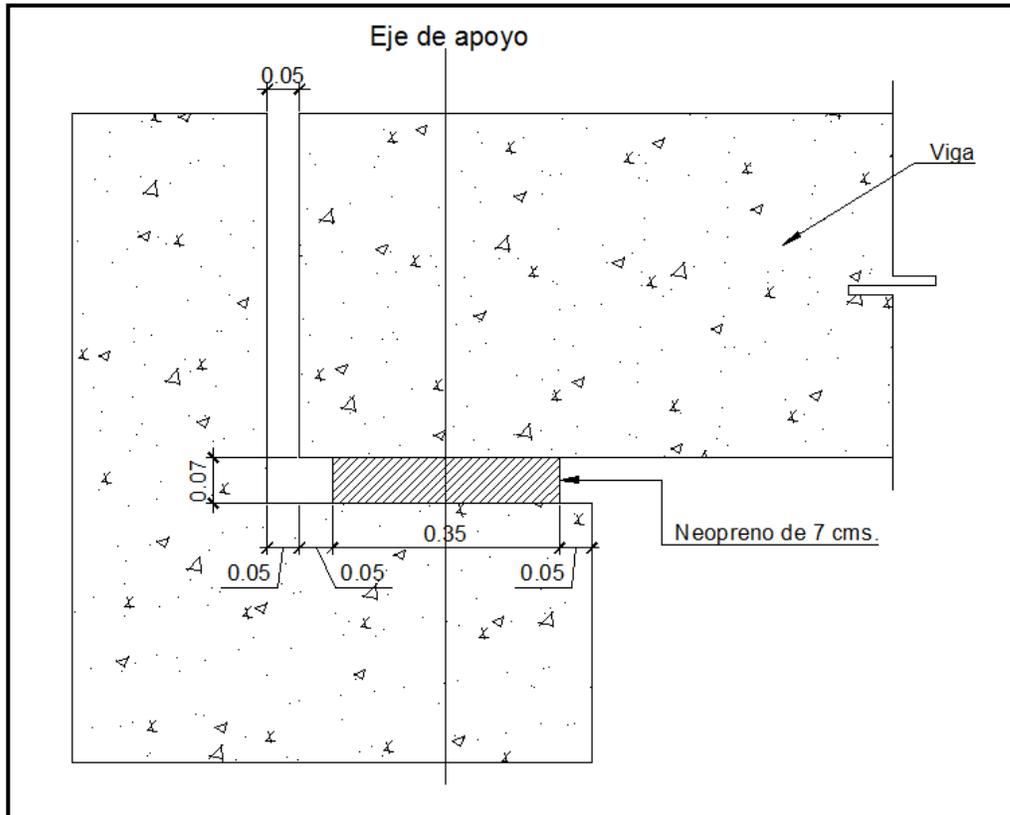
Verificando que $\delta > \Delta L$:

$$\delta > \Delta L$$

$$7,57 > 2,00 \text{ ok}$$

En la figura 55 se pueden observar los detalles de los apoyos de neopreno.

Figura 55. **Detalle de apoyos de neopreno**



Fuente: elaboración propia.

2.12.4. Subestructura

Es la estructura inferior de un puente, la cual sirve de apoyo a la superestructura (estructura superior) y transmite a la cimentación todas las cargas que obran sobre el puente.

2.12.4.1. Diseño de estribos

Un estribo es la parte de un puente destinada a soportar el peso del tablero.

Son componentes de la subestructura que sirven como apoyos de los extremos de la superestructura y como elementos de contención y estabilización de los terraplenes de acceso.

Su función es la siguiente:

- Transmitir el peso a los cimientos
- Mantener la disposición de la tierra
- Unir la estructura a las vías de acceso

Los estribos serán dimensionados considerando la función de servir como transición entre el puente y la vía de tránsito principal.

Los estribos ligeros serán usados en puentes de dimensiones comunes; los estribos de gran magnitud serán usados en puentes de luces relativamente grandes, que transmiten grandes fuerzas horizontales o con terraplenes altos.

A continuación se mencionan algunas consideraciones en los estribos:

- Los estribos deben ser diseñados para la capacidad soporte establecida, según el estudio de suelos y a la profundidad definida.
- Se debe evitar la explotación de los bancos de materiales circundantes a las riberas del río para evitar futuras y posibles socavaciones.
- Deberá proporcionarse un adecuado drenaje a los estribos para evitar presiones nocivas a la estructura.

Para el diseño del puente se utilizarán estribos de gravedad fabricados con concreto ciclópeo, ya que este tipo de estribo resulta ser económico y el análisis del mismo es más simple que el de cualquier otro tipo.

Cuando la altura del estribo es mayor a 6 metros se debe de considerar el tipo de estribos a utilizar. Esta indicación de altura no significa una restricción, el ingeniero puede proponer la solución apropiada de acuerdo a los resultados de los análisis estructurales y económicos.

Para el análisis de los estribos se deben verificar como mínimo tres condiciones:

Estabilidad de la estructura al volcamiento:

$$\frac{ME}{MV} > 1,5$$

Estabilidad de la estructura al deslizamiento:

$$0,5 \frac{W}{E} > 1,5$$

Esfuerzos en el terreno menores o iguales que los esfuerzos admisibles del terreno:

$$P = \frac{WE}{A} \left[1 \mp \left(\frac{6e}{b} \right) \right] \leq V_s$$

Donde:

ME = Momento estabilizante

MV = Momento de volteo

W = Fuerzas horizontales

E = Fuerza resistente

e = Excentricidad

V_s = Valor soporte del suelo

Estas tres consideraciones se deben realizar para tres tipos de carga:

- Muro solo
- Muro con superestructura y carga viva
- Muro por sismo sin carga viva

Se tienen los siguientes datos:

Base (b) = 4,50 m

Peso de concreto armado = 2 400 kg/m³

Peso de concreto ciclópeo = 2 700 kg/m³

Equivalente líquido = 480 kg/m³

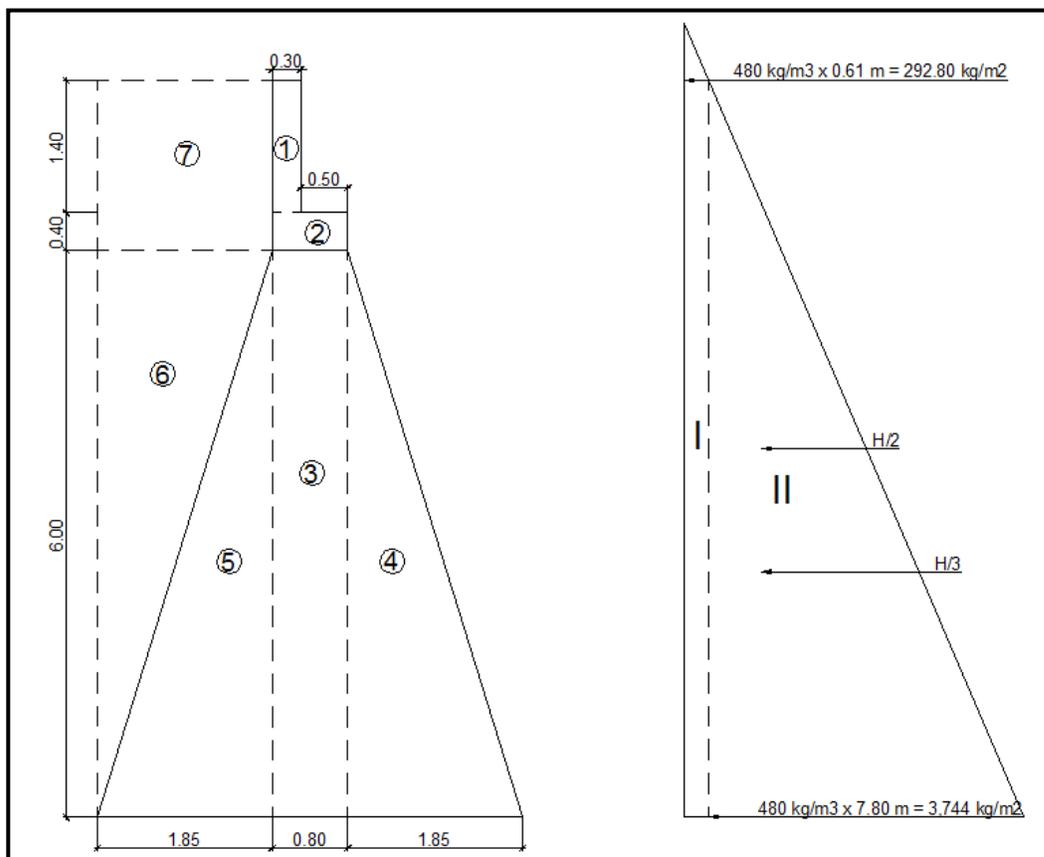
Altura de sobrecarga de relleno = 0.61 m

Peso del suelo = 1 450 kg/m³

Valor soporte = 36 690 kg/m²

En la figura 56 se representa la división geométrica del muro y el diagrama de presiones.

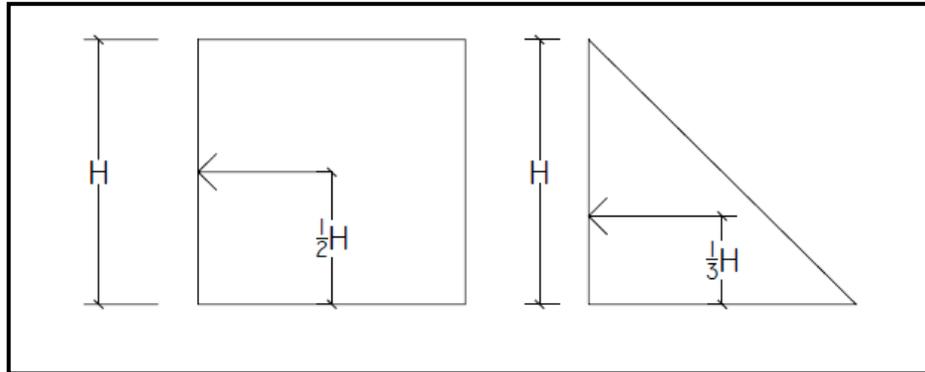
Figura 56. **Geometría y diagrama de presiones en los estribos**



Fuente: elaboración propia.

Para las diferentes figuras que se forman, las cargas tienen un punto de aplicación como se muestra en la siguiente figura 57:

Figura 57. **Brazo de aplicación de cargas**



Fuente: elaboración propia.

Momentos:

El análisis se hace para un metro de longitud en sentido transversal del puente.

Momento de volteo (MV), ver tabla XI:

Presión

$$E_I = 480 * H_{sobre\ carga} = 480 * 0,61 * 1 = 292,80\ kg/m$$

$$E_{II} = 480 * H_{total} = 480 * 7,80 * 1 = 3\ 744\ kg/m$$

Tabla XI. **Momento de volteo**

Sección	Altura (m)	Presión (kg/m ²)	Empuje (kg)	Brazo (m)	Momento (kg-m)
I	7,80	292,80	2 283,84	3,90	8 906,98
II	3,90	3 744,00	14 601,60	2,60	37 964,16
		WV	16 885,44	MV	46 871,14

Fuente: elaboración propia.

Momento estabilizante (ME), ver tabla XII:

Tabla XII. **Momento estabilizante**

Sección	Dimensiones (m)		Área (m ²)	Pe (kg/m ³)	WE (kg)	Brazo (m)	Momento (kg-m)
1	0,30	1,40	0,42	2 400,00	1 008,00	2,50	2 520,00
2	0,80	0,40	0,32	2 400,00	768,00	2,25	1 728,00
3	0,80	6,00	4,80	2 700,00	12 960,00	2,25	29 160,00
4	1,85	6,00	5,55	2 700,00	14 985,00	1,23	18 431,55
5	1,85	6,00	5,55	2 700,00	14 985,00	3,27	49 000,95
6	1,85	6,00	5,55	1 450,00	8 047,50	3,88	31 224,30
7	1,85	1,80	3,33	1 450,00	4 828,50	3,58	17 286,03
				WE	57 582,00	ME	149 350,83

Fuente: elaboración propia.

Chequeo del estribo sin superestructura:

Estabilidad de la estructura al volcamiento.

$$\frac{ME}{MV} > 1,5$$

$$\frac{149\,350,83}{46\,871,14} > 1,5$$

$$3,19 > 1,5 \text{ ok}$$

Estabilidad de la estructura al deslizamiento.

$$0,5 \frac{WE}{WV} > 1,5$$

$$0,5 \frac{57\,582}{16\,885,44} > 1,5$$

$$3,41 > 1,5 \text{ ok}$$

Esfuerzos en el terreno menores o iguales que los admisibles del terreno:

Para realizar este análisis debemos de determinar la excentricidad que existe y que es la distancia del centro del estribo al punto en que la resultante de las fuerzas que actúan se intersectan.

Un estribo se puede dimensionar de tal forma que la resultante de su propio peso y el empuje de tierras se intersecte con la base a distancias iguales de cada lado.

Es importante tomar en cuenta el principio del tercio medio. Cuando la resultante de las cargas se intersecta con la base a una distancia determinada desde el borde de la base (a), una parte del terreno está sometida a esfuerzos de compresión; la distancia a la que ocurre esto es igual a 3*a.

Donde:

a = Distancia a la que se intersecta la resultante de la carga con la base

Se determina con la siguiente ecuación:

$$a = \frac{ME - MV}{WE}$$

$$a = \frac{149\,350,83 - 46\,871,14}{57\,582} = 1,78\,m$$

Se debe cumplir que $3 \cdot a > b$ (b = ancho de la base), para que no existan presiones negativas.

$$3a = 3 \cdot 1,78$$

$$3a = 5,34\,m$$

$$5,34\,m > 4,50\,m \text{ ok}$$

Excentricidad:

Distancia del centro del estribo al punto en que la resultante de las fuerzas que actúan se intersectan.

$$e = \frac{b}{2} - a$$

$$e = \frac{4,50}{2} - 1,78$$

$$e = 0,47 \text{ m}$$

Las presiones se verifican de la siguiente forma:

$$P = \frac{WE}{A} \left[1 \pm \left(\frac{6e}{b} \right) \right] \leq V_s$$

Donde:

WE = Peso de la estructura

A = Área de la base

e = Excentricidad

b = Base

$$P_{m\acute{a}x.} = \frac{57\,582,00}{(4,50 * 1)} \left[1 + \left(\frac{6(0,47)}{4,50} \right) \right] \leq V_s$$

$$P_{m\acute{a}x.} = 20\,814,83 \text{ kg/m}^2 < 36\,690 \text{ kg/m}^2 \text{ ok}$$

$$P_{m\acute{i}n.} = \frac{57\,582,00}{(4,50 * 1)} \left[1 - \left(\frac{6(0,47)}{4,50} \right) \right] \leq V_s$$

$$P_{m\acute{i}n.} = 4\,777,17 \text{ kg/m}^2 < 36\,690 \text{ kg/m}^2 \text{ ok}$$

Chequeo del estribo con superestructura y carga viva:

Se convierte la carga viva y muerta de la superestructura en carga distribuida dividiéndola por la longitud de la viga de apoyo, que es igual a 4,87 metros para calcular por un metro de largo del estribo.

$$W_2 = \frac{14\,515 + 86\,576,59}{4,87}$$

$$W_2 = 20\,758,03 \text{ kg}$$

Brazo = Base de estribo / 2

$$\text{Brazo} = 4,50 / 2 = 2,25 \text{ m}$$

Momento estabilizante:

$$ME_2 = W_2 * \text{Brazo}$$

$$ME_2 = 20\,758,03 * 2,25$$

$$ME_2 = 46,705,57 \text{ kg} - m$$

$$ME_{total2} = ME_2 + ME$$

$$ME_{total2} = 46,705,57 + 149\,350,83$$

$$ME_{total2} = 196\,056,40 \text{ kg} - m$$

Volteo:

$$V = \frac{ME_{total2}}{MV}$$

$$V = \frac{196\,056,40}{46\,871,14}$$

$$V = 4,18 > 1,5 \text{ ok}$$

Deslizamiento:

$$D = 0,5 \left(\frac{W_2 + WE}{WV} \right)$$

$$D = 0,5 \left(\frac{20\,758,03 + 57\,582}{16\,885,44} \right)$$

$$D = 2,32 > 1,5 \text{ ok}$$

Presiones:

$$a = \frac{ME_{total2} - MV}{W_2 + WE}$$

$$a = \frac{196\,056,40 - 46\,871,14}{20\,758,03 + 57\,582}$$

$$a = 1,90 \text{ m}$$

$$3a = 3 * 1,90 = 5,70 \text{ m}$$

$$5,70 \text{ m} > 4,50 \text{ m} \text{ ok}$$

$$e = \frac{b}{2} - a$$

$$e = \frac{4,50}{2} - 1,90$$

$$e = 0,35 \text{ m}$$

$$P = \frac{WE + W_2}{A} \left[1 \pm \left(\frac{6e}{b} \right) \right] \leq V_s$$

$$P_{\text{máx.}} = \frac{57\,582 + 20\,758,03}{(4,50 * 1)} \left[1 + \left(\frac{6(0,35)}{4,50} \right) \right] \leq V_s$$

$$P_{\text{máx.}} = 25\,533,05 \text{ kg/m}^2 < 36\,690 \text{ kg/m}^2 \text{ ok}$$

$$P_{\text{mín.}} = \frac{57\,582 + 20\,758,03}{(4,50 * 1)} \left[1 - \left(\frac{6(0,35)}{4,50} \right) \right] \leq V_s$$

$$P_{\text{mín.}} = 9\,284,74 \text{ kg/m}^2 < 36\,690 \text{ kg/m}^2 \text{ ok}$$

Chequeo del estribo por efectos de sismo sin carga viva:

$$W_{\text{subestructura}} = 57\,582 \text{ kg}$$

$$W_{\text{superestructura(en 1 m sentido transversal)}} = \frac{86\,576,59}{4,87} = 17\,777,53 \text{ kg}$$

$$W_{\text{total3}} = W_{\text{subestructura}} + W_{\text{superestructura}}$$

$$W_{\text{total3}} = 57\,582 + 17\,777,53 = 75\,359,53 \text{ kg}$$

$$\text{Brazo}_3 = \frac{\text{base}}{2} = \frac{4,50}{2} = 2,25 \text{ m}$$

Momento estabilizante:

$$ME_3 = W_{\text{superestructura}} * \text{Brazo}_3$$

$$ME_3 = 17\,777,53 * 2,25 = 39\,999,44 \text{ kg} - m$$

$$ME_{total3} = ME_3 + ME$$

$$ME_{total3} = 39\,999,44 + 149\,350,83$$

$$ME_{total3} = 189\,350,27 \text{ kg} - m$$

Fuerza horizontal:

$$FH = 1,08 * WV + 0,08 * W_{total3}$$

$$FH = 1,08 * 16\,885,44 + 0,08 * 75\,359,53$$

$$FH = 24\,265,04 \text{ kg}$$

Momento de volteo:

El momento de volteo se encuentra utilizando las fuerzas que actúan en el sentido longitudinal (ver tabla XIII).

Tabla XIII. **Momento de volteo por sismo**

Sección	Dimensiones (m)		Área (m ²)	Pe (kg/m ³)	WE (kg)	Brazo (m)	Momento (kg-m)
1	0,30	1,40	0,42	2 400,00	1 008,00	7,10	7 156,80
2	0,80	0,40	0,32	2 400,00	768,00	6,20	4 761,60
3	0,80	6,00	4,80	2 700,00	12 960,00	3,00	38 880,00
4	1,85	6,00	5,55	2 700,00	14 985,00	2,00	29 970,00
5	1,85	6,00	5,55	2 700,00	14 985,00	2,00	29 970,00
6	1,85	6,00	5,55	1 450,00	8 047,50	4,00	32 190,00
7	1,85	1,80	3,33	1 450,00	4 828,50	6,90	33 316,65
WE					57 582,00	ME	176 245,05

Fuente: elaboración propia.

$$MS = 0,08 * MV_3 = 0,08 * 176\ 245,05 = 14\ 099,60\ kg - m$$

$$MV_3 = 1,08 * MV + 0,08 * W_{superestructura} * h'$$

$$h' = H - h_{cortina} = 7,80 - 1,40$$

$$h' = 6,40\ m$$

$$MV_3 = 1,08 * 46\ 871,14 + 0,08 * 17\ 777,53 * 6,40$$

$$MV_3 = 59\ 722,93\ kg - m$$

$$MV_{3total} = MS + MV_3$$

$$MV_{3total} = 14\ 099,60 + 59\ 722,93$$

$$MV_{3total} = 73\,822,53 \text{ kg} - m$$

Volteo:

$$V = \frac{ME_{total3}}{MV_{3total}}$$

$$V = \frac{189\,350,27}{73\,822,53} = 2,56$$

$$2,56 > 1,5 \text{ ok}$$

Deslizamiento:

$$D = 0,5 \left(\frac{W_{total3}}{FH} \right)$$

$$D = 0,5 \left(\frac{75\,359,53}{24\,265,04} \right) = 1,56$$

$$1,56 > 1,5 \text{ ok}$$

Presiones:

$$a = \frac{ME_{total3} - MV_{3total}}{W_{total3}}$$

$$a = \frac{189\,350,27 - 73\,822,53}{75\,359,53}$$

$$a = 1,54 \text{ m}$$

$$3a = 3 * 1,54 = 4,62 \text{ m}$$

$$4,62 \text{ m} > 4,50 \text{ m} \text{ ok}$$

$$e = \frac{b}{2} - a$$

$$e = \frac{4,50}{2} - 1,54$$

$$e = 0,71 \text{ m}$$

$$P = \frac{W_{total3}}{A} \left[1 \pm \left(\frac{6e}{b} \right) \right] \leq V_s$$

$$P_{m\acute{a}x.} = \frac{75\ 359,53}{(4,50 * 1)} \left[1 + \left(\frac{6(0,71)}{4,50} \right) \right] \leq V_s$$

$$P_{m\acute{a}x.} = 32\ 599,97 \text{ kg/m}^2 < 36\ 690 \text{ kg/m}^2 \text{ ok}$$

$$P_{m\acute{i}n.} = \frac{75\ 359,53}{(4,50 * 1)} \left[1 - \left(\frac{6(0,71)}{4,50} \right) \right] \leq V_s$$

$$P_{m\acute{i}n.} = 893,15 \text{ kg/m}^2 < 36\ 690 \text{ kg/m}^2 \text{ ok}$$

2.13. Elaboración de planos de la obra

El contenido de los planos que se elaboraron para el diseño del puente vehicular es el siguiente:

- Planta general
- Curvas de nivel
- Perfil del terreno
- Superestructura
- Subestructura
- Detalles constructivos

Todo el conjunto de planos se muestra en el apéndice 8.

2.14. Presupuesto de la obra

La tabla XIV corresponde a la estimación del presupuesto del puente vehicular de la aldea Nicá, en el cual se incluyen los costos de materiales, mano de obra calificada y no calificada, costos indirectos del 40 por ciento, que incluye los imprevistos, supervisión, gastos administrativos, impuestos y utilidades.

Tabla XIV. Presupuesto de puente vehicular

CUADRO DE CANTIDADES DE TRABAJO					
PROYECTO: PUENTE VEHICULAR, ALDEA NICÁ, MALACATÁN S.M.					
NO.	REGLÓN	UNIDAD DE MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO REGLÓN
1	Trabajos preliminares				
1,1	Limpieza y Chapeo	m ²	158	Q 157,81	Q 24 933,99
1,2	Trazo y replanteo topográfico	global	1	Q13 690,96	Q 13 690,96
2	Cimentación				
2,1	Excavación y relleno de estribos	m ³	239	Q 303,89	Q 72 629,23
3	Elementos de mampostería				
3,1	Estribos y aletones	m ³	307	Q 1 233,14	Q 378 575,11
4	Elementos estructurales				
4,1	Barandal	ml	160	Q 301,59	Q 48 254,65
4,2	Viga principal	ml	42,8	Q 4 095,03	Q 175 267,46
4,3	Diafragma interior	ml	5,06	Q 2 122,83	Q 10 741,53
4,4	Diafragma exterior	ml	5,06	Q 1 887,50	Q 9 550,74
4,5	Cortina + viga de apoyo	ml	9,74	Q 3 858,82	Q 37 584,89
4,6	Losa	m ²	104,22	Q 2 131,53	Q 222 143,52
4,7	Neopreno (hule)	UNIDAD	4	Q 4 574,64	Q 18 298,56
COSTO TOTAL DEL PROYECTO					Q 1 011 670,64
1 US\$ = Q7,83				COSTO TOTAL EN US\$	\$ 129 204,42
COSTO POR METRO LINEAL					Q 47 274,33

**EL PRESENTE PRESUPUESTO ASCIENDE A:
UN MILLÓN ONCE MIL SEISCIENTOS SETENTA QUETZALES CON 64/100**

Fuente: elaboración propia.

2.15. Evaluación socioeconómica

Se debe realizar un análisis económico para determinar la rentabilidad del proyecto; para ello se utiliza el estudio del valor presente neto y la tasa interna de retorno.

2.15.1. Valor Presente Neto (VPN)

Esta es una alternativa para la toma de decisiones de inversión, lo cual permite determinar de ante mano si una inversión vale la pena o no, realizarla, y no hacer así malas inversiones que provoquen en un futuro pérdidas. Es muy utilizado por dos razones: la primera porque es de muy fácil aplicación y la segunda porque todos los ingresos y egresos futuros se transforman al presente y así puede verse fácilmente, si los ingresos son mayores que los egresos.

Las fórmulas del VPN son:

$$P = F \left[\frac{1}{(1 + i)^n - 1} \right]$$

$$P = A \left[\frac{(1 + i)^n - 1}{i(1 + i)^n} \right]$$

Donde:

P = Valor de pago único en el valor inicial a la operación, o valor presente.

F = Valor de pago único al final del período de la operación, o valor de pago futuro.

A = Valor de pago uniforme en un período determinado o valor de pago constante o renta, de ingreso o egreso.

i = Tasa de interés de cobro por la operación, o tasa de utilidad por la inversión a una solución.

n = Período de tiempo que pretende la duración de la operación.

Proyecto de construcción de puente vehicular de concreto reforzado para la aldea Nicá, Malacatán S.M.

$$\text{VPN} = \text{Ingresos} - \text{egresos}$$

$$\text{VPN} = 0 - 1\,011\,670,64$$

$$\text{VPN} = -1\,011\,670,64$$

Como el VPN es menor que cero, nos indica que el proyecto no es rentable. Esto es debido a que por ser un proyecto de carácter social, no se estipulan ingresos.

2.15.2. Tasa Interna de Retorno (TIR)

La tasa de retorno, como su nombre lo indica, es el interés que hace que los ingresos y lo egresos tengan el mismo valor, cuando se analiza una alternativa de inversión.

La tasa de interna de retorno puede calcularse mediante las ecuaciones siguientes:

$$(P - L) * \left(\frac{R}{P}, i\%, n\right) + L * i + D = I$$

Donde:

P = Inversión inicial

L = Valor de rescate

D = Serie uniforme de todos los costos

I = Ingresos anuales

$R/P =$ Valor presente dada una anualidad

- Valor presente de costos = Valor presente de ingresos
- Costo anual = Ingreso anual

En las tres formas el objetivo es satisfacer la ecuación, a través de la variación de la tasa de interés. La tasa de interés que cumpla con la igualdad, es la tasa interna de retorno del proyecto que se está analizando.

Como puede observarse en las tres fórmulas mencionadas anteriormente, todas requieren de un valor de ingreso, y para éste proyecto, por ser de carácter social, no se prevé ningún tipo de ingreso, por lo que no se puede hacer el cálculo de la TIR mediante el uso de las fórmulas.

3. DISEÑO DE LA CARRETERA HACIA EL CASERÍO LA LOMA, MUNICIPIO DE MALACATÁN, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS

3.1. Descripción general del proyecto

El proyecto consiste en diseñar una carretera tipo F, con una longitud de 2 078,54 metros, en región montañosa, con una velocidad de diseño de 20 kilómetros por hora, pendiente máxima de 14 por ciento, carpeta de rodadura de balasto, ancho promedio de 5,50 metros, cunetas naturales y drenajes transversales.

3.2. Normas para el diseño de caminos rurales

Se deben tomar en consideración las normas que establece la Dirección General de Caminos, ya que para construir carreteras en el país, es necesario cumplir con ciertos parámetros de diseño.

3.2.1. Especificaciones generales

En el libro de Especificaciones Generales Para Construcción de Puentes y Carreteras (Libro Azul) versión septiembre de 2001 de la Dirección General de Caminos, del Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda, están determinadas las especificaciones para el diseño, planificación y ejecución de carreteras, que permitan cumplir los parámetros de diseño establecidos.

Al realizar el trabajo de campo, se inicia el estudio para fijar el eje de la carretera o diseño de la línea de localización. Un trazo óptimo es aquel que se adapta económicamente a la topografía del terreno, dependiendo del criterio adoptado que a su vez depende del volumen del tránsito y la velocidad de diseño a utilizar.

Una vez fijadas las especificaciones que regirán el proyecto geométrico, se busca una combinación de alineamientos que se adapten a las condiciones del terreno y que cumplan con los requisitos establecidos.

Existen factores que suelen forzar una línea influyendo en la determinación de los alineamientos horizontal y vertical de una carretera, por lo que es necesario tomar en consideración una serie de normas generales que han surgido a través de la práctica; de acuerdo a estas normas se deben cumplir algunos criterios entre los cuales se encuentran:

- Radio de curvatura mínimo
- Longitud de curva mínima
- Tangente mínima
- Pendiente máxima
- Velocidad de diseño según el tipo de carretera

Debido a la dependencia entre sí de los alineamientos, que deben de guardar una relación que permita la construcción con menor movimiento de tierras posible y con el mejor balance entre los volúmenes de excavación y relleno a producirse, obligan en determinadas circunstancias al no cumplimiento de estas normas, solamente cuando sean justificables por razones económicas, sin olvidar la importancia de estas recomendaciones para lograr el diseño de carreteras seguras y de tránsito cómodo.

Dependiendo del tipo de vía que se va a construir, las condiciones de diseño las establece el factor de tránsito promedio diario (T.P.D.), las condiciones de tráfico, y éstas a su vez establecen la categoría y clasificación de la carretera; Así como su capacidad y niveles de servicio.

El T.P.D. es la unidad de medida utilizada para indicar el volumen de tránsito de una carretera, preferiblemente se toma el volumen de un año, dividido el número de días del mismo período, obteniéndose así el volumen medio en 24 horas.

En un proyecto de rehabilitación o mejoramiento vial, los conteos de tránsito para obtener el factor T.P.D., se deben hacer en sitios relevantes de la carretera, por ejemplo, en los de mayor tránsito vehicular, o a las horas de mayor y menor circulación, su composición especificada en automóviles, camiones, buses, etc.

Las condiciones del tráfico:

El volumen es la cantidad de vehículos que pasan por un punto determinado en un período de tiempo establecido, ejemplo: año, mes, día, hora, minuto, etc.

Para conocer los volúmenes de tránsito en los diferentes tramos de una vía se recurre a los aforos. Los aforos consisten en conteos de tránsito, los cuales permiten determinar el número de vehículos que pasan por una estación.

Para este proyecto se realizó un conteo manual y clasificación de los vehículos a cada hora, en un lapso de tiempo de 12 horas al día, y se hizo la clasificación en ambos sentidos del camino, siendo los vehículos más comunes los A1 y los A2. Al finalizar el conteo se determinó que el tránsito es mucho menor que 100 vehículos diarios, con lo cual se determina que el camino estará en su capacidad, ya que tiene un tránsito menor al que establece la norma como límite para la categoría "F".

Por lo tanto, para un T.P.D. de 10 a 100 se define un carretera tipo "F", con una velocidad de diseño de 20 kilómetros por hora para una región montañosa, radio mínimo de 18 metros, pendiente máxima de 14 por ciento y ancho de calzada de 5,50 metros.

Los criterios de diseño se tomaron en base a la tabla XV, que son los que define la Dirección General de Caminos.

Tabla XV. **Características geométricas de diseño de carretera**

T.P.D. DE	CARRETERA	VEL. DE DISEÑO (K.P.H.)	ANCHO CALZADA (Mts.)	RADIO MÍNIMO (Mts.)	PENDIENTE MÁXIMA (Mts.)
3 000 A 5 000	TIPO "A"		2 X 7,20		
	REGIONES				
	LLANAS	100		375	3
	ONDULADAS	80		225	4
	MONTAÑOSAS	60		110	5
1 500 A 3 000	TIPO "B"		7,20		
	REGIONES				
	LLANAS	80		225	6
	ONDULADAS	60		110	7
	MONTAÑOSAS	40		47	8
900 A 1 500	TIPO "C"		6,50		
	REGIONES				
	LLANAS	80		225	6
	ONDULADAS	60		110	7
	MONTAÑOSAS	40		47	8
500 A 900	TIPO "D"		6,00		
	REGIONES				
	LLANAS	80		225	6
	ONDULADAS	60		110	7
	MONTAÑOSAS	40		47	8
100 A 500	TIPO "E"		5,50		
	REGIONES				
	LLANAS	50		75	8
	ONDULADAS	40		47	9
	MONTAÑOSAS	30		30	10
10 A 100	TIPO "F"		5,50		
	REGIONES				
	LLANAS	40		47	10
	ONDULADAS	30		30	12
	MONTAÑOSAS	20		18	14

Fuente: Dirección General de Caminos.

3.3. Levantamiento topográfico

Estudio preliminar de campo

Este estudio consistió en la obtención de la información de campo necesaria para el diseño del proyecto. Esta información comprende lo siguiente:

- Tipo de terreno
- Pendientes del terreno
- Ancho de calzada
- Derecho de vía establecido
- Puntos obligados de paso

El lugar donde se ubicará el proyecto se encuentra en las colindancias de varios terrenos destinados al cultivo donde actualmente existe una brecha en muy mal estado; tampoco existen casas o edificaciones que obstaculicen el paso de la carretera.

Levantamiento topográfico de la preliminar

Este levantamiento consiste en una poligonal abierta, formada por ángulos y tangentes. Es muy importante tener cuidado al realizar este levantamiento, con el fin de obtener un grado de precisión razonable, y también para identificar y marcar algunos accidentes que pudieran afectar la localización final de la carretera.

3.3.1. Planimetría

La información topográfica necesaria para el diseño de una carretera consiste en tomar en campo las distancias horizontales y los ángulos que definen la ruta de preliminar.

El levantamiento topográfico consiste en una poligonal abierta formada por ángulos orientados a un mismo norte y distancias con estaciones intermedias a cada 20 metros, se utilizó el método de conservación de azimut y el equipo utilizado fue el siguiente:

- 1 Teodolito electrónico marca Kolidá
- 1 Cinta métrica de 50 metros
- 1 Estadal de 4 metros
- 1 Plomada
- 1 Juego de estacas

3.3.2. Altimetría

Consiste en realizar una nivelación en todos los puntos fijados por el levantamiento planimétrico, fijando bancos de marca a cada 500 metros (incluyendo al inicio y al final del tramo), los cuales deben ser ubicados en puntos permanentes o en monumentos de concreto, en los que deberá anotarse la estación, la elevación y la distancia acumulada.

Es importante fijar una cota de salida arbitraria entera, la cual se recomienda sea un valor que al hacer el cálculo no permita obtener cotas negativas.

Es recomendable ir dibujando el perfil que se ha levantado en el transcurso del día, con el objeto de apreciar si tiene una forma congruente a la realidad y si cumple con las especificaciones de pendientes máximas permisibles. Lo anterior permite detectar errores a tiempo y no hasta realizar el dibujo en gabinete.

Secciones transversales

Por medio de las secciones transversales se podrá determinar las elevaciones transversales de la faja del terreno, que se recomienda sea como mínimo de 40 metros, es decir, 20 metros a cada lado a partir de la línea central definida en el levantamiento planimétrico. Estas secciones deberán ser medidas en forma perpendicular al eje y nivelada con nivel de mano o clinómetro, midiendo la distancia horizontal a que se está nivelando cada punto.

Cuando exista un obstáculo como un peñasco, un paredón, una casa, etc., en la dirección y curso de la sección transversal, no es necesario prolongarla. En este caso, se toma nota en la columna de observaciones el tipo de obstáculo, o su altura o profundidad aproximada.

La medición se realizó tomando puntos perpendiculares a la línea central, en ambos lados, los puntos fueron medidos a una distancia de 20 metros o en algunos casos, donde fuera conveniente para salvar obstáculos.

Cálculo y dibujo de preliminar

Es necesario realizar cálculos y dibujos previos a iniciar el diseño de localización, donde quedará definida la trayectoria de la carretera y servirá al diseñador como base para visualizar en una forma general la ruta seleccionada, para luego determinar los cambios que se consideren necesarios realizar.

Estos cálculos y dibujos se basan en el levantamiento topográfico, donde se plasman los datos de la libreta a una hoja y no necesariamente se deben plasmar en los planos finales.

Estos cálculos se deben realizar tanto para la planimetría como para la altimetría, con el fin de conocer aspectos sobre donde requiere movimientos de tierra, cambios de ruta o corrimientos de línea, entre otros.

Las consideraciones y especificaciones de diseño a tomar en cada caso, tales como: el corrimiento de línea, definición de las curvas horizontales y curvas verticales, movimiento de tierras y diseño de drenajes, se detallan en el desarrollo de cada tema, indicando los parámetros mínimos que se necesitan para diseñarlos. Estos parámetros o especificaciones se basan en las recomendaciones dadas por la Dirección General de Caminos con las especificaciones generales para construcción de carreteras y puentes y las Normas AASHTO.

El dibujo y los cálculos preliminares para el presente proyecto se realizaron por medio de computadora, utilizando el programa software Autocad Civil 3D; aplicando los recursos que este programa provee para diseño de carreteras con lo que se obtuvieron los planos preliminares que permitieron visualizar la carretera.

3.4. Estudios de suelos

Las pruebas de laboratorio realizadas sirvieron para determinar las condiciones del material existente en el área de trabajo, y las propiedades y calidad del mismo, de modo que puedan ser descritos y clasificados adecuadamente (ver apéndice 3).

Las pruebas de laboratorio se clasifican de la siguiente manera:

3.4.1. Ensayos para la clasificación de suelos

Dentro de estos ensayos, los principales son el análisis granulométrico y los límites de Atterberg.

Granulometría:

El conocimiento de la composición granulométrica de un suelo grueso sirve para discernir sobre la influencia que puede tener la densidad del material compactado. El análisis granulométrico se refiere a la determinación de la cantidad en porcentaje de los diversos tamaños de las partículas que constituyen los suelos.

Para el conocimiento de la composición granulométrica de un determinado suelo existen diferentes procedimientos. Para clasificar por tamaños las partículas gruesas, el procedimiento más utilizado es el tamizado.

Al aumentar la finura de los granos, el tamizado se hace cada vez más difícil, teniendo entonces que recurrir a procesos por sedimentación.

Conocida la composición granulométrica del material, se le representa gráficamente para formar la llamada curva granulométrica del mismo.

Todo el análisis granulométrico deberá ser hecho por vía húmeda según lo descrito en AASHTO T 27 y T-11.

Límites de Atterberg:

Sirve para determinar las propiedades plásticas de suelos arcillosos o limosos. Los límites de consistencia de los suelos, están representados por su contenido de humedad.

Los límites de Atterberg son propiedades índices de los suelos, con que se definen la plasticidad y se utilizan en la identificación y clasificación de un suelo. Atterberg dividió y consideró tres límites o estados de consistencia: el límite de contracción que es la frontera convencional entre el estado sólido y semisólido; el límite plástico que es la frontera entre los estados semisólido y plástico; y el límite líquido que se define como la frontera entre estado plástico y semilíquido. También se denomina al límite líquido como la frontera entre el estado plástico y líquido, como se puede observar a continuación:

Sólido	Semisólido	Plástico	Semilíquido	Líquido
	LC	LP	LL	

Límite líquido:

Es el estado del suelo cuando se comporta como una pasta fluida.

Se define como el contenido de agua necesario para que, a un determinado número de golpes (normalmente 25 golpes), en la copa de casagrande, se cierre 1,27 centímetros a lo largo de una ranura formada en un suelo moldeado, cuya consistencia es la de una pasta dentro de la copa.

El límite líquido fija la división entre el estado líquido y el estado plástico. El límite líquido en ocasiones puede utilizarse para estimar asentamientos en problemas de consolidación, ambos límites juntos son algunas veces útiles para predecir la máxima densidad en estudios de compactación.

El límite líquido es una medida de la resistencia al corte del suelo a un determinado contenido de humedad.

Las investigaciones muestran que el límite líquido aumenta a medida que el tamaño de los granos o partículas presentes en el suelo disminuyen.

El procedimiento analítico para la determinación de este límite se basa en la Norma AASHTO T 89 teniendo como obligatoriedad al hacerlo sobre muestra preparada en húmedo.

Límite plástico:

El límite plástico está definido como el contenido de humedad, en el cual una masa de suelo se encuentra entre el estado semisólido y el estado plástico; en el estado semisólido el suelo tiene la apariencia de un sólido, pero aún disminuye de volumen al estar sujeto a secado y en el estado plástico el suelo se comporta plásticamente.

Arbitrariamente, también se define como el contenido de humedad del suelo al cual un cilindro se rompe o se agrieta, cuando se enrolla a un diámetro aproximado de tres milímetros (1/8 de pulgada), al rodarse con la palma de la mano sobre una superficie lisa.

El proceso analítico para este ensayo se encuentra en la Norma AASHTO T 90.

Índice de plasticidad:

Tanto el límite líquido como el límite plástico, dependen de la calidad y del tipo de arcilla; sin embargo, el índice de plasticidad, depende generalmente, de la cantidad de arcilla en el suelo.

Cuando un suelo tiene un índice plástico (I.P.) igual a cero el suelo es no plástico; cuando el índice plástico es menor de 7, el suelo es de baja plasticidad; cuando el índice plástico está comprendido entre 7 y 17 se dice que el suelo es medianamente plástico, y cuando el suelo presenta un índice plástico mayor de 17 se dice que es altamente plástico.

3.4.2. Ensayos para el control de la construcción

La compactación de suelos en general es el método más barato de estabilización disponible. La estabilización de suelos consiste en el mejoramiento de las propiedades físicas del suelo para obtener una óptima estructura, resistencia al corte y relación de vacíos deseable.

Determinación del contenido de humedad

El contenido de humedad es la relación entre el peso del agua contenida en la muestra y el peso de la muestra después de ser secada al horno, expresada en tanto por ciento. En otras palabras no es más que el porcentaje o cantidad de agua presente en el suelo. Es necesario determinar el contenido de humedad para realizar los siguientes ensayos: el ensayo de compactación Proctor, el ensayo de valor soporte y los límites de Atterberg.

Densidad máxima y humedad óptima

Para carreteras en Guatemala se utiliza generalmente el Proctor Modificado, según AASHTO T-180, éste sirve para calcular la humedad óptima de compactación que ocurre cuando alcanzará su máxima compactación.

La masa de los suelos está formada por partículas sólidas y vacíos; estos vacíos pueden estar llenos de agua, de aire o de ambos a la vez. Si la masa de un suelo se encuentra suelta, tiene mayor número de vacíos, los que conforme se someta a compactación, van reduciéndose hasta llegar a un mínimo, es decir cuando la masa del suelo alcanza su menor volumen y su mayor peso, esto se conoce como densidad máxima.

Para alcanzar la densidad máxima, es necesario que la masa del suelo tenga una humedad determinada, la que se conoce como humedad óptima.

Cuando el suelo alcanza su máxima densidad tendrá mejores características, tales como:

- Reducción del volumen de vacíos y la capacidad de absorber humedad
- Aumenta la capacidad del suelo para soportar mayores cargas

El ensayo de compactación Proctor consiste en tomar una cantidad de suelo, pasarlo por el tamiz, añadirle agua y compactarlo en un molde cilíndrico en tres capas, con veinticinco golpes por capa con un martillo de compactación.

Luego de compactar la muestra, esta es removida del molde y demolida nuevamente para obtener pequeñas porciones de suelo que servirán para determinar el contenido de humedad en ese momento del suelo.

Se añade más agua a la muestra, con el fin de obtener una muestra más húmeda y homogénea y se realiza nuevamente el proceso de compactación.

Esto se repite sucesivamente para obtener datos para la curva de densidad seca, contra contenido de humedad. Para este ensayo se utiliza un martillo de compactación de caída controlada, cuyo peso sea de 10 libras y se aumenta el número de capas a cinco.

El Proctor modificado tiene ventaja sobre el estándar en lo siguiente:

- Mejor acomodación de las partículas que forman la masa de un suelo, reduciendo su volumen y aumentando el peso unitario o densidad.
- Al tener una humedad óptima más baja, las operaciones de riego son más económicas, lo que facilita la compactación.

3.4.3. Ensayos para determinar la resistencia del suelo

Ensayo de valor soporte del suelo (C.B.R.)

Este ensayo conocido como Californian Bearing Ratio (CBR por sus siglas en inglés), es un índice de su resistencia al esfuerzo cortante, en condiciones determinadas de compactación y humedad. Se expresa en porcentaje de la carga requerida, para producir la misma penetración en una muestra estándar de piedra triturada. Para realizarlo es necesario conocer la humedad óptima y la humedad actual del suelo, y así poder determinar la cantidad de agua que se añadirá a la muestra de suelo. Los cilindros se compactan en cinco capas, para 10, 30 y 65 golpes, por cada capa. Para cada cilindro compactado se obtendrá el porcentaje de compactación, el porcentaje de expansión y el porcentaje de CBR. El procedimiento analítico se rige por la Norma AASHTO T 193.

Expansión: a cada cilindro se le coloca un disco perforado con vástago ajustable y el disco de 10 a 13 libras. Sobre el vástago ajustable, se coloca el extensómetro, montado sobre un trípode, ajustando la lectura a cero. Luego de realizar lo anterior, se sumerge en el agua durante cuatro días, tomando lecturas cada 24 horas, controlando la expansión del material.

Es importante tener en cuenta que el peso de 10 a 13 libras colocado sobre el disco perforado con vástago ajustable, corresponde aproximadamente al peso de una losa de concreto. El objeto de sumergir la muestra durante cuatro días en agua, es para someter a los materiales usados en la construcción, a las peores condiciones a que puedan estar sujetos.

Determinación de la resistencia a la penetración: luego de haber expuesto la muestra en saturación durante cuatro días se saca del agua escurriéndola durante quince minutos. Se quita la pesa, el disco perforado, el papel filtro y se procede a medir la resistencia a la penetración. Cuando se empieza la prueba, se coloca nuevamente sobre la superficie de la muestra el peso y se procede a hincar el pistón, a una velocidad de penetración de 1,27 centímetros por minuto. Se toma la presión (expresada en libras por pulgada cuadrada) necesaria para hincar a determinadas penetraciones.

3.4.4. Análisis de resultados

Las pruebas realizadas al material de balasto fueron los siguientes:

- Granulometría
- Límites de Atterberg
- Peso unitario
- Proctor (ensayo de compactación)
- CBR (Ensayo de Razón Soporte California)

Datos:

Densidad seca máxima = 1 403 kg/m³

Humedad óptima = 19,4 %

% de grava = 13,28

% de arena = 81,02

% de finos = 5,70

Por medio del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), se realizó la clasificación del suelo. Su clasificación es SW-SM, que la define como una arena limosa color café claro.

Con los resultados de laboratorio se puede determinar lo siguiente:

Es un suelo no plástico debido a que el índice de plasticidad es igual a cero.

Según resultados obtenidos del ensayo de CBR en el apéndice 3, se obtiene de la gráfica que para un 95 por ciento de compactación se tiene un 88,50 por ciento de CBR. En la tabla XVI, se puede clasificar el tipo de suelo y el uso que se le puede dar. Como tenemos un CBR mayor del 50 por ciento, su clasificación general es excelente para base.

Tabla XVI. **Clasificación típica para el uso de diferentes materiales**

No. CBR	Clasificación General	Usos
0-3	Muy pobre	Subrasante
3-7	Pobre a Regular	Subrasante
7-20	Regular	Sub-base
20-50	Bueno	Base, sub-base
>50	Excelente	Base

Fuente: BOWLES, Joseph E. Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil. p. 191.

Para el ensayo de peso unitario suelto (P.U.S.), basándose en el método AASHTO T-19, se obtuvo un valor de 1 747 kilogramos por metro cúbico. Este dato es mayor a 1 450 kilogramos por metro cúbico que recomienda la DGC como mínimo para el material de balasto.

Este material se utilizará como carpeta de rodadura por sus características, según los resultados de laboratorio que se presentan en el apéndice 3.

Tipo de superficie de rodadura

El terreno donde se construirá la carretera presenta un suelo arcilloso, por lo que será necesario proteger la terracería mediante la aplicación de una capa de balasto.

Esta capa de balasto será obtenida de bancos de materiales ubicados a 8 kilómetros. Dicha capa de balasto tendrá un espesor de 15 centímetros debidamente compactado.

Balasto: es un material clasificado que se coloca sobre la sub-rasante terminada de una carretera, con el objeto de protegerla y de que sirva de superficie de rodadura.

El balasto es un material homogéneo que debe reunir las condiciones de granulometría y calidad, como tener uniformidad y estar exento de cualquier material perjudicial o extraño (material orgánico o arcilla).

El material de balasto debe tener un peso unitario suelto no menor de 1 450 kilogramos por metro cúbico (90 libras por pie cúbico) determinado por el método AASHTO T 19. El tamaño máximo del agregado grueso del balasto, no debe exceder de 2/3 del espesor de la capa y en ningún caso ser mayor de 100 milímetros. El que sea mayor, debe ser separado ya sea por tamizado en el banco de material.

La porción del balasto retenido en el tamiz de 4,75 milímetros (No. 4), debe estar comprendido entre el 60 por ciento y el 40 por ciento en peso y debe tener un porcentaje de abrasión no mayor de 60, determinado por el método AASHTO T 96.

La porción que pase el tamiz de 0,425 milímetros (No. 40), debe tener un límite líquido no mayor de 35, determinado por el método AASHTO T 89.

La porción que pase el tamiz de 0,075 milímetros (No. 200), no debe exceder de 15 por ciento en peso, determinado por el método AASHTO T 11.

Colocación del balasto: conforme se vaya terminando de construir la subrasante, se debe colocar la capa de balasto. No se debe dejar sin cubrir la subrasante, en una longitud mayor de 2 kilómetros. El espesor total de la capa de balasto no debe ser menor de 100 milímetros ni mayor de 250 milímetros, en base a las Especificaciones Generales para Construcción de Carreteras y Puentes de la Dirección General de Caminos.

Compactación: las capas de balasto se deben compactar como mínimo al 95 por ciento de la densidad máxima determinada por el método AASHTO T 180.

El contratista debe controlar el contenido de humedad adecuado del material, por medio de ensayos de laboratorio y campo, secando el material y determinando la humedad a peso constante o por el método del carburo de calcio, AASHTO T 217, a efecto de obtener la compactación especificada. La capa debe ser nivelada con equipo apropiado para asegurar una compactación uniforme y no se aprobará la compactación, hasta que se llenen los requisitos correspondientes especificados.

Aceptación: la compactación se comprobará en el campo, cada 600 metros cuadrados y en forma alterna a lo ancho de la sección, de preferencia mediante el método AASHTO T 191 (ASTM D 1 556).

El material del banco de materiales que se consideró, es el adecuado para extraer el material que será utilizado como carpeta de rodadura. Al realizar los análisis respectivos, se puede deducir que los valores obtenidos se encuentran entre los rangos que establecen las normas.

3.5. Diseño geométrico de la carretera

Consiste en diseñar la línea final o línea de localización en planta, la cual será la definitiva para el proyecto que se trate. Deberá contener todos los datos necesarios para que la cuadrilla de topografía proceda a marcar en el campo la ruta seleccionada, tanto planimétricamente como altimétricamente. Es necesario recalcar que un buen diseño principalmente disminuye el costo del proyecto y además se tiene un menor tiempo de construcción, una mayor comodidad para los usuarios de la carretera y disminuye el riesgo de accidentes.

Se realiza en trabajo de gabinete luego de haber procesado toda la información topográfica obtenida en el campo, y se desarrolla de la siguiente forma:

3.5.1. Cálculo de elementos del alineamiento horizontal

El alineamiento de una carretera es la proyección sobre un plano horizontal del eje de la subcorona del camino, y está formado por tangentes y curvas.

El alineamiento horizontal deberá permitir la operación ininterrumpida de los vehículos, tratando de conservar la misma velocidad en la mayor longitud de carretera que sea posible.

En general, el relieve del terreno es el elemento de control del radio de las curvas horizontales y el de la velocidad. Esta última, a su vez, controla la distancia de visibilidad.

Tangentes horizontales:

Son las rectas del alineamiento horizontal definidas por su rumbo y longitud. La longitud mínima de una tangente es la necesaria para dar la transición de la sobreelevación en las dos curvas que la limitan.

Curvas horizontales:

Son los arcos de círculo que unen dos tangentes consecutivas. Se definen por su ángulo central y su grado. El grado máximo de curvatura será aquel que, con la sobreelevación máxima, permita a un vehículo recorrer con seguridad la curva a la velocidad del proyecto.

En caminos de altas especificaciones, se acostumbra proyectar espirales de transición entre tangentes y curvas circulares, con objeto de que el paso de una a otra sea paulatino.

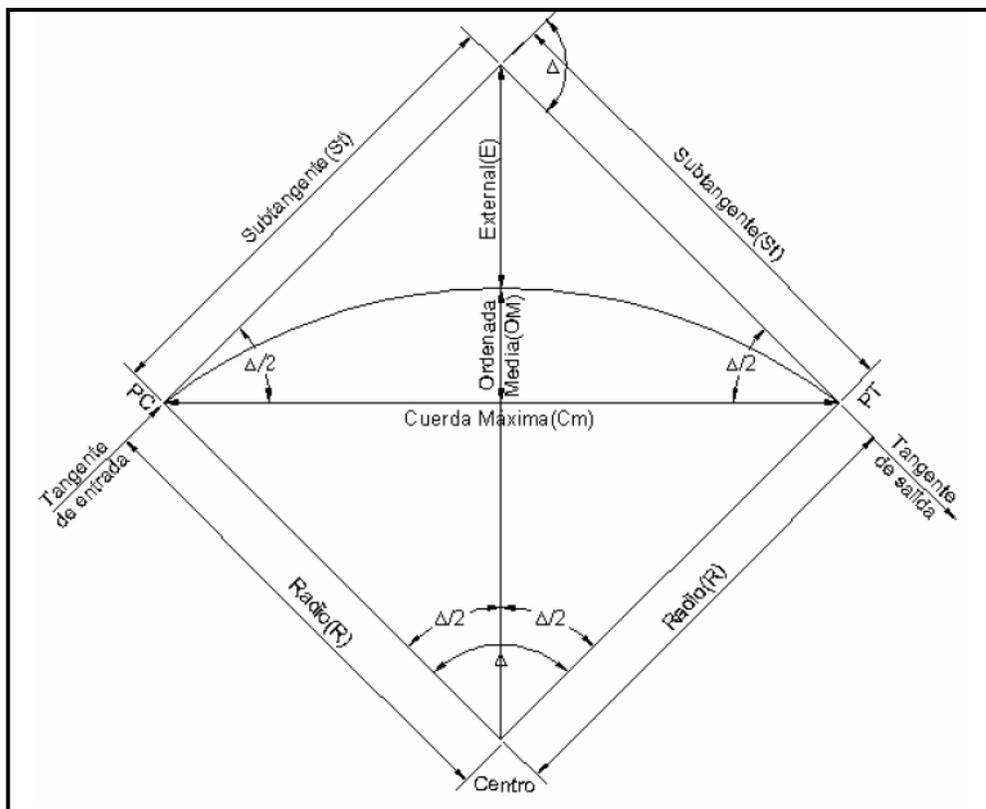
Luego de calcular los puntos de intersección, las distancias y los azimut, se produce al cálculo de las partes de la curva que servirán para el trazo de la carretera, entre las cuales se encuentran las siguientes:

- Subtangente (St)
- Longitud de curva (Lc)
- Radio (R)
- Punto en donde se inicia la curva (PC)
- Punto en donde se termina la curva (PT)
- Delta (Δ)
- Cuerda máxima (CM)
- Ordenada media (OM)

- External (E)
- Punto de intersección de las tangentes (PI)
- Centro de la curva

Como se muestra en la figura 58:

Figura 58. **Elementos de curva circular simple**



Fuente: PAIZ, Byron. Guía de cálculo para carreteras. p. 23.

A continuación se presenta el cálculo de los elementos del alineamiento horizontal que lo definen.

Grado de curvatura:

Es el ángulo central que subtiende un arco de circunferencia de 20 metros, de esta definición se obtienen las fórmulas de los diferentes elementos de una curva horizontal circular. De otra forma, se dice que (G) es el ángulo subtendido por un arco de 20 metros. Se representa con la letra G.

$$G = \frac{1145,9156}{R}$$

Radio de curvatura:

Es el radio de la curva circular. Se simboliza con R y se obtiene de la expresión anterior.

$$R = \frac{1145,9156}{G}$$

Debido a que el grado de curvatura y el radio de una curva horizontal dependen uno del otro, existen especificaciones para carreteras que enumeran una serie de radios para distintos grados de curvatura, considerando las velocidades de diseño, el tipo de carretera y las deflexiones.

Ángulo central:

Es el ángulo subtendido por la curva circular. Se simboliza como Δ . En las curvas circulares simples es igual a la deflexión o cambio de dirección que se da entre las tangentes.

Longitud de curva:

Es la distancia del PC hasta el PT, medida a lo largo de la curva, según la definición por arco de 20 metros. Se representa con LC.

$$Lc = \frac{20 * \Delta}{G}$$

Subtangente:

Es la distancia entre PI y el PC ó entre el PI y el PT, medida desde la prolongación de las tangentes. Se representa como ST.

$$St = R * \tan\left(\frac{\Delta}{2}\right)$$

External:

Es la distancia mínima entre el PI y la curva. Se representa con la letra E.

$$E = R \left[\sec\left(\frac{\Delta}{2}\right) - 1 \right]$$

Ordenada media:

Es la distancia radial entre el punto medio de la cuerda máxima y el punto medio de la curva. Se simboliza OM.

$$OM = R \left[1 - \cos\left(\frac{\Delta}{2}\right) \right]$$

Cuerda máxima:

Es la distancia en línea recta desde el PC al PT. Se representa por CM.

$$CM = 2 * R * \text{sen} \left(\frac{\Delta}{2} \right)$$

Ejemplo de curva horizontal (curva No. 4)

Datos:

Delta = 87°05'30"

Radio = 40 metros

P.C. = 0+136,89

P.T. = 0+197,69

Grado de curvatura:

$$G = \frac{1145,9156}{R} = \frac{1145,9156}{40}$$

$$G = 28,65 \text{ m}$$

Longitud de curva:

$$Lc = \frac{20 * \Delta}{G} = \frac{20 * (87°05'30")}{28,65}$$

$$Lc = 60,80 \text{ m}$$

Subtangente:

$$St = R * \tan\left(\frac{\Delta}{2}\right) = 40 * \tan\left(\frac{87^{\circ}05'30''}{2}\right)$$

$$St = 38,02 \text{ m}$$

Cuerda máxima:

$$CM = 2 * R * \text{sen}\left(\frac{\Delta}{2}\right) = 2 * 40 * \text{sen}\left(\frac{87^{\circ}05'30''}{2}\right)$$

$$CM = 55,11 \text{ m}$$

External:

$$E = R \left[\sec\left(\frac{\Delta}{2}\right) - 1 \right] = 40 \left[\sec\left(\frac{87^{\circ}05'30''}{2}\right) - 1 \right]$$

$$E = 15,19 \text{ m}$$

Ordenada media:

$$OM = R \left[1 - \cos\left(\frac{\Delta}{2}\right) \right] = 40 \left[1 - \cos\left(\frac{87^{\circ}05'30''}{2}\right) \right] = 11,01$$

En el apéndice 4 se describen las curvas horizontales con sus respectivos elementos, utilizadas en el diseño geométrico de la carretera.

3.5.2. Diseño del alineamiento vertical

Es la proyección sobre un plano vertical del desarrollo del eje de la subcorona del camino, y está formado por tangentes y curvas verticales.

En el perfil de una carretera, la rasante es la línea de referencia que define los alineamientos verticales, también la determinan las características topográficas del terreno, la seguridad, visibilidad, velocidad del proyecto y paso de vehículos pesados en pendientes fuertes.

Las tangentes se caracterizan por su pendiente, que sirve para delimitar el diseño de la subrasante.

Tangentes verticales:

Son las rectas del alineamiento vertical, definidas por su pendiente y longitud.

Pendiente positiva y negativa:

Se entiende por pendiente positiva aquella pendiente en la cual a medida que se transita sobre la carretera, se incrementa la altura respecto al punto anterior, es decir se avanza hacia arriba en determinado tramo.

Se entiende por pendiente negativa aquella pendiente en la cual a medida que se transita sobre la carretera, decrece la altura respecto al punto anterior, es decir se avanza hacia abajo en determinado tramo.

Pendiente máxima:

Es la mayor pendiente que se permite en el proyecto y queda determinada por el volumen, la composición del tránsito y la topografía del terreno. Se emplea cuando convenga desde el punto de vista económico, para salvar ciertos obstáculos, siempre que no sobrepase la longitud crítica.

Pendiente mínima:

Se fija para permitir el drenaje. En los tramos en relleno la pendiente puede ser nula (0 por ciento), dado que en ese caso actúa el drenaje transversal. En los tramos en corte se recomienda una pendiente longitudinal mínima de 0,5 por ciento para garantizar el buen funcionamiento de las cunetas.

En algunas ocasiones la longitud de los cortes y la precipitación pluvial podría llevar a aumentarla.

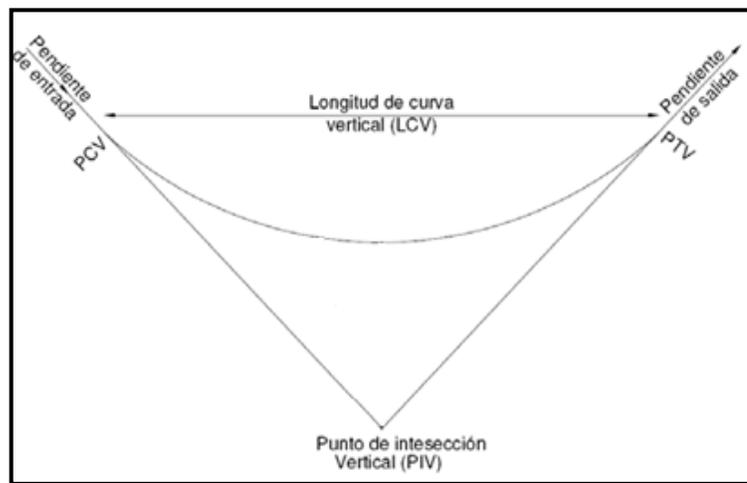
Curvas verticales:

Son los arcos de parábola de eje vertical que unen dos tangentes verticales consecutivas. Se definen por las pendientes de entrada y salida y por su longitud, que debe ser la suficiente para que en cada punto de la curva, la distancia de visibilidad sea mayor que la de parada. Sin embargo, debe verificarse que en cada punto de la curva, la pendiente longitudinal sea lo suficientemente grande para permitir el drenaje si la curva se aloja en un corte.

Una curva vertical se da cuando en el perfil hay cambios de pendiente. Estas curvas verticales se obtienen en la parte de la altimetría del terreno. Las curvas verticales pueden ser cóncavas o convexas.

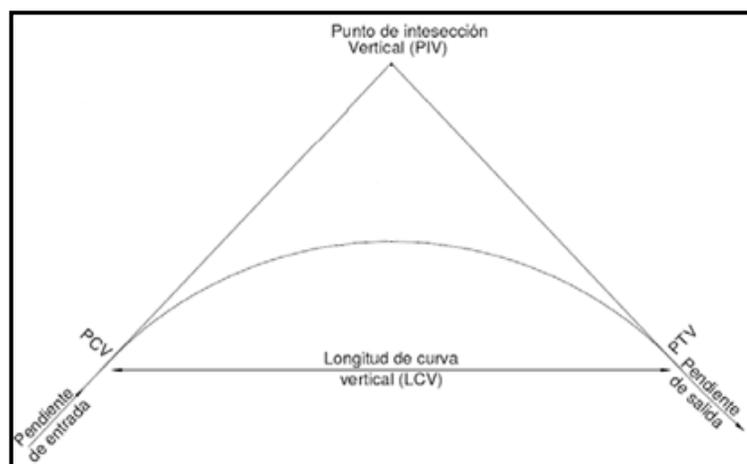
Según su forma se les conoce como curvas en columpio o en cresta respectivamente (ver figuras 59 y 60).

Figura 59. **Curva vertical cóncava**



Fuente: elaboración propia.

Figura 60. **Curva vertical convexa**



Fuente: elaboración propia.

La finalidad de una curva vertical es proporcionar suavidad al cambio de pendiente en el terreno, puesto que a través de su longitud se efectúa un paso gradual de pendiente de la tangente de entrada a la tangente de salida, dando una transición confortable y segura.

Estas curvas pueden ser circulares o parabólicas, aunque la más usada en nuestro país por la Dirección General de Caminos es la parabólica simple, debido a la facilidad de cálculo y a la gran adaptación a las condiciones del terreno existentes en el país.

Las especificaciones para el diseño de las curvas verticales dadas por la Dirección General de Caminos están en función de la diferencia algebraica de pendientes y de la velocidad de diseño. Se debe tomar en cuenta la longitud de las curvas, para evitar traslapes entre curvas, dejando también la mejor visibilidad posible a los conductores.

Para el diseño de carreteras en el área rural se ha normalizado usar como longitud mínima de curva vertical la que sea igual a la velocidad de diseño. Lo anterior reduce considerablemente los costos del proyecto, ya que las curvas amplias conllevan grandes movimientos de tierra.

Existen cuatro criterios para determinar la longitud de las curvas, las cuales se describen a continuación:

Criterio de apariencia:

Se aplica al proyecto de curvas verticales con visibilidad completa, o sea al de curvas cóncavas, para evitar al usuario la impresión de un cambio súbito de pendiente.

$$A = P_s - P_e$$

Donde:

P_s = Pendiente de salida

P_e = Pendiente de entrada

$$K = \frac{LCV}{A} \geq 30$$

Criterio de comodidad:

Se aplica al proyecto de curvas verticales cóncavas, en donde la fuerza centrífuga que a parece en el vehículo al cambiar de dirección, se suma al peso propio del vehículo.

$$K = \frac{LCV}{A} \geq \frac{V^2}{395}$$

Criterio de drenaje:

Se aplica al proyecto de curvas verticales convexas o cóncavas, cuando están alojadas en corte. La pendiente en cualquier punto de la curva debe ser tal que el agua pueda escurrir fácilmente.

$$K = \frac{LCV}{A} \leq 43$$

Criterio de seguridad:

En el diseño de la carretera se utilizará este criterio, ya que se aplica a curvas convexas o cóncavas. La longitud de curva permitirá que a lo largo de ella la distancia de visibilidad sea mayor o igual que la de parada.

Las longitudes mínimas de curvas verticales se calculan mediante la siguiente fórmula:

$$LCV = K * A$$

Donde:

LCV = Longitud mínima de la curva vertical (Cóncava o Convexa para la visibilidad en metros).

K = Constante que depende de la velocidad de diseño (Ver tabla XVII).

A = Diferencia algebraica de las pendientes de las tangentes verticales (%)

Tabla XVII. **Valores de K para curvas cóncavas y convexas**

Velocidad de diseño K.P.H.	Valores de "k" según tipo de curva	
	Cóncava	Convexa
10	1	0
20	2	1
30	4	2
40	6	4
50	9	7
60	12	12
70	17	19
80	23	29
90	29	43
100	36	60

Fuente: PAIZ, Byron. Guía de cálculo para carreteras. p. 62.

En el apéndice 5 se describen las curvas verticales con sus respectivos elementos, utilizadas en el diseño geométrico de la carretera.

3.6. **Diseño de subrasante**

La subrasante es la línea trazada en perfil que define las cotas de corte o relleno que conformarán las pendientes del terreno a lo largo de su trayectoria, la subrasante queda debajo de la subbase, base y capa de rodadura en proyectos de asfalto y debajo del balasto en proyectos de terracería.

En un terreno montañoso, el criterio técnico para definir la sub-rasante es no exceder la pendiente máxima, ni la curvatura mínima permitida para el uso que se le dará a la carretera, lo que también se relaciona con la sección a utilizar y el tipo de terreno.

La subrasante define el volumen del movimiento de tierras, el que a su vez se convierte en uno de los renglones más caros en la ejecución del proyecto, por lo que la subrasante es el elemento que determina el costo de la obra. Por esta razón, un buen criterio para diseñar, es obtener la subrasante más económica. Es necesario apuntar que el relleno es mucho más costoso que el corte, por lo que hay que tomar en cuenta tal situación para definir un diseño óptimo.

Para el proyecto del alineamiento vertical se definen tres tipos de pendientes de las tangentes verticales, siendo éstas las siguientes:

- Mínima
- Gobernadora
- Máxima

La pendiente mínima se requiere para asegurar el drenaje de la corona del camino, y se especifica en 0,5 por ciento.

La pendiente gobernadora, que es en teoría la pendiente que se puede mantener en forma indefinida a lo largo de todo el proyecto.

La pendiente máxima es la mayor que se puede usar en un proyecto.

Las pendientes mayores que la pendiente gobernadora, incluyendo por supuesto a la máxima, sólo se pueden usar en las longitudes críticas.

Tanto la pendiente gobernadora como la máxima se especifican en función del tipo de camino y de la topografía de la zona.

Para calcular la subrasante es necesario disponer de los siguientes datos:

- La sección típica que se utilizará
- El alineamiento horizontal del tramo
- El perfil longitudinal del mismo
- Las secciones transversales
- Las especificaciones o criterios que regirán el diseño
- Datos de la clase de material del terreno
- Datos de los puntos obligados de paso

3.7. Movimiento de tierras

Es uno de los principales renglones que proporcionan una buena referencia del costo directo de la carretera, ya que según la experiencia del diseñador, logrará realizar un balance entre el corte y el relleno. Además se incluyen los materiales de préstamo o desperdicio que sean aptos para la conformación, compactación y el terminado del trabajo de terracería.

Por tal razón el cálculo de movimiento de tierras debe realizarse de manera óptima para lograr un mejor balance y así proporcionar el costo mínimo, con la mejor calidad de la carretera.

3.7.1. Cálculo de área de secciones transversales

La topografía del terreno en el sentido perpendicular a la línea central de la carretera, determina el volumen de movimiento de tierras necesario en la construcción de un proyecto carretero.

Al tomar en cuenta la sección topográfica transversal, se localiza el punto central de la carretera, en estaciones a cada 20 metros, el cual puede quedar ubicado sobre el terreno natural (relleno) y debajo del terreno natural (corte), a partir de la cual se habrá de trazar la sección típica.

Se estimará el ancho de rodadura, con su pendiente de bombeo de 3 por ciento o el peralte que sea apropiado, si corresponde a un caminamiento en curva horizontal; el ancho del hombro de la carretera, con su pendiente, taludes de corte y relleno según se presente el caso, determinando su pendiente en razón con el tipo de material del terreno y la altura que precisen.

Para medir el área en forma gráfica, se puede realizar a través de un planímetro graduado. Si no se dispone de un planímetro, puede calcularse el área asignando coordenadas totales como se considere conveniente y aplicar el método de los determinantes para encontrar el área.

Cálculo de área de secciones transversales

$$\text{Área} = \frac{\sum(X_t * Y_{t+1}) - \sum(Y_t * X_{t+1})}{2}$$

X		Y
X0		Y0
X1		Y1
X2		Y2
X3		Y3
X4		Y4
X5		Y5
X6		Y6
X7		Y7
X0		Y0

$$a = \sum (X * Y)$$

$$b = \sum (Y * X)$$

$$\text{Área} = \left(\frac{a - b}{2} \right)$$

Para el cálculo del área de las secciones transversales se utilizó el programa Autodesk Civil 3D, al cual se le debe indicar toda la información concerniente a la altímetra en las estaciones deseadas y también se le debe indicar los taludes que se tienen que dejar, para determinar el área de una manera más exacta. Los resultados de las áreas de secciones transversales se presentan en el apéndice 8.

Los taludes recomendados para el trazo de la sección típica, bien sea en corte o en relleno para fines de estimaciones de volúmenes de tierras, se muestran en la tabla XVIII.

Tabla XVIII. **Tabla de relaciones para dibujo de taludes**

CORTE		RELLENO	
ALTURA	H-V	ALTURA	H-V
0 - 3	1 - 1	0 - 3	2 - 1
3 - 7	1 - 2	> 3	3 - 2
> 7	1 - 3		

Fuente: PÉREZ, Augusto. Metodología de actividades para el diseño geométrico de carreteras.
p. 65.

Donde:

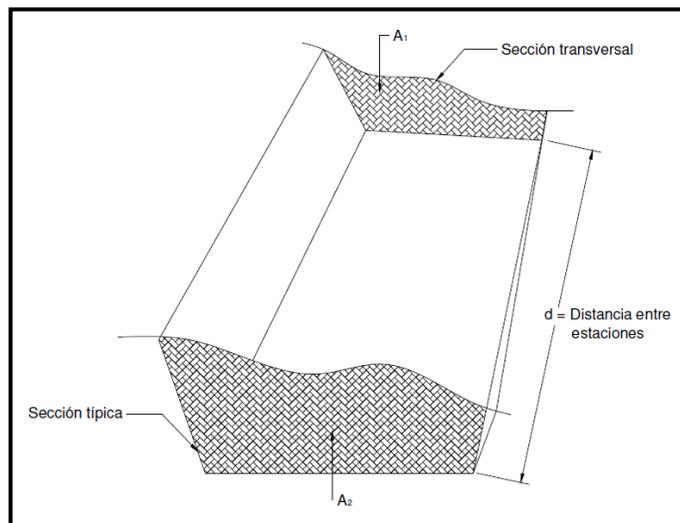
H = Horizontal

V = Vertical

3.7.2. Cálculo de volumen de movimiento de tierras

Cada una de las áreas calculadas anteriormente, constituyen un lado de un prisma de terreno que debe rellenarse o cortarse; suponiendo que el terreno se comporta en una manera uniforme entre las dos estaciones, se hace un promedio de sus áreas y se multiplica por la distancia horizontal entre ellas; se obtienen así los volúmenes de corte y relleno en ese tramo como se puede observar en la figura 61.

Figura 61. **Representación geométrica para el cálculo de volúmenes de movimiento de tierra**



Fuente: PÉREZ, Augusto. Metodología de actividades para el diseño geométrico de carreteras.

p. 65.

$$V = \frac{(A1 + A2)}{2} * d$$

Donde:

V = Volumen de tierra

A1 = Área de sección 1

A2 = Área de sección 2

d = Distancia entre estaciones

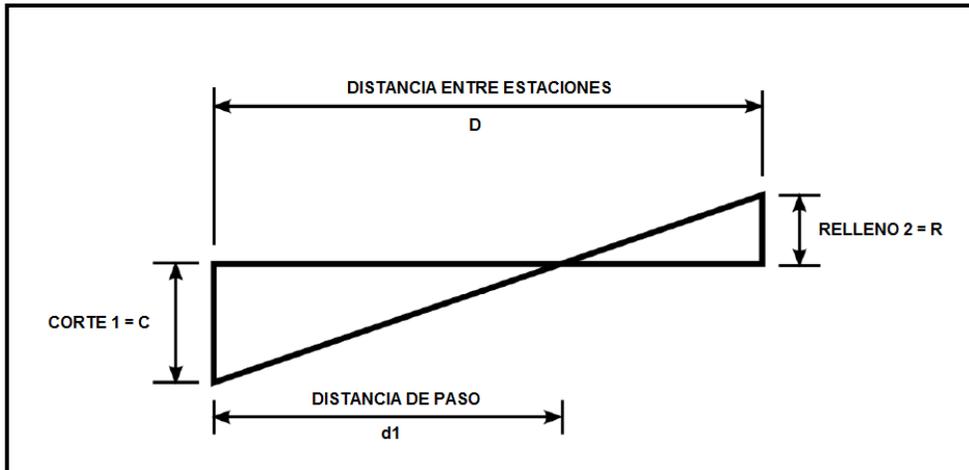
Cuando en un extremo la sección tenga sólo área de corte y la otra solamente área de relleno, debe calcularse una distancia de paso.

La distancia de paso es la comprendida entre la primera sección transversal y el punto donde, teóricamente, el área cambia de corte a relleno o viceversa. Los casos de distancia de paso que se pueden presentar son: final de corte, principio de corte, final de relleno, principio de relleno y combinados como por ejemplo final de corte y principio de relleno o viceversa.

Esta distancia de paso se puede determinar de dos formas: gráfica y analítica.

Para determinar la distancia de paso analíticamente, se realiza una relación de triángulos, con la distancia entre estaciones, los cortes y los rellenos, como se puede observar en la figura 62:

Figura 62. **Cálculo analítico de distancia de paso**



Fuente: PÉREZ, Augusto. Metodología de actividades para el diseño geométrico de carreteras.
p. 67.

$$\frac{C + R}{D} = \frac{C}{d1}$$

Donde:

C = Área de corte

R = Área de relleno

D = Distancia entre estaciones

d1 = Distancia de paso

Despejando d1 se obtiene:

$$d1 = \frac{C * D}{C + R}$$

El cálculo del movimiento de tierras se obtuvo mediante resultados presentados por el programa Autodesk Civil 3D, los cuales se encuentran en los planos de secciones transversales en el apéndice 8.

3.8. Drenaje

Las obras de drenaje hacen que el proyecto tenga más durabilidad y que la carretera sea más eficiente durante los años de su servicio. Su finalidad es desalojar el agua que inevitablemente llega a la superficie de la carretera. El origen de las aguas puede ser pluvial, corrientes superficiales, ríos o quebradas.

El agua pluvial debe encauzarse hacia las orillas de la carretera con una pendiente adecuada en sentido transversal, a ésta se le llama bombeo normal y generalmente es del 3 por ciento. La pendiente longitudinal mínima para la subrasante es del 0,5 por ciento.

A los drenajes por ser tan importantes en la construcción de una carretera, se les ha denominado también como obras de arte.

Las obras que se construyen por lo general en una carretera son el drenaje transversal (tuberías, bóvedas, puentes, badenes, etc.) y el drenaje longitudinal (cunetas y contracunetas), aunque existen otras obras como subdrenaje, contracunetas y disipadores de energía.

3.8.1. Drenaje transversal

El agua de escorrentía superficial por lo general se encuentra con la carretera en sentido casi perpendicular a su trazo, por lo que se utiliza para esto, drenaje transversal, según el caudal que se presente.

El drenaje transversal se usa en dos casos:

- Para evitar que el agua de corrientes superficiales se acumule en un lado de la carretera, afectando así la base de la misma o que la inunde.
- Para conducir el agua pluvial reunida por las cunetas de un lado al otro lado de la carretera.

En el primer caso habrá que determinar el caudal máximo de la corriente (quebrada, río, etc.), por medio de mediciones de la sección de la corriente y de las velocidades del flujo en la época más lluviosa del año. También debe averiguarse sobre el nivel máximo que ha alcanzado en otros años.

También debe observarse otros aspectos, como la pendiente y condiciones del lecho de la corriente, esviaje, puntos de erosión y puntos posibles de canalización.

En el caso de conducir el agua pluvial proveniente de las cunetas, se puede tomar este dato del diseño ya realizado, cuidando de observar cuántas convergen en el punto a estudiar.

Para esta segunda opción, generalmente el drenaje se coloca en curvas horizontales para evacuar el caudal de su parte interna donde, debido a la topografía del terreno, el agua de las cunetas converge, y se acumularía sin este drenaje; también se coloca en los puntos menores de curvas verticales cóncavas y en tramos rectos, donde el caudal a conducir por una cuneta excedería su capacidad y no puede derivarse hacia fuera por situaciones topográficas.

En la entrada de un drenaje transversal, debe construirse una caja que ayude a encauzar todo el caudal de la corriente hacia la tubería, y un muro cabezal que proporcione seguridad contra la erosión a causa de la corriente, en la salida de ésta.

El procedimiento de diseño para un drenaje transversal y una cuneta son similares, lo que varía es la sección, ya que en la cuneta generalmente es triangular y en el drenaje transversal es circular; también cambia la pendiente, y en algunos casos, el caudal de uno difiere del otro por estar ubicado en un punto distinto de la carretera donde el área tributaria es mayor. Se ejemplifica el procedimiento para el cálculo de un drenaje transversal.

Cálculo de áreas de descarga por el método racional:

En el método racional se asume que el caudal máximo a un punto dado, se alcanza cuando el área tributaria está contribuyendo con su escorrentía superficial, durante un período de precipitación máxima.

Para lograr esto, la tormenta máxima (caudal de diseño) debe prolongarse durante un período igual o mayor que el que necesita la gota de agua que se precipitó en el punto más lejano, para llegar hasta el punto considerado (tiempo de concentración).

La fórmula que expresa este principio es:

$$Q = \frac{CIA}{360}$$

En donde:

Q = Caudal máximo (m³/s)

C = Coeficiente de escorrentía, que depende de la cobertura vegetal, la pendiente y el tipo de suelo (sin dimensiones)

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)

Existen dos formas de obtener la intensidad que puede afectar a determinada región en Guatemala. La primera es usando las curvas de intensidad versus tiempo, la cual tiene diversas curvas que dan a conocer la posible intensidad que puede ocurrir en determinada frecuencia de años con relación a la duración de la lluvia. En las mencionadas curvas se puede detectar que los aguaceros más fuertes suceden en tiempos cortos.

La segunda forma es usando la fórmula de intensidad:

$$I = \frac{a}{(t + b)}$$

Donde:

I = Intensidad de lluvia (mm/h)

a y b = Datos proporcionados por el INSIVUMEH

t = Tiempo de concentración del lugar analizado, que generalmente se considera en 12 minutos.

En cuencas grandes debe hacerse un análisis más minucioso considerando la pendiente promedio de la cuenca y de la velocidad de la partícula de agua analizada.

Cálculo de diámetro de tubería para alcantarilla transversal:

Se determinó que el drenaje transversal crítico a diseñar se encuentra ubicado en el estacionamiento 0+475.92, en la curva horizontal No. 8.

Según el informe de las curvas DIF (duración, intensidad, frecuencia) proporcionado por el INSIVUMEH para el lugar en estudio, se tiene la siguiente ecuación para intensidad de lluvia:

$$I = \frac{10\,550}{(t + 60)^{0,968}}$$

$$I = \frac{10\,550}{(12 + 60)^{0,968}}$$

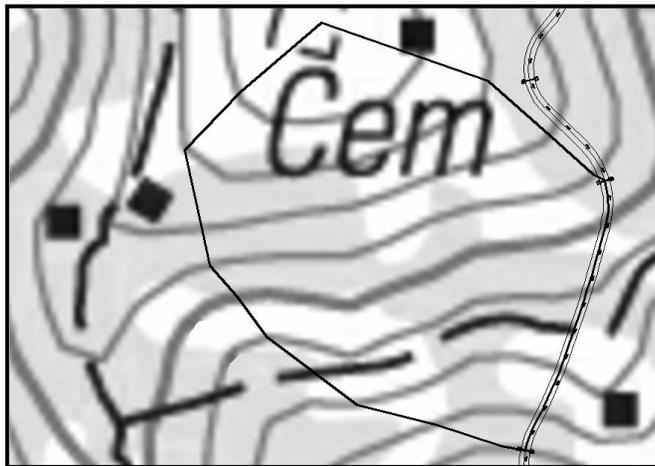
$$I = 168 \text{ mm/h}$$

Para un aguacero de 12 minutos de duración, y una frecuencia en acontecimiento de 25 años.

El área tributaria se determina calculando el área que contribuye a la escorrentía superficial de una cuenca y que se ve determinada por los puntos más altos que se encuentran rodeando a la misma. En el diseño del drenaje transversal, también se debe incluir la mitad del área de la carretera que se encuentra paralelamente con la cuneta hasta el punto en que se encuentra perpendicularmente con el drenaje transversal.

En la figura 63 se puede observar el área tributaria que influye en el diseño del drenaje transversal crítico.

Figura 63. **Área tributaria para drenaje transversal crítico**



Fuente: elaboración propia.

Datos:

Área = 63 539,40 m² = 6,35 ha

C = 0,20

I = 168 mm/h

Determinando el caudal utilizando la ecuación del método racional:

$$Q = \frac{CIA}{360}$$

$$Q = \frac{0,20 * 168 * 6,35}{360}$$

$$Q = 0,59 \text{ m}^3/\text{s}$$

Condiciones de diseño:

$$S = 3\%$$

Lleno al 90%

$$Q = 0,59 \text{ m}^3/\text{s}$$

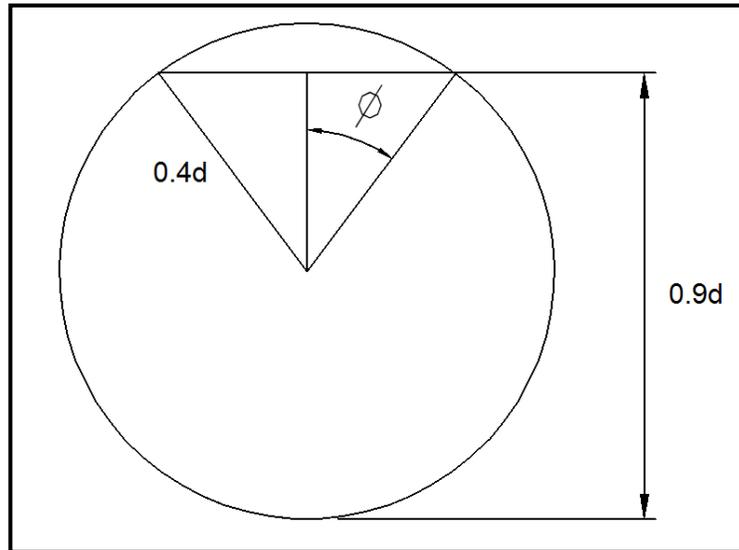
$n = 0,015$ (tubería HG)

$$D = ?$$

Fórmula del radio hidráulico (ver figura 64):

$$Rh = \frac{A}{Pm} = \frac{\text{Área}}{\text{Perímetro mojado}}$$

Figura 64. Área de descarga



Fuente: elaboración propia.

$$\cos \phi = \frac{0,4d}{0,5d}$$

$$\phi = \cos^{-1} \left(\frac{0,4}{0,5} \right) = 36,87 = 36^{\circ}52'11,63'' = 0,6435 \text{ rad}$$

$$\text{Área del círculo} = A_c = \pi r^2 = \pi \left(\frac{d}{2} \right)^2 = \pi \left(\frac{d^2}{4} \right) = 0,7854d^2$$

$$\text{Área del sector circular} = A_{SC} = 0,6435 \left(\frac{d}{2} \right)^2 = 0,1609d^2$$

$$\text{Área del triángulo} = A_T = 2 \left[\frac{1}{2} (0,4d * 0,3d) \right] = 0,12d^2$$

$$A = A_C - A_{SC} + A_T$$

$$A = 0,7854d^2 - 0,1609d^2 + 0,12d^2$$

$$A = 0,7445d^2$$

$$\text{Perímetro mojado} = P_M = \pi * d - 0,6435 * \left(\frac{d}{2}\right)$$

$$P_M = 2,8198d$$

$$Rh = \frac{A}{Pm} = \frac{0,7445d^2}{2,8198d} = 0,2640d$$

Usando la fórmula de Manning:

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

$$Q = \frac{1}{0,015} * (0,7445d^2) * (0,2640d)^{2/3} * (0,03)^{1/2}$$

$$Q = \frac{0,0531d^{8/3}}{0,015}$$

$$Q = 3,54d^{8/3}$$

$$d = \left(\frac{Q}{3,54}\right)^{3/8}$$

Para $Q = 0,59 \text{ m}^3/\text{s}$

$$d = \left(\frac{0,59}{3,54} \right)^{3/8}$$

$$d = 0,51 \text{ m} = 51 \text{ cm}$$

$$d = 20,08'' = 20''$$

De acuerdo a los cálculos obtenidos para el drenaje transversal, se determina que con una tubería de 20 pulgadas de diámetro es suficiente para drenar el agua, sin embargo, en este tipo de proyectos se recomienda utilizar un diámetro mínimo de tubería de 24 pulgadas. Se utilizará para efectos de diseño una tubería de metal corrugado de 30 pulgadas de diámetro.

3.8.2. Drenaje longitudinal

Contracunetas:

Las contracunetas son pequeños canales que se construyen en lugares convenientes, para interceptar el agua que escurre hacia el camino y de esa forma evitar que se dañen los taludes de los cortes o de la superficie de rodamiento.

Debe procurarse que la pendiente sea suave, como uniforme y que su trazo no tenga cambios bruscos. Las dimensiones de las contracunetas pueden variar de acuerdo con la cantidad de agua que se recolecte.

Cunetas:

El primer paso para diseñar una cuneta es considerar su longitud y conforme a esto, el área de carretera que drenará, o del terreno aledaño, si es necesario, según las características pluviales del área, se calcula el caudal que deberá conducirse en la cuneta, para establecer las condiciones de la cuneta se debe tomar en cuenta lo siguiente:

- Pendiente
- Tipo de sección que se pondrá en el canal
- Material de canal (coeficiente de rugosidad)

Con base en esta información se calcula:

- Relación entre área y tirante en el canal
- Relación entre el radio hidráulico y el tirante que se tenga
- Caudal que puede conducir el canal según la pendiente y el tirante

Al igual que el caudal tributario y el que puede conducir el canal, se determina el tirante que deberá tener, el canal para cuneta; generalmente se hace de sección trapezoidal, semicircular, cuadrada e incluso triangular.

Longitud máxima de las cunetas entre dos obras de desagüe:

Cuando la longitud sea semejante a la longitud crítica, se deben descargar las cunetas con obras transversales que crucen la carretera, ú otras maneras de alejar el flujo de agua lejos de la carretera.

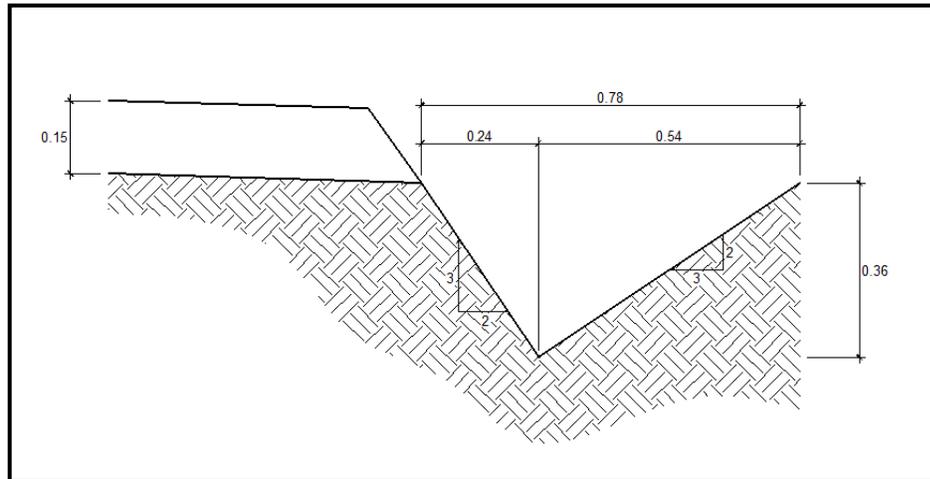
En la mayoría de casos se desvía la cuneta hacia una pendiente apropiada, haciendo un canal revestido con concreto o balasto para evitar la erosión y el daño a la sub-base de la carretera, en caso contrario, se hace pasar por debajo de la carretera con un drenaje transversal.

La longitud máxima depende del caudal que ha de transitar. Los expertos recomiendan descargar las cunetas al menos cada 150 metros, ó sea, no permitir que una cuneta tenga una longitud mayor de 150 metros sin ser descargada.

Para este proyecto se utilizarán cunetas de superficie natural en los dos lados de la carretera, para drenar el exceso de agua y evitar daños a la superficie de rodadura. Se tiene una longitud crítica de 100 metros iniciando en el estacionamiento 1+800 y terminando en el estacionamiento 1+900, con una pendiente de 0,75 por ciento.

Se consideró utilizar una cuneta con un talud del lado de la corona de 2:3 y un talud del lado extremo de 3:2 con una profundidad de 0,36 metros, como se puede observar en la figura 65. Se optó por una sección triangular, porque es más fácil de construir con equipo mecánico y también es más sencillo su mantenimiento.

Figura 65. Geometría de cuneta



Fuente: elaboración propia.

Diseño de cunetas:

Método racional

Se usa para estimar el caudal de diseño en áreas menores de 13 kilómetros cuadrados, pero es más preciso para áreas menores de 4 kilómetros cuadrados.

$$Q = \frac{CIA}{360}$$

En donde:

Q = Caudal máximo (m³/s)

C = Coeficiente de escorrentía, que depende de la cobertura vegetal, la pendiente y el tipo de suelo (sin dimensiones)

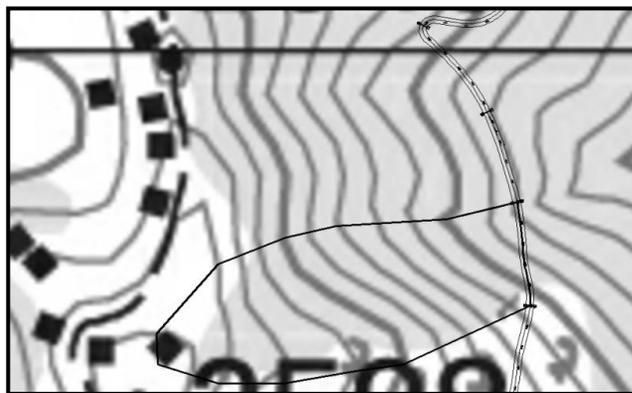
I = Intensidad máxima de la lluvia, para una duración igual al tiempo de concentración, y para un período de retorno dado (mm/h)

A = Área de la cuenca (Ha)

Para poder establecer el período de retorno en el diseño de la cuneta, se debe clasificar la carretera como primaria, secundaria y terciaria. Para un aguacero de 12 minutos de duración, y una frecuencia en acontecimiento de 5 años de acuerdo a la clasificación, se tiene una intensidad de lluvia de 147,84 milímetros por hora.

El área tributaria se determina calculando el área que contribuye a la escorrentía superficial de una cuenca y que se ve determinada por los puntos más altos que se encuentran rodeando a la misma. También se debe incluir la mitad del área de la carretera que se encuentra paralelamente con la cuneta hasta el punto en que se encuentra perpendicularmente con el drenaje transversal. En la figura 66 se puede observar el área tributaria de la cuneta crítica.

Figura 66. **Área tributaria de cuneta crítica**



Fuente: elaboración propia.

Datos:

$$\text{Área} = 47\,954,37 \text{ m}^2 = 4,80 \text{ ha}$$

$$C = 0,10$$

$$I = 147,84 \text{ mm/h}$$

Para estimar caudales por el método racional se emplea la siguiente expresión:

$$Q = \frac{CIA}{360}$$

$$Q = \frac{0,10 * 147,84 * 4,80}{360}$$

$$Q = 0,1971 \text{ m}^3/\text{s}$$

Condiciones de diseño:

$$S = 0.75\%$$

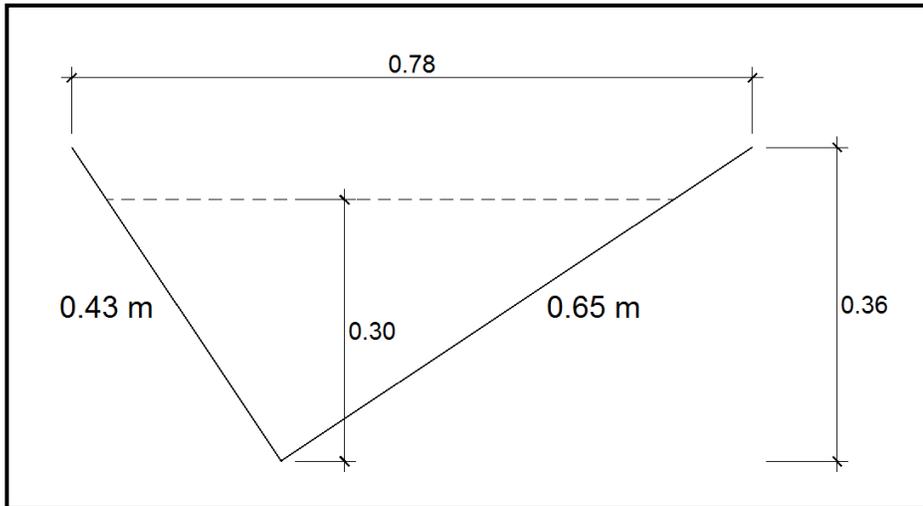
Lleno al 70%

$$n = 0,015$$

Q = caudales

En la figura 67 se pueden observar las dimensiones de la cuneta.

Figura 67. Dimensiones de la cuneta



Fuente: elaboración propia.

Fórmula del radio hidráulico:

$$Rh = \frac{A}{Pm} = \frac{\text{Área}}{\text{Perímetro mojado}}$$

$$Rh = \frac{0,1404}{1,0817} = 0,1298 \text{ m}$$

Usando la fórmula de Manning:

$$Q = \frac{1}{n} * A * (Rh)^{2/3} * S^{1/2}$$

$$Q = \frac{1}{0,015} * (0,1404) * (0,1298)^{2/3} * (0,0075)^{1/2}$$

$$Q = 0,2078 \text{ m}^3/\text{s}$$

El área de la cuneta propuesta es suficiente para transportar el caudal de diseño, por lo tanto se utilizará la geometría de la cuneta indicada.

3.9. Elaboración de planos

Los planos elaborados fueron los siguientes:

- Planta general de la carretera.
- Alineamiento horizontal: se presenta el detalle de cada curva y tangente de la carretera en planta, también se indica el lugar en el cual estarán ubicados los drenajes transversales.
- Curvas verticales: se indica toda la información necesaria sobre altímetra y presenta el perfil de la carretera.
- Secciones transversales: se colocan las secciones en cada estación y el movimiento de tierras a realizar.
- Sección típica: muestra las características técnicas de la carretera ya terminada.
- Obras especiales: aquí se presentan las obras adicionales al proyecto como drenajes transversales, cunetas, entre otros.

Todos los planos se adjuntan en el apéndice 8 que se encuentra al final del presente trabajo de graduación.

3.10. Presupuesto del proyecto

Para elaborar el presupuesto, se tomaron como referencia los precios que se manejan localmente para así tener una buena estimación del costo total.

Para poder realizar un presupuesto objetivo, se tomó en cuenta el material a remover, la distancia del banco de materiales a la construcción de la carretera, la accesibilidad al lugar y la presencia de mano de obra calificada, ya que esto afecta el costo de construcción. En la tabla XIX y XX se presenta el presupuesto del proyecto integrado por renglones de trabajo y en el apéndice 6 se adjunta el presupuesto desglosado con sus respectivos costos unitarios de materiales y mano de obra.

Tabla XIX. Presupuesto de la carretera

PRESUPUESTO POR RENGLONES DE TRABAJO	
PROYECTO: CONSTRUCCIÓN DE CAMINO RURAL	
UBICACIÓN: CASERÍO LA LOMA	
MUNICIPIO: MALACATÁN SAN MARCOS	
LONGITUD:	2+078,54 kms
ANCHO DE RODADURA:	5,50 mts
ANCHO DE BRECHA:	7,06 mts
ESPEJOR DE LA CAPA DE BALASTO:	0,15 mts
DISTANCIA DEL PROYECTO AL BANCO DE MATERIAL:	8,00 kms

CUADRO DE CANTIDADES DE TRABAJO					
PROYECTO: DISEÑO DE CARRETERA, CASERÍO LA LOMA, MALACATÁN S.M.					
No.	REGLÓN	CANTIDAD	UNIDAD DE MEDIDA	PRECIO UNITARIO	COSTO REGLÓN
1	REPLANTEO TOPOGRÁFICO				
1,1	Levantamiento topográfico	Q 2,08	km	Q 6 551,65	Q 13 627,44
2	MOVIMIENTO DE TIERRA				
2,1	Excavación no clasificada de desperdicio	Q 12 458,12	m ³	Q 33,10	Q 412 382,81
2,2	Excavación no clasificada	Q 4 023,92	m ³	Q 36,07	Q 145 139,72
2,3	Excavación estructural de alcantarilla	Q 140,00	m ³	Q 34,65	Q 4 851,56
2,4	Relleno estructural de alcantarilla	Q 73,00	m ³	Q 50,86	Q 3 712,50

Fuente: elaboración propia.

Tabla XX. Continuación de presupuesto de la carretera

PRESUPUESTO POR RENGLONES DE TRABAJO					
PROYECTO: CONSTRUCCIÓN DE CAMINO RURAL					
UBICACIÓN: CASERÍO LA LOMA					
MUNICIPIO: MALACATÁN SAN MARCOS					
LONGITUD:		2+078,54 kms			
ANCHO DE RODADURA:		5,50 mts			
ANCHO DE BRECHA:		7,06 mts			
ESPESOR DE LA CAPA DE BALASTO:		0,15 mts			
DISTANCIA DEL PROYECTO AL BANCO DE MATERIAL:		8,00 kms			
CUADRO DE CANTIDADES DE TRABAJO					
PROYECTO: DISEÑO DE CARRETERA, CASERÍO LA LOMA, MALACATÁN S.M.					
No.	RENLÓN	CANTIDAD	UNIDAD DE MEDIDA	PRECIO UNITARIO	COSTO RENGLÓN
3	REACONDICIONAMIENTO DE SUB-RASANTE				
3,1	Escarificación, conformación y compactación	Q 11 431,97	m ²	Q 3,54	Q 40 457,81
4	DRENAJES				
4,1	Transversales Ø 30"	Q 90,00	ml	Q 1 162,99	Q 104 668,75
4,2	Cabezal de salida con caja receptora	Q 65,25	m ³	Q 1 084,71	Q 70 777,50
5	REVESTIMIENTO				
5,1	Extracción de balasto y transporte	Q 1 714,80	m ³	Q 104,84	Q 179 786,31
COSTO TOTAL DEL PROYECTO					Q 975 404,40
1 US\$ = Q7,83			COSTO TOTAL EN US\$		\$ 124 572,72
EL PRESENTE PRESUPUESTO ASCIENDE A:					
NOVECIENTOS SETENTA Y CINCO MIL CUATROCIENTOS CUATRO CON 40/100					

Fuente: elaboración propia.

CONCLUSIONES

1. Al realizar el Ejercicio Profesional Supervisado (EPS), se beneficia grandemente al estudiante, ya que da la oportunidad de realizar proyectos reales, poniendo en práctica los conocimientos adquiridos durante la formación académica, razón por la cual se constituye en una importante herramienta para la adquisición de la experiencia y el criterio técnico.
2. Los diseños realizados contribuirán al desarrollo del municipio de Malacatán, departamento de San Marcos, dando solución a los problemas que aquejan a la comunidad.
3. La construcción del puente vehicular en la aldea Nicá, contribuirá al desarrollo económico y social del municipio de Malacatán, dando como resultado un incremento en el tránsito vehicular hacia este lugar, beneficiando a varias comunidades como a gran cantidad de habitantes; el costo total del proyecto es de Q 1 011 670,64.
4. Al finalizar la ejecución del proyecto del puente vehicular no se tendrá un impacto ambiental significativo, por lo que se consideró su posible impacto únicamente durante la ejecución del proyecto.
5. La realización del proyecto de la carretera para el caserío La Loma, tiene un costo total de Q 975 404,40, beneficiando a gran cantidad de pobladores. Con esto se incrementa el desarrollo económico de la comunidad y se mejora la calidad de vida de los habitantes.

6. A través de un adecuado mantenimiento de los proyectos, se garantiza el servicio y la seguridad de los usuarios al transitar, evitando de esta manera, la interrupción de las actividades económicas y la pérdida de inversión en los proyectos.

7. Las necesidades de servicios básicos y de infraestructura en las comunidades son diversas y urgentes de resolver; esto será factible con el trabajo conjunto de municipalidad, comunidad y apoyo técnico; logrando de esta manera, reducir en el menor tiempo posible los problemas que afrontan los pobladores.

RECOMENDACIONES

1. Garantizar la supervisión técnica profesional durante la construcción de los proyectos, tanto de la carretera como del puente vehicular, para que se cumplan con todas las especificaciones y requerimientos contenidos en los planos y para que se verifique que los materiales que se van a utilizar sean de calidad.
2. Previo a la construcción del puente vehicular, debe realizarse un estudio dinámico de suelos, para tener una mayor seguridad sobre los resultados obtenidos, en relación con los presentados en este trabajo.
3. Elaborar el plan de mantenimiento preventivo y correctivo de ambos proyectos, para asegurar el óptimo funcionamiento de los mismos.
4. Proveer el mantenimiento constante a la carretera, sobre todo a la carpeta de rodadura; para que preste un servicio seguro y eficiente en todo tiempo, especialmente en invierno.
5. Orientar a la población para que haga buen uso de los proyectos diseñados, para garantizar un funcionamiento continuo.

BIBLIOGRAFÍA

1. AASHTO. *Especificaciones LRFD AASHTO para el diseño de puentes*. Estados Unidos de América: AASHTO, 2007. 1515 p.
2. American Concrete Institute. *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-05)*. Michigan, Estados Unidos de América: ACI, 2005. 495 p.
3. BOWLES, Joseph E. *Manual de laboratorio de suelos de ingeniería civil*. México: McGraw-Hill, 1981. 213 p.
4. DAS, Braja M. *Principios de ingeniería de cimentaciones*. 5a ed. México: Cengage Learning, 2008. 743 p.
5. HERRERA M., Jerónimo. *Puentes*. 2a ed. Colombia: Universidad Católica de Colombia, 1996. 147 p.
6. McCORMAC, Jack C. *Diseño de concreto reforzado*. 5a ed. México: Alfaomega, 2009. 797 p.
7. Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda, Dirección General de Caminos. *Especificaciones generales para construcción de carreteras y puentes*. Guatemala: DGC, 2001. 456 p.

8. Ministerio de Transportes y comunicaciones, Dirección General de Caminos y Ferrocarriles. *Manual de diseño de puentes*. Lima, Perú: DGCF, 2003. 282 p.
9. Secretaría de Integración Económica de Centro América. *Normas para el diseño geométrico de las carreteras regionales*. Guatemala: SIECA, 2004. 36 p.
10. TORRES NIETO, Alvaro; VILLATE BONILLA, Eduardo. *Topografía*. 4a ed. Colombia: Prentice-Hall, 2001. 472 p.
11. TRUJILLO OROZCO, José Eusebio. *Diseño de puentes*. 2a ed. Bucaramanga, Colombia: UIS, 1993. 363 p.

APÉNDICES

APÉNDICE 1

Informe de ensayo de compresión triaxial



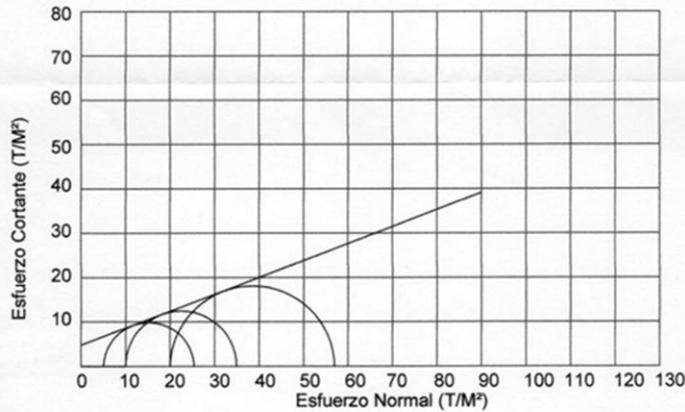
CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



Nº 19429

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No.: 0290 S.S. O.T.: 28,728
 INTERESADO: Dolman Bryan Godínez Bautista
 PROYECTO: EPS- Diseño de Puente Vehicular
 Ubicación: Aldea Nicá, Malacatán, San Marcos
 Fecha: 02 de agosto del 2011
 pozo: 1 Profundidad: 2.50 m Muestra: 1



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 20.89$ COHESIÓN: $C_u = 4.78$

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.
 DESCRIPCIÓN DEL SUELO: Limo arcilloso color café
 DIMENSIÓN Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"
 OBSERVACIONES: Muestra proporcionada por el interesado.

PROBETA No.	1	1	1
PRESIÓN LATERAL (T/m^2)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA $q(T/m^2)$	15.18	22.46	38.46
PRESIÓN INTERSTICIAL $u(T/m^2)$	x	x	x
DEFORMACIÓN EN ROTURA E_r (%)	3.0	5.0	7.0
DENSIDAD SECA (T/m^3)	1.45	1.45	1.45
DENSIDAD HUMEDA (T/m^3)	1.73	1.73	1.73
HUMEDAD (%H)	21.2	21.2	21.2

Vo. Bo.

Inga. Teina Maricela Cardo Morales
DIRECTORA CII/USAC



Atentamente,

Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos



FACULTAD DE INGENIERIA —USAC—
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono directo: 2418-9115, Planta: 2418-8000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-9121
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

APÉNDICE 2

Evaluación de impacto ambiental del puente vehicular

Toda actividad humana provoca directa o indirectamente impactos en el ambiente. Algunos pueden representar riesgos para la salud pública y el ambiente, por lo que se hace necesario realizar previamente a su implantación una evaluación de impacto ambiental. Su importancia radica en que es un instrumento de planificación, gestión y control del proceso de urbanización y de ordenamiento territorial.

La evaluación de impacto ambiental es un proceso de análisis que pronostica los futuros impactos ambientales negativos y positivos de acciones humanas permitiendo seleccionar las alternativas que maximicen los beneficios y minimice los impactos no deseados.

Tiene como propósito fundamental detectar todas las consecuencias significativas, benéficas y adversas de una acción propuesta, para que quienes toman decisiones cuenten con elementos científico – técnicos que les apoyen para determinar la mejor opción.

El contenido de una evaluación de impacto ambiental, es iniciado por una evaluación ambiental inicial y de allí surgirá la necesidad de efectuar una evaluación de impacto ambiental completa.

De acuerdo con las normativas ambientales vigentes en la actualidad, pueden realizarse dos tipos de estudios de impacto ambiental:

Impacto no significativo o evaluación rápida:

Consiste básicamente en un breve estudio realizado mediante una visita de observación al sitio del proyecto, por parte de técnicos en la materia, aprobados por el Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales (MARN) y por parte del interesado. El criterio se basa en proyectos de las mismas características en cuanto a tamaño, ubicación y otros indicadores que se consideren pertinentes según sea el caso.

Impacto significativo o evaluación general:

Generalmente, se desarrolla en dos fases: La fase preliminar o de factibilidad, y la fase completa, la cual se aplica a proyectos con grandes impactos, y debe ser un estudio lo más completo posible.

Toda autorización derivada de un estudio de evaluación de impacto ambiental significativo, deberá garantizar su cumplimiento por parte de la persona interesada, individual o jurídica, por medio de una fianza que será determinada por el Ministerio de Ambiente.

En todo proceso de evaluación de impacto ambiental, debe tomarse en cuenta lo siguiente:

Plan de gestión ambiental: Para la construcción de un puente vehicular los impactos se consideran poco significativos, por lo que se puede realizar una evaluación rápida, dicha evaluación debe contener información básica y establecer con suficiente nivel de detalle los impactos negativos previstos con sus respectivas medidas de mitigación.

Para el proyecto en estudio se realizará una evaluación rápida, por la aplicación que tiene en este proyecto.

Información sobre el proyecto:

- Nombre de la comunidad: Aldea Nicá
- Municipio: Malacatán
- Departamento: San Marcos

Tipo de proyecto:

Puente vehicular de una vía, de concreto armado en camino rural.

Consideraciones especiales:

Todos los aspectos y parámetros que se consideren pertinentes al caso y que sean identificados en el proceso de planificación o también durante las visitas que se realicen al campo.

Consideraciones sobre áreas protegidas:

Las áreas que se encuentran incluidas dentro del Sistema Guatemalteco de Áreas Protegidas (SIGAP).

- a) ¿Se ubica el proyecto dentro de un área protegida legalmente establecida?
No.
- b) Nombre del área protegida:
No aplica.
- c) Categoría de manejo del área protegida:
No aplica.
- d) Base legal de la declaratoria del área protegida:
No aplica.
- e) Ente administrador del área protegida:
No aplica.
- f) Ubicación del proyecto dentro de la zonificación del área protegida:
No se encuentra dentro de zonas protegidas.
- g) Por la ubicación del proyecto dentro de áreas del SIGAP:
No aplica.

Consideraciones sobre ecosistemas naturales:

- a) ¿Cruza el proyecto un ecosistema terrestre natural?
No.
- b) Estado actual del ecosistema:
No aplica.

Otras consideraciones:

Cruza el proyecto alguna de las siguientes zonas:

- a) Zona de alto valor escénico:
No
- b) Área turística:
No
- c) Sitio ceremonial:
No
- d) Sitio arqueológico:
No
- e) Área de protección agrícola:
No
- f) Área de asentamiento humano:
No
- g) Área de producción forestal:
No
- h) Área de producción pecuaria:
No

Impactos ambientales negativos identificados durante la construcción:

Se determina que durante la ejecución del proyecto, se presentarán los siguientes impactos ambientales negativos:

Impactos ambientales negativos generados durante la construcción

Impacto ambiental previsto	Se requieren medidas de mitigación específicas que deberán ser implementadas por:		
	Actividad	Ejecutor	Comunidad
Deslaves de material	X		
Erosión de cortes	X		
Disposiciones inadecuadas de materiales de desperdicio	X		
Alteración del drenaje superficial	X		
Contaminación de cuerpos de agua por causa de los insumos utilizados durante la construcción	X		
Contaminación del aire por polvo generado en construcción	X		
Alteración del paisaje como consecuencia de los cortes		X	
Riesgos para la salud de los trabajadores	X		
Generación de desechos sólidos derivados de las actividades de los trabajadores de la obra	X		

Fuente: elaboración propia, con información del Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales.

Impactos ambientales negativos identificados durante la operación:

Se determina que durante la operación y mantenimiento del proyecto, se generarán los siguientes impactos ambientales negativos:

Impactos ambientales negativos generados durante la operación

Impacto ambiental previsto	Se requieren medidas de mitigación específicas que deberán ser implementadas por:		
	Comité de mantenimiento	Comunidad	Municipalidad
Erosión de cortes	X	X	
Accidentes de tránsito	X		
Accidentes a peatones	X		
Reasentamiento involuntario			X

Fuente: elaboración propia, con apoyo de la municipalidad de Malacatán, San Marcos.

Impactos, medidas de mitigación y relación con la etapa del proyecto:

Los impactos ambientales negativos, medidas de mitigación, su relación con la etapa del proyecto, se describen a continuación:

Medidas de mitigación en la ejecución y la operación

Componentes ambientales y sociales	Etapa del proyecto			
	Construcción		Operación y mantenimiento	
	Impacto	Medidas de mitigación	Impacto	Medidas de mitigación
Ambiente físico				
Suelos	Deslaves de materia.	Prevención durante la construcción.	No significativo.	
	Erosión de cortes.	Prevención de erosión usando estabilización física.		
	Disposición inadecuada de materiales de desperdicio.	Seleccionar sitios adecuados y colocar en capas no mayores de 0.25 m compactado, posteriormente colocar una capa de material orgánico.		
Recursos hídricos	Alteración del drenaje superficial.	Construcción durante estación seca, minimizar la erosión de ribera de ríos; alteración mínima de corrientes de aguas naturales.	No significativo.	
	Disminución de la calidad del agua.			
	Contaminación de cuerpos de agua por causa de los insumos utilizados durante la construcción.	Depositar los desechos de insumos en un lugar fuera de la zona del cauce del río.		
Calidad del aire	Contaminación del aire por polvo generado en construcción.	Uso de agua para minimizar la generación de polvo.	No significativo.	

Fuente: elaboración propia.

Continuación de medidas de mitigación en la ejecución y la operación

Componentes ambientales y sociales	Etapa del proyecto			
	Construcción		Operación y mantenimiento	
	Impacto	Medidas de mitigación	Impacto	Medidas de mitigación
Ambiente biológico				
Hábitat natural	No significativo.		No significativo.	
Fauna y flora	No significativo.		No significativo.	
Ambiente social				
Estética y paisaje	Alteración del paisaje como consecuencia de los cortes.	Limpieza de sitios de construcción.	Erosión de cortes.	Mantenimiento y limpieza en zona de cortes.
Salud humana	Riesgos para la salud de los trabajadores.	Desarrollar plan de seguridad e higiene.	Accidentes de tránsito. Accidentes peatonales.	Regulación y señalización adecuadas.
	Generación de desechos sólidos derivados de las actividades de los trabajadores de la obra.	Hacer sanitario provisional, colocar toneles para la basura y para su posterior disposición en zona adecuada.		
Comunidades humanas	No significativo.		No significativo.	

Fuente: elaboración propia.

Recomendaciones de la evaluación y viabilidad ambiental del proyecto:

Al observar los impactos generados, los no significativos y las medidas de mitigación requeridas, se considera el proyecto ambientalmente viable. Se prevé que habrá impactos sociales de carácter positivo, al mejorar la comunicación entre las comunidades y su municipio.

Aspectos a considerar para no causar daños:

- El movimiento de tierra realizado por cambio de rasante se debe depositar en una zona adecuada fuera del cauce del río; se debe homogenizar, conformar y compactar; posteriormente se debe colocar una capa de suelo orgánico.
- Los taludes del estribo de entrada y salida se estabilizarán, para evitar erosión y falla en los mismos, que puedan causar turbiedad y contaminación en el agua.
- En zonas adyacentes al área donde se construirá el puente, no se debe explotar ningún banco de material, ya que modificará el régimen de aguas que en conjunto con el movimiento de materiales, puede afectar notablemente la capacidad y estabilidad de la estructura.

Informe de ensayo de Peso Unitario Suelto (P.U.S.)



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



Nº 015989

INFORME No.: 0349 S. S. O.T.: 28,727

INTERESADO: Dolman Bryan Godinez Bautista

PROYECTO: EPS-Diseño de la carretera hacia el Caserío La Loma, Municipio de Malacatán, Departamento de San Marcos.

ASUNTO: ENSAYO DE PESO UNITARIO SUELTO (P.U.S.)

Norma: A.A.S.T.H.O T-19

UBICACIÓN: Municipio de Malacatán, San Marcos

DESCRIPCIÓN DEL SUELO: Arena limosa color café claro.

FECHA: 24 de agosto de 2011

RESULTADO DEL ENSAYO:

P.U.S.= 1,747 kg/m³

OBSERVACIONES: Muestra tomada por el interesado.

Atentamente,



Vo. Bo.

Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



Omar E. Medrano Mendez
Ing. Omar Enrique Medrano Mendez
Jefe Sección Mecánica de Suelos

Informe de ensayo de Análisis Granulométrico



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



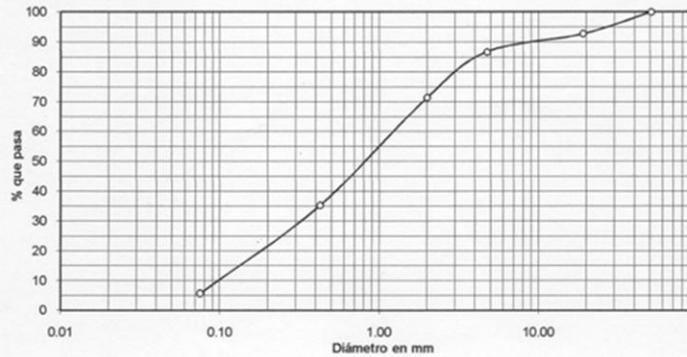
Nº 015991

INFORME No. 0351 S.S. O.T. No. 28,727

Interesado: Dolman Bryan Godínez Bautista
 Tipo de Ensayo: Análisis Granulométrico, con tamices y con lavado previo.
 Norma: A.A.S.H.T.O. T-27, T-11
 Proyecto: EPS-Diseño de la carretera hacia el caserío La Loma, Municipio de Malacatán,
 Departamento de San Marcos.
 Ubicación: Municipio de Malacatán, San Marcos.
 Fecha: 24 de agosto de 2011

Tamiz	Abertura (mm)	% que pasa
2"	50.80	100.00
3/4"	19	92.73
4	4.75	86.72
10	2	71.50
40	0.425	35.34
200	0.075	5.70

% de Grava: 13.28
 % de Arena: 81.02
 % de finos: 5.70



Descripción del suelo: Arena limosa color café claro.
 Clasificación: S.C.U.: SW-SM P.R.A.: A-1-b
 Observaciones: Muestra tomada por el interesado.

Vo. Bo.
 Inga. Telma Maricela Cano Morales
 DIRECTORA CIUSAC



Atentamente,

Omar Enrique Medrano Méndez
 Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
 Jefe Sección Mecánica de Suelos

FACULTAD DE INGENIERIA -USAC
 Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
 Teléfono directo 2476-3992. Planta 2443-9500 Ext. 1502. FAX: 2476-3993
 Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

Informe de ensayo de Límites de Atterberg



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



Nº 015990

INFORME No. 0350 S. S. O.T.: 28,727

Interesado: Dolman Bryan Godínez Bautista
Proyecto: EPS-Diseño de la carretera hacia el caserío La Loma, Municipio de Malacatán,
Departamento de San Marcos.
Asunto: ENSAYO DE LIMITES DE ATTERBERG
Norma: AASHTO T-89 Y T-90
Ubicación: Municipio de Malacatán, San Marcos.
FECHA: 24 de agosto de 2011

RESULTADOS:

ENSAYO No.	MUESTRA No.	L.L. (%)	I.P. (%)	CLASIFICACION *	DESCRIPCION DEL SUELO
1	1	0.0	0.0	ML	Arena limosa color café claro.

(*) CLASIFICACION SEGÚN CARTA DE PLASTICIDAD

Observaciones: Muestra tomada por el interesado.

Atentamente,



Vo. Bo.

Inga. Teima Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



Omar E. Medrano Méndez
Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos

FACULTAD DE INGENIERIA -USAC
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono directo 2476-3992. Planta 2443-9500 Ext. 1502. FAX: 2476-3993
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

Informe de ensayo de Compactación

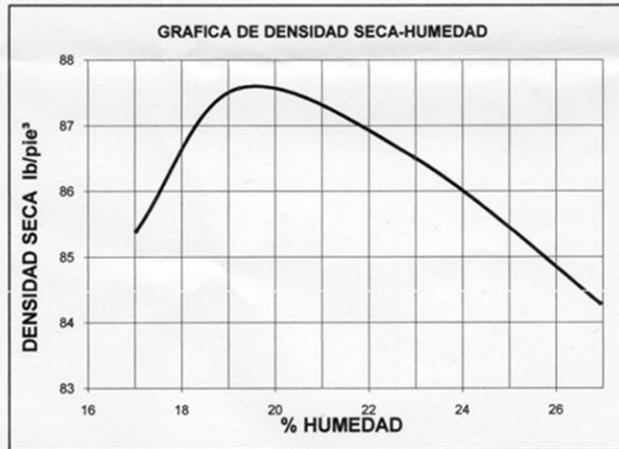


CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



Nº 015987

INFORME No. 0347 S.S. O.T. No.: 28,727
Interesado: Dolman Bryan Godínez Bautista
Asunto: ENSAYO DE COMPACTACIÓN. Proctor Estándar: () Norma:
Proctor Modificado: (X) Norma: A.A.S.T.H.O. T-180
Proyecto: EPS-Diseño de la carretera hacia el caserío La Loma, Municipio de Malacatán,
Departamento de San Marcos.
Ubicación: Municipio de Malacatán, San Marcos.
Fecha: 24 de agosto de 2011



Descripción del suelo: Arena limosa color café claro.
Densidad seca máxima γ_d : 1,403 Kg/m³ 87.6 lb/ft³
Humedad óptima Hop.: 19.4 %
Observaciones: Muestra proporcionada por el interesado.



Atentamente,

Vo. Bo.:

Inga. Teima Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



Omar Enrique Mediano Mendez
Ing. Omar Enrique Mediano Mendez
Jefe Sección Mecánica de Suelos

FACULTAD DE INGENIERIA -USAC
Edificio T-5: Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono directo 2476-3992. Planta 2443-9500 Ext. 1502. FAX: 2476-3993
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

APÉNDICE 4

Descripción de curvas horizontales

MEMORIA DE CÁLCULO DE CURVAS HORIZONTALES													
No. de curva	G	R (m)	Δ		Lc (m)	St (m)	E (m)	OM (m)	CM (m)	A (m)	Se (%)	Lt (m)	
			Grad.	Min. Seg.									
1	63.66	18.00	96	51	20	30.43	20.29	9.13	6.06	26.93	1.70	0.04	15.59
2	38.20	30.00	26	23	30	13.82	7.03	0.81	0.79	13.70	1.13	0.03	9.36
3	22.92	50.00	10	59	30	9.59	4.81	0.23	0.23	9.58	0.79	0.03	5.61
4	28.65	40.00	87	5	30	60.80	38.02	15.19	11.01	55.11	0.91	0.03	7.02
5	19.10	60.00	61	28	0	64.37	35.67	9.80	8.43	61.33	0.70	0.03	4.68
6	1.91	600.00	3	10	0	33.16	16.58	0.23	0.23	33.16	0.32	0.03	0.47
7	7.64	150.00	10	21	0	27.10	13.59	0.61	0.61	27.06	0.45	0.03	1.87
8	16.37	70.00	36	12	40	44.24	22.89	3.65	3.47	43.51	0.64	0.03	4.01
9	14.32	80.00	27	3	20	37.78	19.25	2.28	2.22	37.43	0.60	0.03	3.51
10	114.59	10.00	117	8	40	20.45	16.36	9.18	4.79	17.07	1.70	0.07	28.07
11	95.49	12.00	160	34	27	33.63	70.11	59.13	9.98	23.66	1.70	0.06	23.39
12	38.20	30.00	63	52	33	33.45	18.70	5.35	4.54	31.74	1.13	0.03	9.36
13	11.46	100.00	16	9	40	28.21	14.20	1.00	0.99	28.11	0.53	0.03	2.81
14	7.64	150.00	22	47	10	59.65	30.23	3.02	2.96	59.26	0.45	0.03	1.87
15	9.55	120.00	30	44	10	64.37	32.98	4.45	4.29	63.60	0.49	0.03	2.34
16	95.49	12.00	171	45	20	35.97	166.50	154.93	11.14	23.94	1.70	0.06	23.39
17	95.49	12.00	147	31	1	30.90	41.19	30.91	8.64	23.04	1.70	0.06	23.39
18	38.20	30.00	35	48	38	18.75	9.69	1.53	1.45	18.45	1.13	0.03	9.36
19	95.49	12.00	132	20	58	27.72	27.18	17.71	7.15	21.95	1.70	0.06	23.39

APÉNDICE 4

Descripción de curvas horizontales

MEMORIA DE CÁLCULO DE CURVAS HORIZONTALES												
No. de curva	G	R (m)	Δ		Lc (m)	St (m)	E (m)	OM (m)	CM (m)	A (m)	Se (%)	Lt (m)
			Grad.	Min. Seg.								
20	28.65	40.00	22	59 20	16.05	8.13	0.82	0.80	15.94	0.91	0.03	7.02
21	32.74	35.00	55	16 2	33.76	18.32	4.51	3.99	32.47	1.00	0.03	8.02
22	114.59	10.00	133	42 2	23.34	23.39	15.44	6.07	18.39	1.70	0.07	28.07
23	11.46	100.00	4	41 30	8.19	4.10	0.08	0.08	8.19	0.53	0.03	2.81
24	95.49	12.00	112	36 36	23.58	18.00	9.63	5.34	19.97	1.70	0.06	23.39
25	104.17	11.00	93	14 6	17.90	11.64	5.01	3.44	15.99	1.70	0.06	25.51
26	88.15	13.00	49	57 50	11.34	6.06	1.34	1.22	10.98	1.70	0.05	21.59
27	25.46	45.00	64	54 0	50.97	28.61	8.33	7.03	48.29	0.84	0.03	6.24
28	114.59	10.00	148	57 38	26.00	36.01	27.37	7.32	19.27	1.70	0.07	28.07
29	11.46	100.00	7	38 28	13.34	6.68	0.22	0.22	13.33	0.53	0.03	2.81
30	11.46	100.00	17	40 52	30.86	15.55	1.20	1.19	30.74	0.53	0.03	2.81
31	5.73	200.00	8	25 48	29.43	14.74	0.54	0.54	29.40	0.41	0.03	1.40
32	5.73	200.00	13	8 30	45.87	23.04	1.32	1.31	45.77	0.41	0.03	1.40
33	7.64	150.00	8	0 30	20.97	10.50	0.37	0.37	20.95	0.45	0.03	1.87
34	15.28	75.00	25	55 20	33.93	17.26	1.96	1.91	33.64	0.62	0.03	3.74
35	22.92	50.00	8	43 40	7.62	3.82	0.15	0.14	7.61	0.79	0.03	5.61
36	15.28	75.00	6	46 7	8.86	4.44	0.13	0.13	8.85	0.62	0.03	3.74
37	22.92	50.00	14	46 3	12.89	6.48	0.42	0.41	12.85	0.79	0.03	5.61
38	14.32	80.00	5	1 29	7.02	3.51	0.08	0.08	7.01	0.60	0.03	3.51
39	57.30	20.00	57	3 59	19.92	10.87	2.77	2.43	19.11	1.56	0.03	14.03

APÉNDICE 5

Descripción de curvas verticales

MEMORIA DE CÁLCULO DE CURVAS VERTICALES												
No. de curva	P1 (%)	P2 (%)	A (%)	K	LCV	OM	PCV	PCVE	PIV STA.	PIV ELEV.	PTV	PTVE
1	-4.49	-14.21	-9.72	2.57	25	-0.30	0+014.94	999.33	0+027.44	998.77	0+039.94	996.99
2	-14.21	3.50	17.71	1.69	30	0.66	0+049.36	995.65	0+064.36	993.52	0+079.36	995.13
3	3.50	-3.92	-7.42	4.04	30	-0.28	0+135.95	997.11	0+150.95	998.41	0+165.95	997.82
4	-3.92	-16.69	-12.77	3.13	40	-0.64	0+184.51	997.10	0+204.51	996.31	0+224.51	992.97
5	-16.69	-8.61	8.08	3.71	30	0.30	0+229.55	992.13	0+244.55	989.63	0+259.55	988.34
6	-8.61	-0.67	7.94	7.56	60	0.60	0+395.93	976.59	0+425.93	974.00	0+455.93	973.80
7	-0.67	-12.90	-12.23	3.27	40	-0.61	0+495.89	973.54	0+515.89	973.40	0+535.89	970.82
8	-12.90	-7.23	5.67	6.17	35	0.25	0+578.94	965.27	0+596.44	963.01	0+613.94	961.75
9	-7.23	-17.87	-10.64	2.82	30	-0.40	0+650.72	959.09	0+665.72	958.00	0+680.72	955.32
10	-17.87	-15.46	2.41	16.60	40	0.12	0+802.26	933.59	0+822.26	930.02	0+842.26	926.92
11	-15.46	-9.44	6.02	6.64	40	0.30	0+967.15	907.61	0+987.15	904.52	1+007.15	902.63
12	-9.44	-9.77	-0.33	121.21	40	-0.02	1+065.93	897.08	1+085.93	895.19	1+105.93	893.24
13	-9.77	-16.24	-6.47	6.18	40	-0.32	1+218.29	882.26	1+238.29	880.31	1+258.29	877.06
14	-16.24	-17.92	-1.68	17.86	30	-0.06	1+428.15	849.48	1+443.15	847.05	1+458.15	844.25
15	-17.92	0.75	18.67	2.14	40	0.93	1+661.96	806.23	1+681.96	802.50	1+701.96	802.65
16	0.75	12.42	11.67	2.57	30	0.44	1+869.42	803.90	1+884.42	804.01	1+899.42	805.87
17	12.42	7.18	-5.24	3.82	20	-0.13	2+032.61	822.42	2+042.61	823.66	2+052.61	824.38

APÉNDICE 6

Presupuesto desglosado de la carretera

PRESUPUESTO DE COSTOS UNITARIOS DE MATERIALES Y MANO DE OBRA					
PROYECTO: CONSTRUCCIÓN DE CAMINO RURAL					
UBICACIÓN: CASERÍO LA LOMA					
MUNICIPIO: MALACATÁN SAN MARCOS					
LONGITUD:	2+078.54 kms				
ANCHO DE RODADURA:	5.50 mts				
ANCHO DE BRECHA:	7.06 mts				
ESPEJOR DE LA CAPA DE BALASTO:	0.15 mts				
DISTANCIA DEL PROYECTO AL BANCO DE MATERIAL:	8.00 kms				
REGLÓN No. 01					
REPLANTEO TOPOGRÁFICO					
1.1	LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO	2.08	KM		
No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	TOTAL
1	Estacas de madera	555.00	U	1	Q 555.00
2	Clavos para lámina	3.00	lbs	6.84	Q 20.52
3	Equipo de topografía	1.00	global	Q 7,500.00	Q 7,500.00
TOTAL DE MATERIALES					Q 8,075.52
TOTAL DE MANO DE OBRA					Q 2,826.43
COSTO DIRECTO					Q 10,901.95
COSTO INDIRECTO					Q 2,725.49
TOTAL DEL REGLÓN					Q 13,627.44
COSTO UNITARIO		2.08	km	Q 6,551.65	Q 13,627.44
REGLÓN No. 02					
MOVIMIENTO DE TIERRA					
2.1	EXCAVACIÓN NO CLASIFICADA DE DESPERDICIO	12,458.12	M³		
No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	TOTAL
1	Arrendamiento tractor D-6	207.00	horas	Q 575.00	Q 119,025.00
2	Patrol D120 G.	38.00	horas	Q 550.00	Q 20,900.00
3	Retroexcavadora	166.00	horas	Q 575.00	Q 95,450.00
4	Low boy	2.00	viajes	Q 4,500.00	Q 9,000.00
TOTAL DE MAQUINARIA					Q 244,375.00
TOTAL DE MANO DE OBRA					Q 85,531.25
COSTO DIRECTO					Q 329,906.25
COSTO INDIRECTO					Q 82,476.56
TOTAL DEL REGLÓN					Q 412,382.81
COSTO UNITARIO		12,458.12	m³	Q 33.10	Q 412,382.81

2.2 EXCAVACIÓN NO CLASIFICADA		4,023.92		M ³	
No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	TOTAL
1	Camión de volteo	4,023.92	m ³	Q 3.50	Q 14,083.72
2	Rodó case 602 (para compactar)	53.00	horas	Q 525.00	Q 27,825.00
3	Patrol D120 G.	42.00	horas	Q 550.00	Q 23,100.00
4	Cargador	42.00	horas	Q 500.00	Q 21,000.00
TOTAL DE MAQUINARIA					Q 86,008.72
TOTAL DE MANO DE OBRA					Q 30,103.05
COSTO DIRECTO					Q 116,111.77
COSTO INDIRECTO					Q 29,027.94
TOTAL DEL RENGLÓN					Q 145,139.72
COSTO UNITARIO		4,023.92	m³	Q 36.07	Q 145,139.72

2.3 EXCAVACIÓN ESTRUCTURAL DE ALCANTARILLA		140.00		M ³	
No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	TOTAL
1	Retroexcavadora	5.00	horas	Q 575.00	Q 2,875.00
TOTAL DE MAQUINARIA					Q 2,875.00
TOTAL DE MANO DE OBRA					Q 1,006.25
COSTO DIRECTO					Q 3,881.25
COSTO INDIRECTO					Q 970.31
TOTAL DEL RENGLÓN					Q 4,851.56
COSTO UNITARIO		140.00	m³	Q 34.65	Q 4,851.56

2.4 RELLENO ESTRUCTURAL DE ALCANTARILLA		73.00		M ³	
No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	TOTAL
1	Retroexcavadora	2.00	horas	Q 575.00	Q 1,150.00
2	Rodó case 602 (para compactar)	2.00	horas	Q 525.00	Q 1,050.00
TOTAL DE MAQUINARIA					Q 2,200.00
TOTAL DE MANO DE OBRA					Q 770.00
COSTO DIRECTO					Q 2,970.00
COSTO INDIRECTO					Q 742.50
TOTAL DEL RENGLÓN					Q 3,712.50
COSTO UNITARIO		73.00	m³	Q 50.86	Q 3,712.50

REGLÓN No. 03
RECONDICIONAMIENTO DE SUB-RASANTE

3.1 ESCARIFICACIÓN, CONFORMACIÓN Y COMPACTACIÓN		11,431.97		M ²	
No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	TOTAL
1	Rodó case 602 (para compactar)	17.00	horas	Q 525.00	Q 8,925.00
2	Patrol D120 G.	11.00	horas	Q 550.00	Q 6,050.00
3	Low boy	2.00	viajes	Q 4,500.00	Q 9,000.00
TOTAL DE MAQUINARIA					Q 23,975.00
TOTAL DE MANO DE OBRA					Q 8,391.25
COSTO DIRECTO					Q 32,366.25
COSTO INDIRECTO					Q 8,091.56
TOTAL DEL REGLÓN					Q 40,457.81
COSTO UNITARIO		11,431.97	m²	Q 3.54	Q 40,457.81

REGLÓN No. 04
DRENAJES

4.1 TRANSVERSALES Ø 30"		90.00		ML	
No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	TOTAL
1	Tubería Ø 30" metálica corrugada	90.00	ml	Q 850.00	Q 76,500.00
2	Traslado de tubería	1.00	global	Q 3,200.00	Q 3,200.00
TOTAL DE MATERIALES					Q 79,700.00
MANO DE OBRA					
3	Mano de obra armar y colocación de tubería	90.00	ml	Q 31.50	Q 2,835.00
4	Ayudante	3.00	global	Q 400.00	Q 1,200.00
TOTAL DE MANO DE OBRA					Q 4,035.00
COSTO DIRECTO					Q 83,735.00
COSTO INDIRECTO					Q 20,933.75
TOTAL DEL REGLÓN					Q 104,668.75
COSTO UNITARIO		90.00	ml	Q 1,162.99	Q 104,668.75

4.2 CABEZAL DE SALIDA CON CAJA RECEPTORA		65.25		M ³	
No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	TOTAL
1	Cemento	291.00	saco	Q 72.00	Q 20,952.00
2	Arena de río	24.00	m ³	Q 150.00	Q 3,600.00
3	Piedrín	33.00	m ³	Q 200.00	Q 6,600.00
4	Piedra bola o cantera	21.00	m ³	Q 140.00	Q 2,940.00
5	Cernido	10.50	m ³	Q 160.00	Q 1,680.00
6	Traslado de material	12.00	viajes	Q 750.00	Q 9,000.00
TOTAL DE MATERIALES					Q 44,772.00
MANO DE OBRA					
7	Mano de obra cabezal de salida y caja receptora	15.00	U	Q 550.00	Q 8,250.00
8	Ayudante de albañil	3.00	global	Q 1,200.00	Q 3,600.00
TOTAL DE MANO DE OBRA					Q 11,850.00
COSTO DIRECTO					Q 56,622.00
COSTO INDIRECTO					Q 14,155.50
TOTAL DEL REGLÓN					Q 70,777.50
COSTO UNITARIO		65.25	m³	Q 1,084.71	Q 70,777.50

REGLÓN No. 05						
REVESTIMIENTO						

5.1 EXTRACCIÓN DE BALASTO Y TRANSPORTE		1,714.80		M ³		
No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	TOTAL	
1	Material selecto para balasto	1,886.28	m ³	Q 30.00	Q	56,588.25
TOTAL DE MATERIALES						Q 56,588.25
MAQUINARIA						
2	Camión de volteo	1,714.80	m ³	Q 3.50	Q	6,001.78
3	Patrol D-120G CAT	24.00	horas	Q 550.00	Q	13,200.00
4	Rodó Case 602	30.00	horas	Q 525.00	Q	15,750.00
5	Cargador frontal	12.00	horas	Q 500.00	Q	6,000.00
6	Lowboy	2.00	viajes	Q 4,500.00	Q	9,000.00
TOTAL DE MAQUINARIA						Q 49,951.78
TOTAL DE MANO DE OBRA						Q 37,289.01
COSTO DIRECTO						Q 143,829.05
COSTO INDIRECTO						Q 35,957.26
TOTAL DEL REGLÓN						Q 179,786.31
COSTO UNITARIO		1,714.80	m³	Q 104.84	Q	179,786.31

COSTO TOTAL DEL PROYECTO		Q 975,404.40
---------------------------------	--	---------------------

<p>EL PRESENTE PRESUPUESTO ASCIENDE A: NOVECIENTOS SETENTA Y CINCO MIL CUATROCIENTOS CUATRO CON 40/100</p>

APÉNDICE 7

Evaluación de impacto ambiental de la carretera

Impacto ambiental: es cualquier alteración de las condiciones ambientales o creación de un nuevo conjunto de condiciones ambientales adverso o benéfico provocada por la acción humana o fuerzas naturales.

Evaluación de impacto ambiental: es el procedimiento administrativo que sirve para identificar, prevenir e interpretar los impactos ambientales que producirá un proyecto en su entorno en caso de ser ejecutado, todo ello con el fin de que la administración competente pueda aceptarlo, rechazarlo o modificarlo.

Su objetivo es proporcionar una herramienta útil a todo el proceso de evaluación para que pueda llegar a decisiones correctas y basadas en criterios científicos. Un estudio de impacto ambiental tiene como finalidad lo siguiente:

- Cumplir con lo establecido en el artículo No.8 del Decreto 68-86, “Ley de protección y mejoramiento del medio ambiente”.
- Identificar los impactos que se generen por las acciones derivadas del proceso de construcción de la carretera, creando propuestas para minimizar los efectos negativos que se provoquen al medio ambiente.
- Identificar el área de impacto ambiental y describir las características físicas y bióticas del área de influencia del proyecto.

- Identificar y evaluar los diferentes impactos ambientales, tanto negativos como positivos, en las diferentes etapas del proyecto.
- Proponer medidas de mitigación y determinar su costo.
- Establecer un plan de monitoreo ambiental.

EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL DEL PROYECTO

Localización del proyecto: el caserío La Loma se encuentra ubicado en el municipio de Malacatán, departamento de San Marcos.

Descripción del proyecto: el proyecto consiste en la construcción de un tramo carretero para comunicar el caserío La Loma con varias comunidades.

Características generales del proyecto:

- Longitud del proyecto: 2 078,54 metros
- Tipo de carretera: Típica "F"
- Tipo de región: Montañosa
- Velocidad de diseño: 20 kilómetros por hora
- Pendiente máxima: 14 por ciento
- Tráfico promedio diario: No mayor de 100 vehículos al día
- Ancho de terracería: 7,06 metros
- Superficie de rodadura: 5,50 metros
- Espesor de balasto: 0,15 metros
- Costo del proyecto: Q 975 404,40

Área: el terreno es montañoso en toda su longitud, con áreas destinadas a cultivos de café y otras áreas con vegetación abundante.

Situación legal del terreno: se encuentran algunas viviendas alrededor del tramo y no existe problema legal, ya que los vecinos son propietarios de los terrenos que atraviesa el tramo carretero.

Trabajos necesarios para la preparación del terreno: en primer lugar la limpia, chapeo y destronque del área, localizar bancos de materiales para la capa que constituye la superficie de rodadura.

El manejo y disposición final de los desechos sólidos provenientes de la limpieza, explotación de bancos, cortes y excavaciones del terreno, derrame de lubricantes, combustibles, como preparación de los diferentes botaderos.

Uso de recursos naturales del área: al material que se obtenga de los diferentes cortes del talud, se realizarán estudios para poder determinar si serán utilizados en el proyecto o colocados en un botadero; también se utilizará el material de bancos cercanos para la construcción.

Sustancias o materiales que serán utilizados: diesel y lubricantes para la maquinaria y equipo menor, madera, cemento, arena, piedra graduada, piedra bola, tuberías de metal corrugado.

IMPACTO AMBIENTAL QUE SERÁ PRODUCIDO

Residuos y/o contaminantes que serán generados: dentro de los residuos generados se tendrán las emisiones de partículas a la atmósfera, descarga de aguas residuales y descarga de lubricantes, entre otros.

Emisiones a la atmósfera: el componente atmosférico será impactado por las siguientes actividades:

- Operación de maquinaria y equipo, debido a la emanación de gases producto de la combustión de derivados del petróleo.
- Explotación de bancos de material.
- Acarreo de material.

Durante la realización de estas dos actividades se generan partículas de polvo, los cuales quedan en suspensión.

Este impacto puede producir enfermedades respiratorias a los trabajadores y habitantes del área de influencia directa.

Sitios arqueológicos: no existen sitios arqueológicos en el área de influencia del tramo a construir.

Desechos sólidos: dentro de los contaminantes que se producirán en la fase de construcción y operación del proyecto se tienen los residuos del material de excavación y cortes de talud. Además se tendrán desechos producto de la maquinaria como filtros, repuestos usados, neumáticos, depósitos de aceite y basura producto de los trabajadores.

Ruidos y/o vibraciones: los impactos ambientales por ruido se dan principalmente por la utilización de maquinaria y equipo durante la fase de preparación del sitio, explotación de bancos de material y durante la fase de construcción de la carretera. El ruido puede resultar perjudicial para los trabajadores de la empresa contratista y a los pobladores de las comunidades aledañas al proyecto.

Contaminación visual: una mala selección del sitio donde se instale el campamento, la explotación de bancos de material, o donde se deposite el material de desperdicio, pueden ocasionar alteraciones al paisaje.

MEDIDAS DE MITIGACIÓN

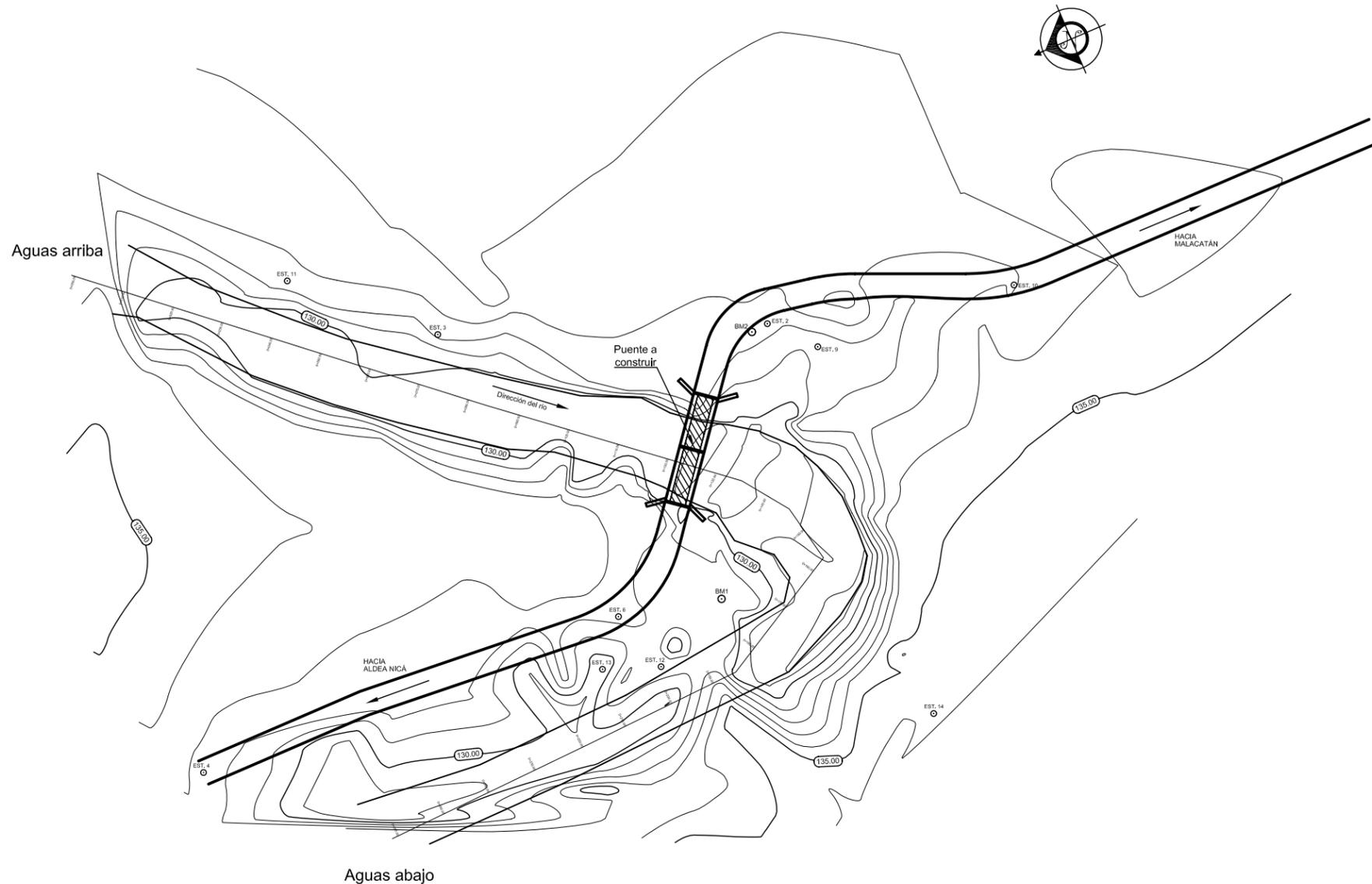
Emisiones a la atmósfera: verificar que a toda la maquinaria y equipo que se utilizará en la construcción de la carretera, tenga los mejores controles en sus servicios preventivos y usando elementos de calidad; así se podrá reducir en un buen porcentaje el daño a la atmósfera.

Desechos sólidos: el material que sea producto del corte de talud tendrá que ser depositado en bancos autorizados por la municipalidad y debidamente controlados para no ocasionar daños a la vegetación cercana. Los productos resultantes del mantenimiento de la maquinaria y equipo (lubricantes, aceites, filtros) será necesario contactar a empresas que reciclan con este tipo de residuos para evitar una contaminación del suelo.

Ruidos y/o vibraciones: se utilizará equipo adecuado para las personas que trabajen con maquinaria que produce decibeles muy altos y que puedan afectar de forma parcial o permanente el sistema auditivo.

Contaminación visual: para no crear alteración de paisajes en donde se instalen campamentos de trabajo y donde se realice el depósito de material de desperdicio será necesario sembrar árboles.

APÉNDICE 8
PLANOS DE LOS PROYECTOS



PLANTA GENERAL

Escala 1/500

EST.	P.O.	AZIMUT	D.H. (m)	COTA (m)
BM1	BM2	6°30'23"	51,99	132,00
1,1	356°1'44"	15,57	129,82	
1,2	2°5'31"	19,41	128,03	
1,3	6°17'12"	24,67	128,55	
1,4	9°15'56"	29,78	128,84	
1,5	10°32'28"	33,78	128,65	
1,6	16°42'54"	35,83	128,30	
1,7	21°53'45"	37,91	128,58	
1,8	24°30'10"	36,99	132,60	
1,9	63°25'56"	33,90	133,78	
1,10	71°18'34"	35,82	134,42	
1,11	78°35'48"	35,80	134,60	
1,12	88°52'49"	35,36	134,84	
1,13	101°50'56"	33,78	134,61	
1,14	112°45'53"	32,76	134,74	
1,15	120°50'24"	31,24	134,77	
1,16	162°9'40"	34,84	133,74	
1,17	191°10'15"	35,87	133,54	
1,18	200°0'58"	38,91	133,25	
1,19	205°58'4"	43,96	133,29	
1,20	198°55'34"	48,87	133,94	
1,21	193°38'54"	43,90	133,96	
1,22	187°1'23"	40,90	133,95	
1,23	179°56'52"	40,73	134,22	
1,24	112°17'59"	37,66	135,01	
1,25	102°34'5"	41,73	135,29	
1,26	93°30'28"	39,75	135,05	
1,27	86°9'9"	39,77	134,94	
1,28	77°30'28"	39,78	134,85	
1,29	68°58'56"	41,77	134,78	
1,30	61°23'37"	41,77	134,52	
1,31	25°54'45"	42,00	131,47	
1,32	19°50'55"	45,99	130,85	
1,33	4°21'41"	35,96	130,23	
1,34	0°9'50"	27,96	130,31	
1,35	358°43'13"	28,83	128,66	
1,36	352°0'18"	26,23	129,80	
1,37	356°3'36"	24,88	130,21	

EST.	P.O.	AZIMUT	D.H. (m)	COTA (m)
BM1	1,38	343°39'15"	17,85	130,28
1,39	340°5'78"	19,46	129,75	
1,40	336°53'15"	18,84	129,67	
1,41	329°35'7"	19,96	130,48	
1,42	331°45'34"	16,75	129,87	
1,43	329°9'21"	15,89	130,61	
1,44	324°51'24"	17,00	131,90	
1,45	324°39'41"	22,00	132,23	
1,46	321°39'13"	25,00	132,08	
1,47	312°49'34"	27,95	132,62	
1,48	307°19'47"	38,35	132,73	
1,49	298°25'42"	35,93	133,51	
1,50	287°48'48"	34,91	133,65	
1,51	278°44'47"	34,92	133,56	
1,52	270°56'14"	35,92	133,64	
1,53	281°44'11"	30,91	133,53	
1,54	297°20'4"	25,95	133,09	
1,55	274°27'22"	30,32	133,43	
1,56	279°46'21"	25,92	133,35	
1,57	289°39'22"	20,96	132,78	
1,58	304°54'11"	17,99	132,36	
1,59	304°57'3"	16,00	131,39	
1,60	275°10'46"	22,96	132,85	
1,61	264°34'36"	34,00	132,17	
1,62	261°17'29"	43,99	132,44	
1,63	256°59'55"	67,99	132,56	
1,64	251°25'35"	67,00	132,45	
1,65	250°50'29"	54,00	132,39	
1,66	243°45'43"	33,99	132,58	
1,67	230°22'36"	25,00	132,09	
1,68	224°40'43"	21,00	131,89	
1,69	214°17'53"	15,00	131,67	
1,70	194°33'32"	11,60	131,97	
1,71	164°02'8"	7,60	131,99	
1,72	106°43'18"	5,99	131,71	
1,73	34°27'27"	4,32	131,34	
1,74	348°54'54"	7,88	130,93	
1,75	358°14'57"	12,83	130,43	
1,76	358°14'57"	7,85	131,41	

EST.	P.O.	AZIMUT	D.H. (m)	COTA (m)
BM1	1,77	242°33'49"	15,98	131,90
1,78	254°30'19"	6,99	131,71	
1,79	25°48'1"	32,74	129,00	
1,80	36°34'3"	31,73	128,98	
1,81	49°38'51"	30,67	128,72	
1,82	62°59'40"	29,55	128,28	
1,83	73°28'17"	28,45	127,88	
1,84	83°13'7"	27,39	127,83	
1,85	89°14'58"	25,33	127,79	
1,86	97°51'13"	23,26	127,47	
1,87	136°57'30"	19,20	127,90	
1,88	0°19'55"	13,63	129,15	
1,89	12°31'38"	11,54	129,11	
1,90	49°59'26"	13,32	128,90	
1,91	71°4'32"	15,58	128,84	
1,92	23°37'37"	20,64	129,19	
1,93	45°22'27"	19,72	129,08	
1,94	70°35'14"	22,64	129,05	
1,95	325°44'6"	47,95	129,39	
1,96	338°11'37"	41,89	129,74	
2	9°28'9"	53,99	132,71	
2,1	132°52'58"	19,99	132,00	
2,2	136°58'18"	25,99	132,73	
2,3	138°24'59"	49,89	134,94	
2,4	139°38'22"	67,88	135,44	
2,5	115°56'59"	81,86	135,99	
2,6	123°7'20"	75,86	135,86	
2,7	115°0'17"	53,90	134,93	
2,8	91°26'44"	41,88	134,11	
2,9	92°19'5"	64,96	134,66	
2,10	80°37'52"	69,99	134,05	
2,11	78°34'18"	75,99	133,42	
2,12	87°47'3"	46,00	133,07	
2,13	77°42'47"	48,00	132,90	
2,14	82°20'49"	25,99	131,61	
2,15	109°59'34"	21,87	131,45	
2,16	126°46'44"	5,89	131,01	
2,17	64°36'31"	9,94	134,00	
2,18	70°42'48"	15,90	134,67	

EST.	P.O.	AZIMUT	D.H. (m)	COTA (m)	
2	2,19	55°53'42"	18,00	133,00	
2,20	56°16'3"	45,96	134,02		
2,21	44°46'42"	55,96	134,08		
2,22	37°32'48"	59,96	134,07		
2,23	26°26'13"	59,97	134,03		
2,24	10°15'56"	63,96	134,11		
2,25	356°17'35"	65,96	134,14		
2,26	335°6'25"	67,96	134,20		
2,27	320°24'23"	47,98	134,09		
2,28	320°14'22"	17,99	133,51		
2,29	350°51'11"	18,00	133,41		
2,30	27°3'35"	16,00	133,37		
2,31	35°47'52"	4,00	132,85		
2,32	5°31'59"	77,98	134,42		
2,33	343°38'41"	77,98	134,24		
2,34	324°24'7"	85,95	134,62		
2,35	308°42'20"	89,95	134,69		
2,36	307°32'34"	103,89	134,48		
2,37	298°38'11"	117,94	134,33		
2,38	288°20'20"	91,95	134,55		
2,39	298°11'41"	73,92	134,57		
2,40	286°42'11"	72,97	134,24		
2,41	273°11'58"	67,93	132,76		
2,42	278°20'0"	47,95	133,78		
2,43	275°15'17"	31,97	133,63		
2,44	252°41'18"	36,00	132,11		
2,45	254°5'59"	24,00	132,53		
2,46	244°37'39"	29,97	132,16		
2,47	240°2'3"	25,97	131,99		
2,48	222°11'9"	19,97	132,34		
2,49	211°33'33"	11,78	131,20		
2,50	275°23'18"	51,89	134,45		
2,51	242°40'20"	7,00	132,35		
2,52	213°46'21"	38,80	129,49		
2,53	213°33'12"	35,80	129,13		
2,54	231°34'42"	47,86	129,42		
2,55	244°15'41"	55,90	129,51		
3	268°7'23"	63,99	132,43		
BM1	4	251°30'53"	106,00	132,31	

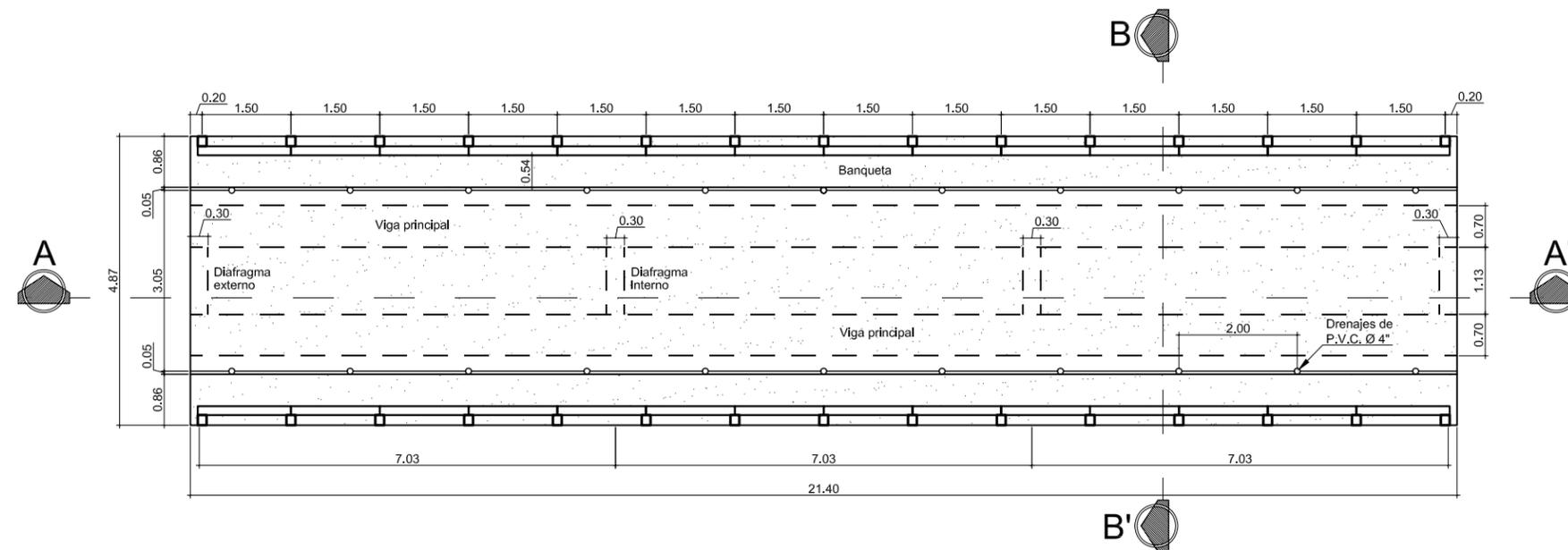
EST.	P.O.	AZIMUT	D.H. (m)	COTA (m)	
4	4,1	309°47'44"	9,80	133,91	
4,2	359°57'50"	19,90	133,60		
4,3	43°58'47"	9,00	132,29		
4,4	178°44'25"	10,00	132,55		
4,5	88°53'0"	11,96	131,25		
4,6	108°9'32"	21,51	128,76		
5	66°43'42"	34,00	132,52		
4,7	70°36'35"	43,00	132,60		
6	69°27'42"	86,00	132,28		
7	42°0'1"	26,87	130,33		
8	34°11'12"	46,92	130,29		
9	36°31'0"	64,98	131,07		
9	72°33'50"	39,91	132,96		
10	66°53'27"	75,96	134,59		
10,2	70°47'38"	75,97	134,36		
10,3	62°58'9"	71,97	134,36		
3	3,1	240°50'30"	5,01	130,33	
3,2	261°30'28"	9,29	130,38		
3,3	126°35'51"	13,52	129,81		
3,4	287°21'59"	24,00	132,72		
11	289°33'14"	31,00	132,78		
3,5	204°9'36"	18,71	129,44		
3,6	208°47'4"	22,99	133,03		
3,7	175°30'43"	29,93	133,68		
3,8	203°37'44"	41,89	133,94		
11	11,1	240°31'56"	37,80	134,88	
11,2	226°12'36"	26,95	133,75		
11,3	217°21'36"	74,93	135,90		
11,4	180°53'28"	47,92	134,08		
11,5	176°26'40"	28,87	133,54		
11,6	159°40'8"	32,98	133,55		
11,7	159°5'7"	25,67	129,76		
11,8	200°10'17"	19,58	129,78		
11,9	256°16'37"	29,75	129,74		
11,10	249°59'49"	16,48	129,73		
11,11	257°44'13"	16,36	129,00		
11,12	170°6'15"	6,56	128,46		
11,13	148°0'1"	10,67	129,48		
11,14	300°6'36"	42,98	133,10		

EST.	P.O.	AZIMUT	D.H. (m)	COTA (m)	
BM1	12	221°49'34"	17,60	131,91	
12	12,1	89°2'13"	13,65	129,12	
12,2	139°23'56"	6,87	129,09		
12,3	224°52'54"	13,10	129,07		
13	239°28'21"	26,82	129,12		
12,4	151°13'23"	18,66	128,79		
12,5	167°9'47"	15,54	129,13		
12,6	206°58'6"	22,64	128,96		
13	13,1	188°51'5"	17,99	129,37	
13,2	176°36'27"	25,37	132,94		
13,3	210°47'32"	11,99	128,71		
13,4	265°36'25"	14,00	128,91		
13,5	253°35'2"	52,00	128,54		
13,6	243°41'18"	51,99	128,33		
13,7	236°27'11"	52,00	128,01		
BM1	14	118°19'34"	46,77	135,25	
14	14,1	106°58'32"	36,95	136,09	
14,2	126°0'48"	45,93	136,50		
14,3	146°35'11"	49,91	136,29		
14,4	167°44'17"	49,97	135,35		
14,5	188°26'26"	47,97	135,31		
14,6	213°29'32"	44,00	134,80		
14,7	173°37'20"	22,00	135,48		

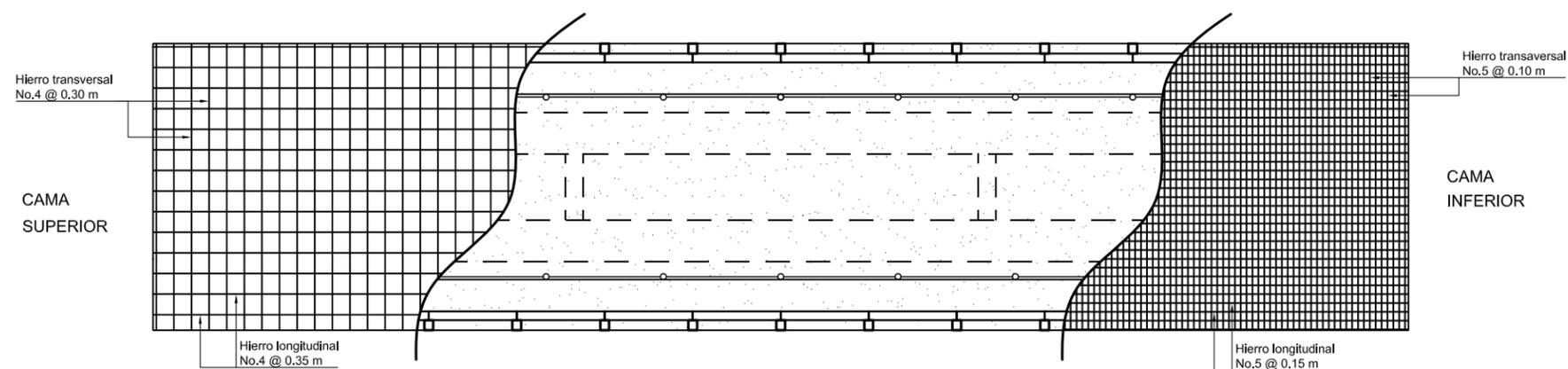
Libreta topográfica

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

DISEÑO:
AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN ESPECIFICACIONES 2004.
CONSTRUCCIÓN:
ESPECIFICACIONES GENERALES PARA CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS Y PUENTES DE LA DIRECCIÓN GENERAL DE CAMIN

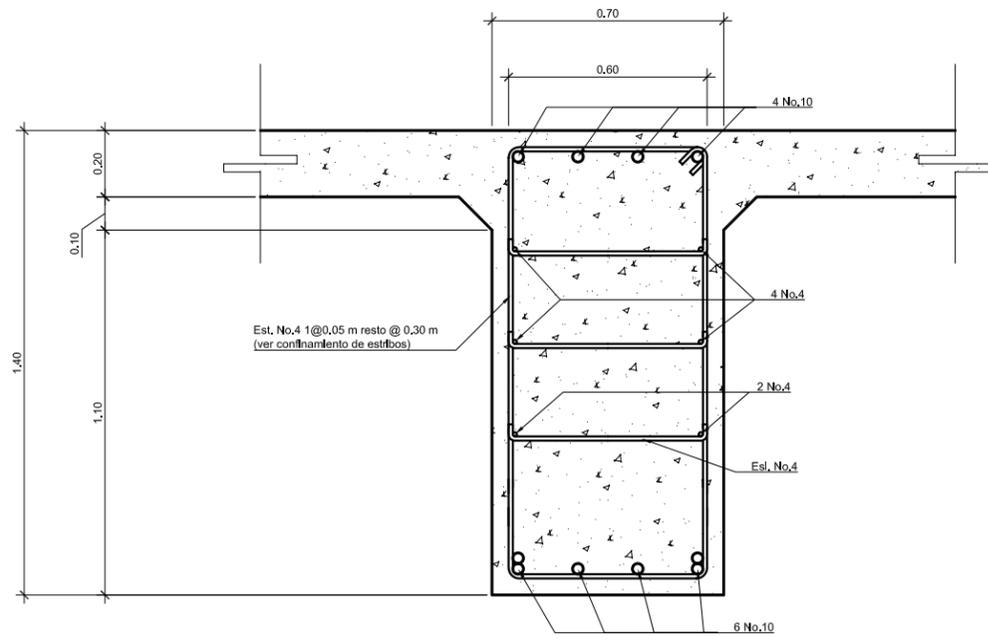


Planta general acotada
Escala 1/50



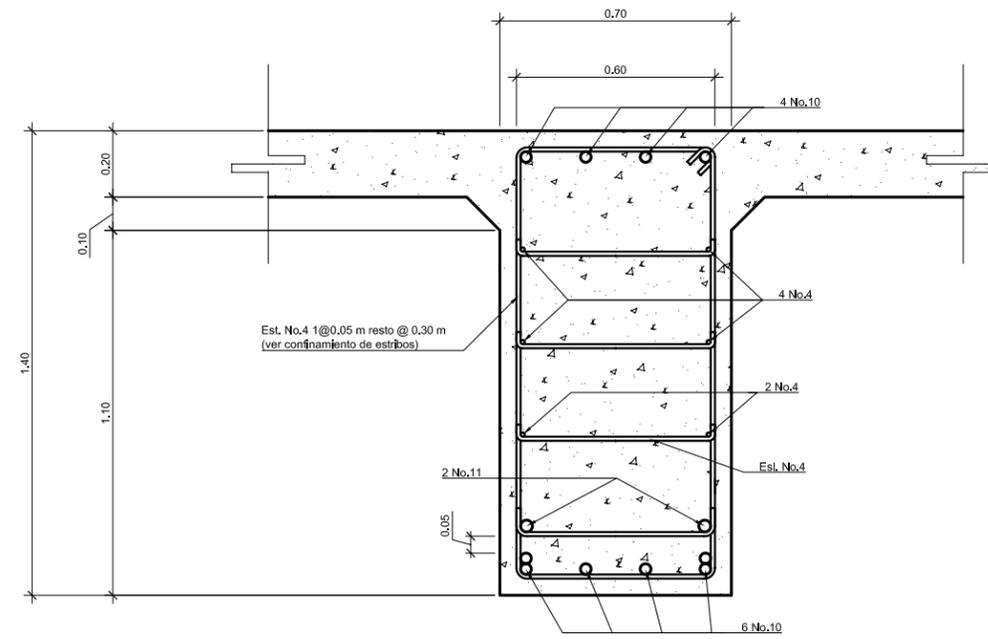
Planta de armado de losa
Escala 1/50

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO		
	EPESISTA: DOLMAN BRYAN GODINEZ BAUTISTA ASESOR-SUPERVISOR: ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELAZ		
PROYECTO: UBICACION: ALDEA NICA, MALACATAN S.M. DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA NICA	FECHA: ABRIL DE 2012	DISEÑADO: DOLMAN GODINEZ	REVISADO: DOLMAN GODINEZ
CONTENIDO: PLANTA ACOTADA + PLANTA DE ARMADO DE LOSA	ESCALA: INDECADADA	HOJA: DOLMAN GODINEZ	HOJA: 2 / 7
DOLMAN BRYAN GODINEZ BAUTISTA <small>INGENIERO</small>	LUIS GREGORIO ALFARO VELAZ <small>INGENIERO</small>		



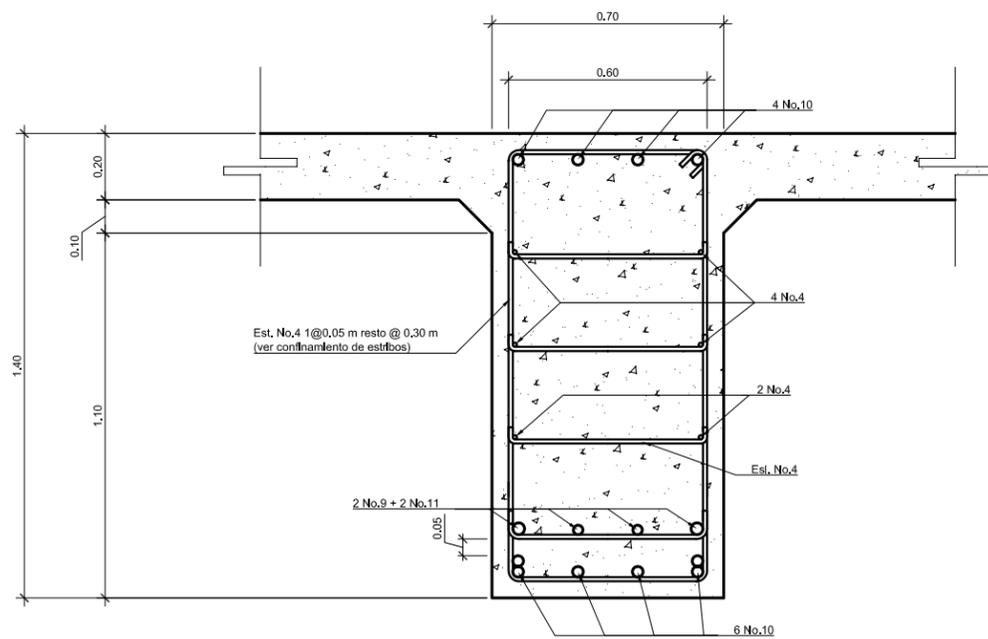
Armado en los apoyos de la viga
VIGA PRINCIPAL SECCIÓN G-G'

Escala 1/10



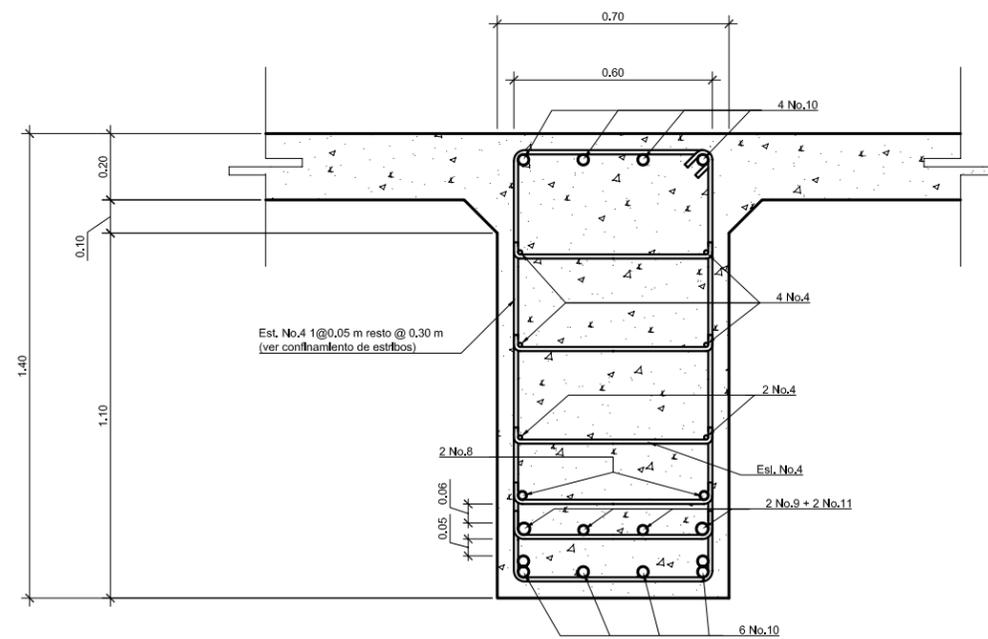
VIGA PRINCIPAL SECCIÓN H-H'

Escala 1/10



VIGA PRINCIPAL SECCIÓN I-I'

Escala 1/10



Armado en el centro de la viga
VIGA PRINCIPAL SECCIÓN J-J'

Escala 1/10



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

EPESISTA: DOLMAN BRYAN GONZALEZ BAUTISTA

ASESOR-SUPERVISOR: ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLEZ

PROYECTO: UBICACIÓN: ALDEA NICA, MALACATÁN S.M.

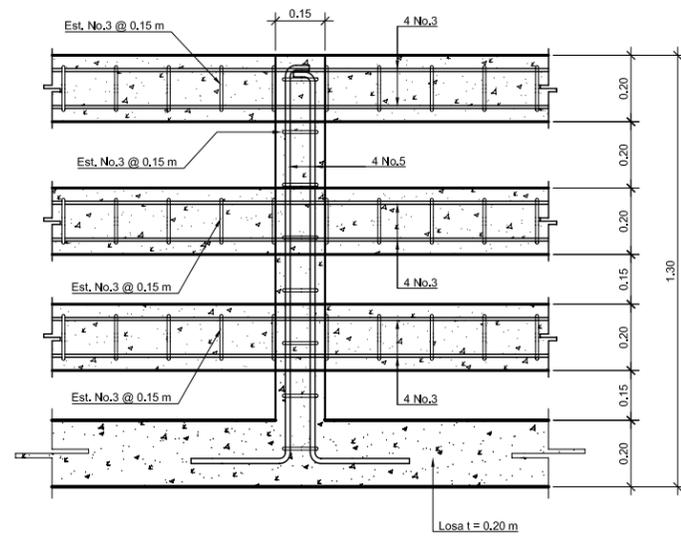
DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA NICA

CONTENIDO:
SECCIONES DE VIGA PRINCIPAL

FECHA: ABRIL DE 2012
DISEÑADOR: DOLMAN GONZALEZ
DIBUJANTE: DOLMAN GONZALEZ

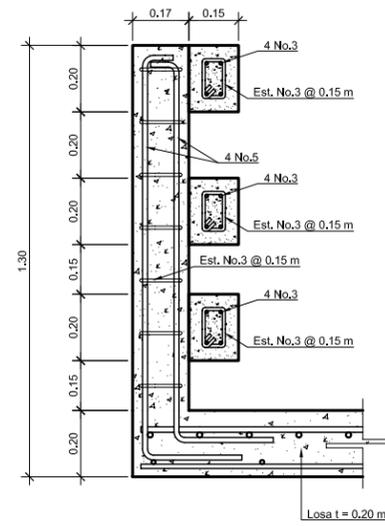
DOLMAN BRYAN GONZALEZ BAUTISTA
ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLEZ

HUJA
5/7



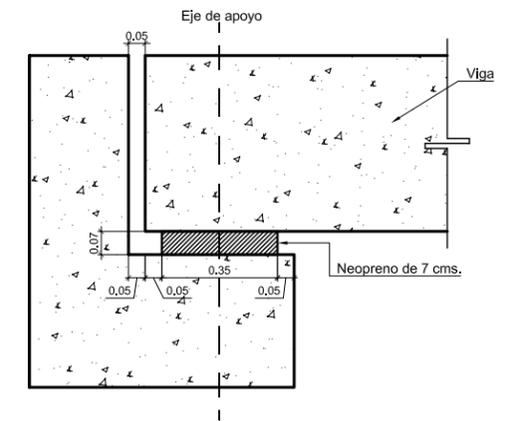
Detalle de Barandal

Escala 1/10



Perfil de Barandal

Escala 1/10

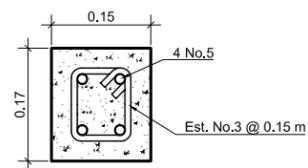


Detalle de Neopreno

Escala 1/10

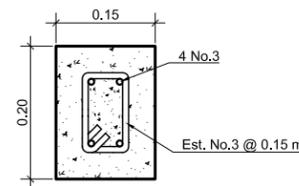
Especificaciones:

- Dimensiones: (60x35x7)cms
- Dureza shore 60



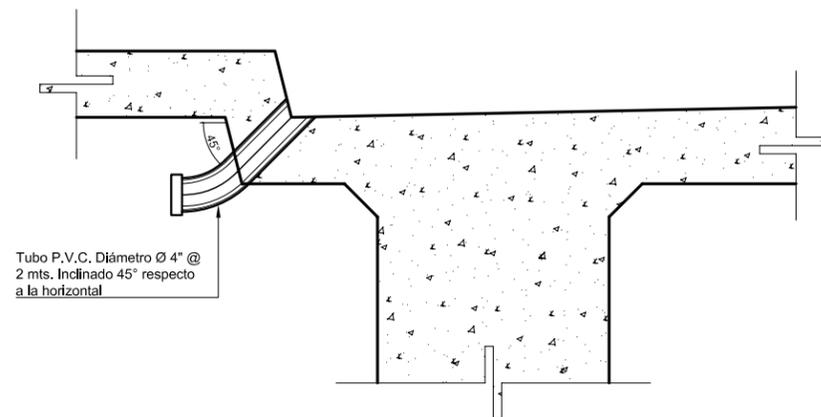
Sección de columna de barandal

Escala: 1/5



Sección de viga de barandal

Escala: 1/5



Detalle de drenaje pluvial

Escala 1/10



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

EPESISTA: DOLMAN BRYAN GODINEZ BAUTISTA

ASESOR-SUPERVISOR: ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLIZ

PROYECTO: UBICACIÓN: ALDEA NICA, MALACATÁN S.M.

DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA NICA

CONTENIDO: DETALLE DE BARANDAL + NEOPRENO

+ DRENAJE

FECHA: ABRIL DE 2012

ESCALA: INDEFINIDA

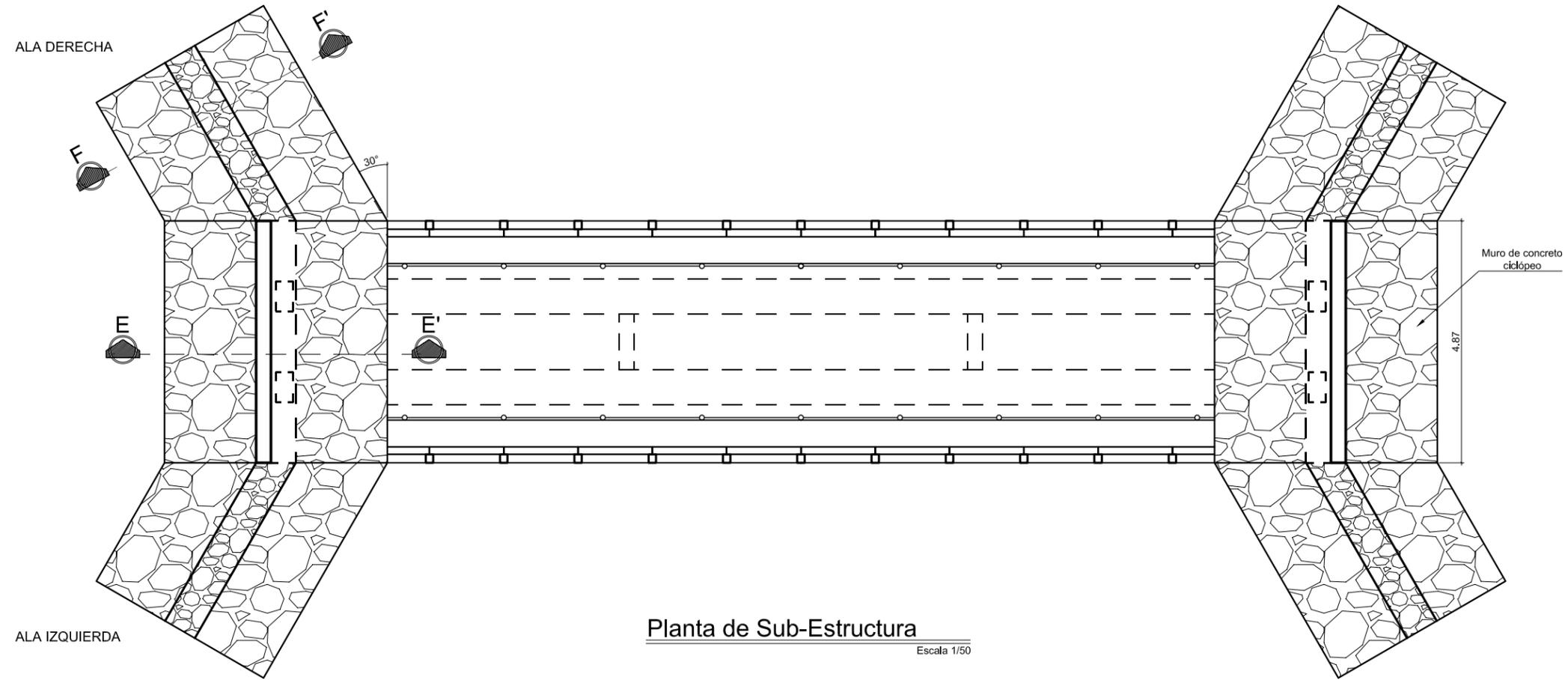
DOLMAN BRYAN GODINEZ BAUTISTA

ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLIZ

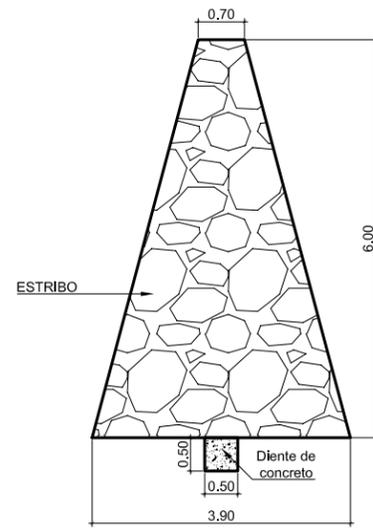
HOJA

6

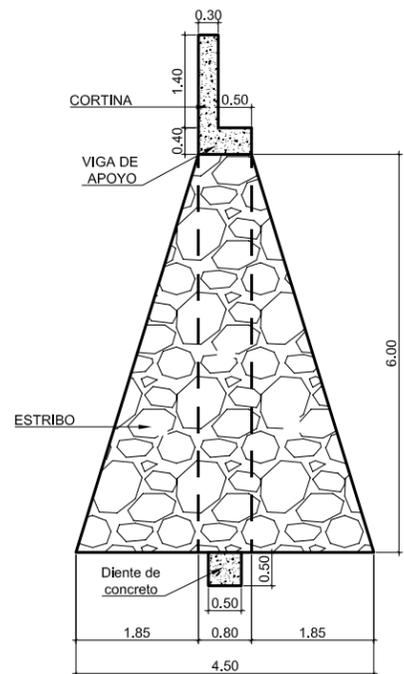
7



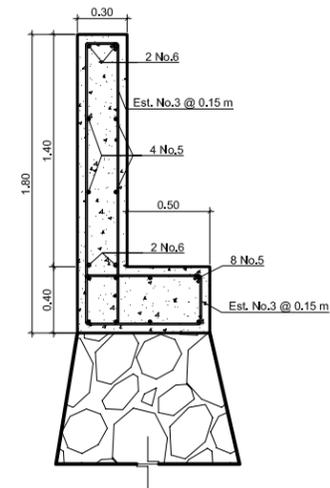
Planta de Sub-Estructura
Escala 1/50



Sección F-F'
Escala 1/50

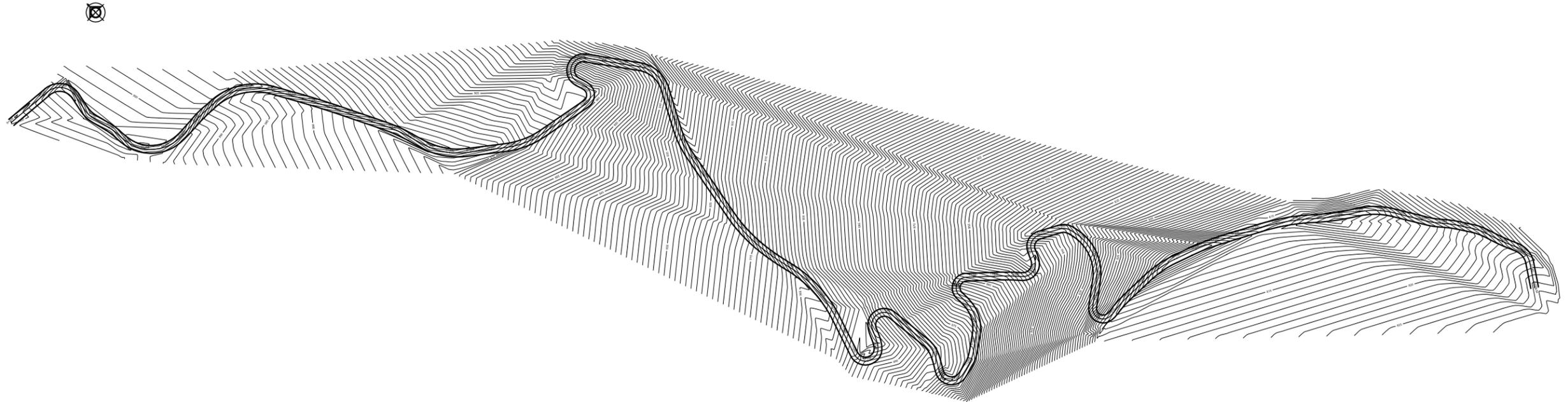


Sección E-E'
Detalle de estribos
Escala 1/50



Detalle de cortina y viga de apoyo
Escala 1/20

		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
		FACULTAD DE INGENIERIA	
		EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
		EPESISTA: DOLMAN BRYAN GODINEZ BAUTISTA	
		ASESOR-SUPERVISOR: ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELZ	
PROYECTO:	UBICACION:	FECHA:	HOJA:
DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA NICA	ALDEA NICA, MALACATAN S.M.	ABRIL DE 2012	7
CONTENIDO:	PROYECTO:	ASESOR-SUPERVISOR:	HOJA:
PLANO DE SUB-ESTRUCTURA	DOLMAN BRYAN GODINEZ BAUTISTA	ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELZ	7



PLANTA GENERAL
ESCALA: 1/2000

EST.	P.O.	AZIMUT	D.H. (m)	COTA (m)
E-0				1000.00
E-0	E-1	139°55'10"	49.80	996.81
E-1	E-2	151°26'20"	15.16	994.88
E-2	E-3	236°46'30"	38.91	996.72
E-3	E-4	210°23'00"	26.99	996.14
E-4	E-5	221°22'30"	23.27	997.87
E-5	E-6	193°33'40"	11.98	998.30
E-6	E-7	178°47'00"	13.99	997.90
E-7	E-8	154°32'00"	13.96	997.22
E-8	E-9	139°35'20"	15.16	996.42
E-9	E-10	134°17'00"	38.31	989.81
E-10	E-11	148°13'00"	23.94	988.65
E-11	E-12	186°48'50"	42.53	984.22
E-12	E-13	195°45'00"	36.76	981.28
E-13	E-14	198°35'00"	49.55	976.81
E-14	E-15	198°36'00"	27.80	974.20
E-15	E-16	208°57'00"	34.32	975.84
E-16	E-17	191°32'20"	21.98	975.15
E-17	E-18	174°27'50"	39.89	973.08
E-18	E-19	172°44'20"	29.96	967.90
E-19	E-20	145°41'00"	41.88	963.26
E-20	E-21	139°48'00"	40.55	962.16
E-21	E-22	28°20'00"	27.96	961.06
E-22	E-23	11°18'40"	16.71	958.85
E-23	E-24	137°11'00"	10.88	955.40
E-24	E-25	178°21'00"	35.34	950.65
E-25	E-26	183°35'00"	37.06	944.73
E-26	E-27	200°34'20"	15.91	941.88
E-27	E-28	230°31'40"	11.81	940.39
E-28	E-29	252°59'20"	56.29	930.41
E-29	E-30	236°49'40"	39.58	926.36
E-30	E-31	234°11'40"	37.36	922.86
E-31	E-32	235°21'20"	24.25	918.61
E-32	E-33	223°13'40"	44.34	910.17
E-33	E-34	212°34'10"	27.77	904.50
E-34	E-35	223°27'30"	41.44	901.89
E-35	E-36	243°18'20"	55.24	895.30
E-36	E-37	217°50'40"	7.04	892.73
E-37	E-38	132°34'30"	21.48	896.09
E-38	E-39	71°33'00"	37.79	893.44
E-39	E-40	114°30'40"	6.09	891.69
E-40	E-41	200°12'00"	11.91	888.28
E-41	E-42	220°58'20"	26.91	886.66

EST.	P.O.	AZIMUT	D.H. (m)	COTA (m)
E-42	E-43	217°41'30"	37.79	883.88
E-43	E-44	245°30'40"	18.54	881.71
E-44	E-45	269°14'30"	9.65	878.54
E-45	E-46	191°43'20"	14.45	875.69
E-46	E-47	122°51'40"	24.99	875.11
E-47	E-48	99°32'20"	26.16	871.67
E-48	E-49	84°38'40"	19.97	868.71
E-49	E-50	46°46'40"	23.16	865.56
E-50	E-51	39°25'00"	10.87	862.85
E-51	E-52	142°52'10"	30.09	859.51
E-52	E-53	177°58'20"	45.68	855.76
E-53	E-54	182°39'50"	25.60	849.79
E-54	E-55	144°13'20"	8.10	847.96
E-55	E-56	81°39'50"	20.79	845.88
E-56	E-57	16°42'10"	14.19	844.13
E-57	E-58	121°38'40"	7.43	841.21
E-58	E-59	163°17'20"	38.43	838.61
E-59	E-60	213°16'10"	25.29	833.47
E-60	E-61	238°46'20"	16.37	830.37
E-61	E-62	281°34'00"	27.03	825.37
E-62	E-63	278°9'10"	21.65	822.65
E-63	E-64	284°21'20"	25.41	818.75
E-64	E-65	224°8'00"	7.94	816.16
E-65	E-66	117°31'00"	11.41	813.56
E-66	E-67	129°12'50"	12.99	813.25
E-67	E-68	136°13'20"	19.76	811.09
E-68	E-69	136°50'00"	47.50	802.66
E-69	E-70	157°54'30"	18.30	801.29
E-70	E-71	152°18'30"	26.59	801.74
E-71	E-72	162°56'40"	29.54	806.26
E-72	E-73	165°56'50"	23.94	807.41
E-73	E-74	168°19'40"	30.18	806.55
E-74	E-75	168°52'30"	14.02	804.90
E-75	E-76	176°51'00"	27.55	802.26
E-76	E-77	168°44'00"	29.89	804.07
E-77	E-78	176°7'50"	14.48	805.40
E-78	E-79	192°19'30"	30.87	811.27
E-79	E-80	196°53'40"	17.89	812.68
E-80	E-81	185°16'20"	16.80	815.51
E-81	E-82	191°42'20"	25.51	819.00
E-82	E-83	206°48'30"	23.70	821.61
E-83	E-84	202°19'10"	33.24	825.90
E-84	E-85	220°27'30"	21.88	827.31

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

BALASTO:

El balasto es un material homogéneo que debe reunir las condiciones de granulometría y calidad, como tener uniformidad y estar exento de cualquier material perjudicial o extraño (material orgánico o arcilla).

El material de balasto debe tener un peso unitario suelto no menor de 1,450 kg/m³ (90 lb/pe³) determinado por el método AASHTO T 19. El tamaño máximo del agregado grueso del balasto, no debe exceder de 2/3 del espesor de la capa y en ningún caso ser mayor de 100 milímetros. El que sea mayor, debe ser separado ya sea por tamizado en el banco de material.

La porción del balasto retenida en el tamiz 4.75 mm (No. 4), debe estar comprendida entre el 60% y el 40% en peso y debe tener un porcentaje de abrasión no mayor de 60, determinado por el método AASHTO T 96.

La porción que pase el tamiz 0,425 mm (No. 40), debe tener un límite líquido no mayor de 35, determinado por el método AASHTO T 89 y un índice de plasticidad entre 5 y 11, determinado por el método AASHTO T 90.

La porción que pase el tamiz 0,075 mm (No. 200), no debe exceder de 15% en peso, determinado por el método AASHTO T 11.

COLOCACIÓN DEL BALASTO:

Conforme se vaya terminando de construir la sub-rasante, se debe colocar la capa de balasto. No se debe dejar sin cubrir la sub-rasante, en una longitud mayor de 2 kilómetros. El espesor total de la capa de balasto deberá ser de 150 milímetros, en base a las Especificaciones Generales para Construcción de Carreteras y Puentes de la Dirección General de Caminos.

COMPACTACIÓN:

Las capas de balasto se deben compactar como mínimo al 95% de la densidad máxima determinada por el método AASHTO T 180.

El contratista debe controlar el contenido de humedad adecuado del material, por medio de ensayos de laboratorio y campo, secando el material y determinando la humedad a peso constante o por el método del carburo de calcio, AASHTO T 217, a efecto de obtener la compactación especificada. La capa debe ser nivelada con equipo apropiado para asegurar una compactación uniforme y no se aprobará la compactación, hasta que se llenen los requisitos correspondientes especificados.

ACEPTACIÓN:

La compactación se comprobará en el campo, cada 600 metros cuadrados y en forma alterna a lo ancho de la sección, de preferencia mediante el método AASHTO T 191 (ASTM D 1556).

CAJAS Y CABEZALES PARA ALCANTARILLAS:

Son las estructuras de concreto colóteo, concreto clase 17.5 MPa (2500 PSI), mampostería de piedra, mampostería de ladrillo o bloque, colocadas en los extremos de las alcantarillas (entrada o salida), para encauzar el agua y protección de la carretera.

PLANCHAS ESTRUCTURALES DE ACERO GALVANIZADO:

Deben cumplir con los requisitos de AASHTO M 167M.

COLOCACIÓN:

Antes de colocar las alcantarillas de metal corrugado, el delegado residente debe comprobar que las zanjas hayan sido excavadas de acuerdo con los requisitos de la sección 205 y los lechos o superficies de cimentación conformados y terminados como se indica en los planos. La colocación de las alcantarillas se debe principiar en el extremo de aguas abajo, cuidando que las pestañas exteriores circunferenciales y las longitudinales de los costados se coloquen frente a la dirección aguas arriba.

RELLENO ESTRUCTURAL PARA ALCANTARILLAS:

En general, las zanjas y las excavaciones se deben rellenar inmediatamente después que el mortero de la junta haya endurecido lo suficiente para no ocasionarle ningún daño y hasta una altura no menor de 600 milímetros sobre la corona de la alcantarilla o hasta la altura del terreno natural, según el caso.

El material de relleno que se coloque hasta el nivel de la corona de la alcantarilla, debe cumplir con lo indicado en 205.03. Si el material resultante de la excavación no cumple con estos requisitos, el delegado residente puede ordenar que el material ha utilizar para el relleno sea obtenido de una fuente completamente diferente al de la excavación, en cuyo caso de pagará de conformidad con lo indicado en la sección 206.

El material de relleno se debe compactar en capas que no excedan de 150 milímetros de espesor, debiendo ser colocadas simultáneamente a ambos lados de la alcantarilla para que no se produzcan presiones desiguales.

NOMENCLATURA	
SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
	LINEA CENTRAL DE DISEÑO
	LINEA LATERAL DE ANCHO DE CARRETERA
	ESTACIÓN TOPOGRÁFICA
	COTA DE TERRENO
	COTA RASANTE
	PENDIENTE DE TERRENO
	RELLENO DE TERRENO
	CORTE DE TERRENO
	TRANSVERSAL EN PLANTA, TUBO DE LÁMINA CORRUGADA, Ø INDICADO
	TRANSVERSAL EN PERFIL, TUBO DE LÁMINA CORRUGADA, Ø INDICADO

LIBRETA TOPOGRÁFICA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

EPESISTA: DOLMAN BRYAN GONZALEZ BAUTISTA
ASESOR-SUPERVISOR: ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLEZ

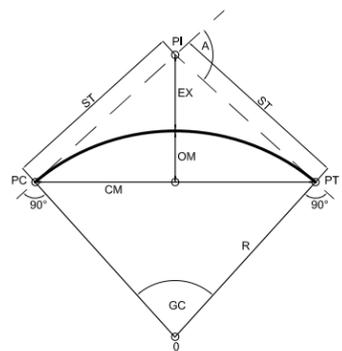
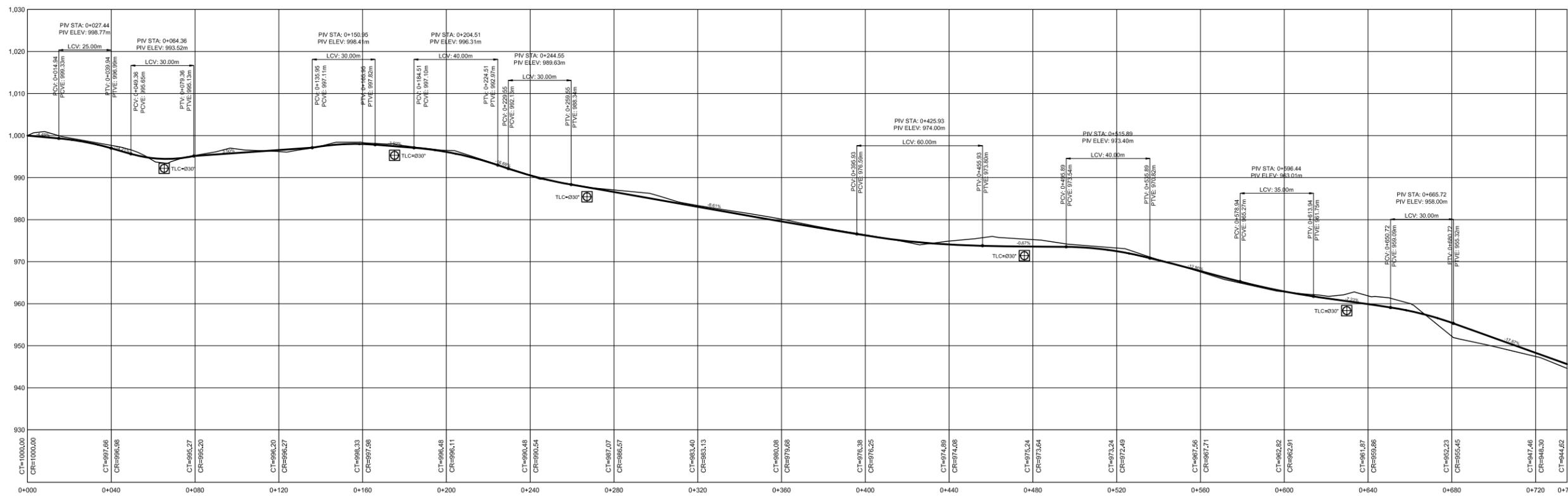
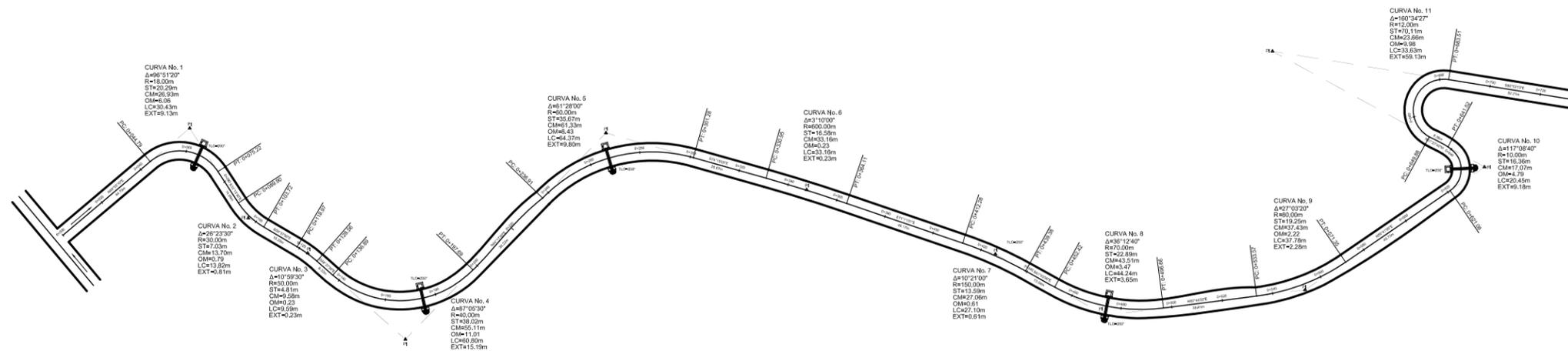
PROYECTO: UBICACIÓN: ALDEA NICA, MALACATÁN S.M.
DISEÑO DE LA CARRETERA HACIA EL CASERÍO LA LOMA

FECHA: MAYO DE 2012
DOLMAN GONZALEZ BAUTISTA

BOYER: DOLMAN GONZALEZ
DOLMAN GONZALEZ

CONTENIDO:
PLANTA GENERAL + LIBRETA TOPOGRÁFICA + ESPECIFICACIONES

HOJA
1
7



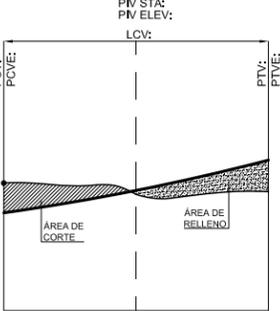
SIMBOLOGÍA:
 Δ = ÁNGULO DELTA
 GC = GRADO DE CURVATURA
 R = RADIO
 ST = SUBTANGENTE
 CM = CUERDA MÁXIMA
 OM = ORDENADA MEDIA
 EX = EXTERNAL
 PI = PRINCIPIO DE CURVA
 PC = PUNTO DE INFLExIÓN
 PT = PRINCIPIO DE TANGENTE

SIMBOLOGÍA DE CURVAS HORIZONTALES (PLANTA)

PLANTA PERFIL EST 0+000 A EST 0+735

ESCALA HORIZONTAL: 1/1000
 ESCALA VERTICAL: 1/500

SIMBOLOGÍA:
 LCV = LONGITUD DE CURVA VERTICAL
 PCV = PRINCIPIO DE CURVA VERTICAL
 PVE = PRINCIPIO DE TANGENTE VERTICAL
 PTV = PUNTO DE RASANTE DEL PTV
 PVE = COTA DE RASANTE DEL PCV
 PTV = COTA DE RASANTE DEL PTV
 PIV = PUNTO DE INTERSECCIóN VERTICAL
 $PIV STA$ = ESTACIONAMIENTO DEL PIV
 $PIV ELEV$ = COTA RASANTE DEL PIV



SIMBOLOGÍA DE CURVAS VERTICALES (PERFIL)

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

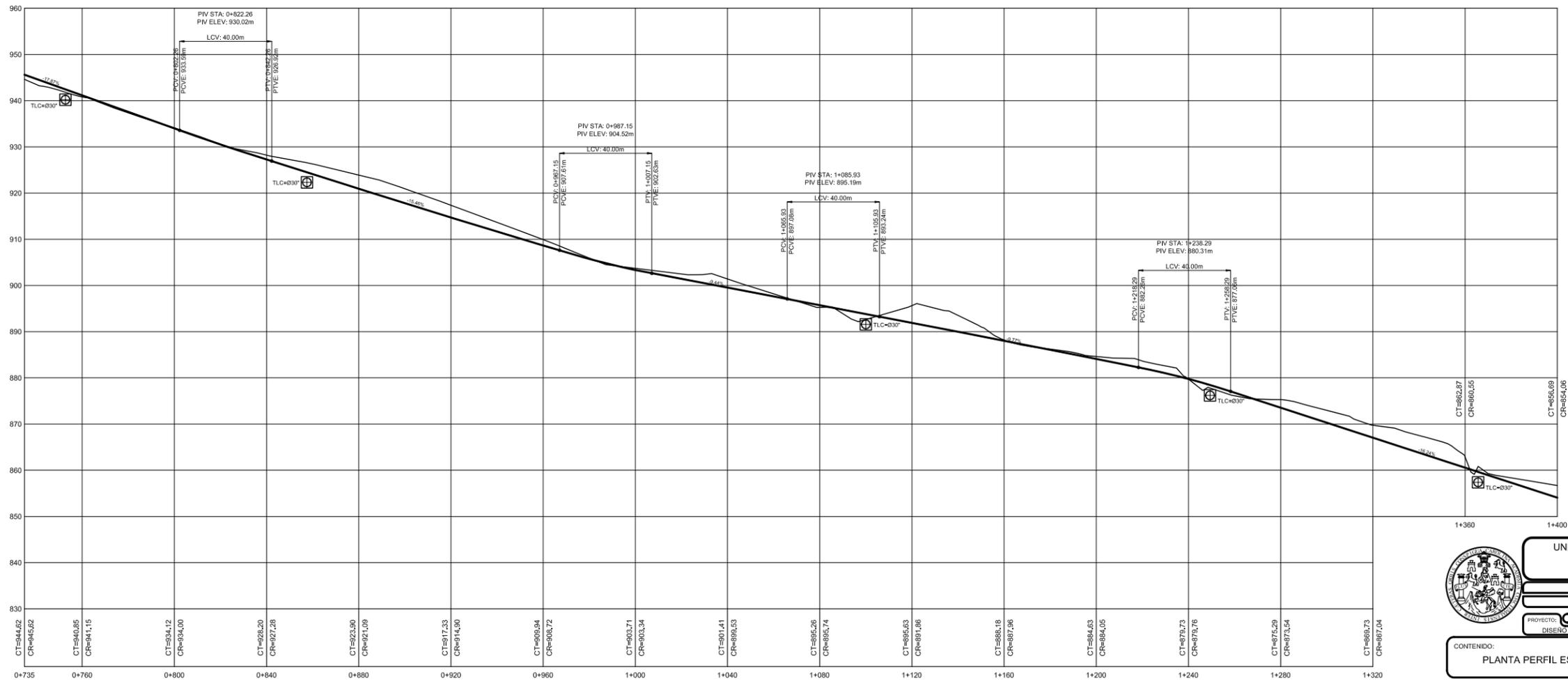
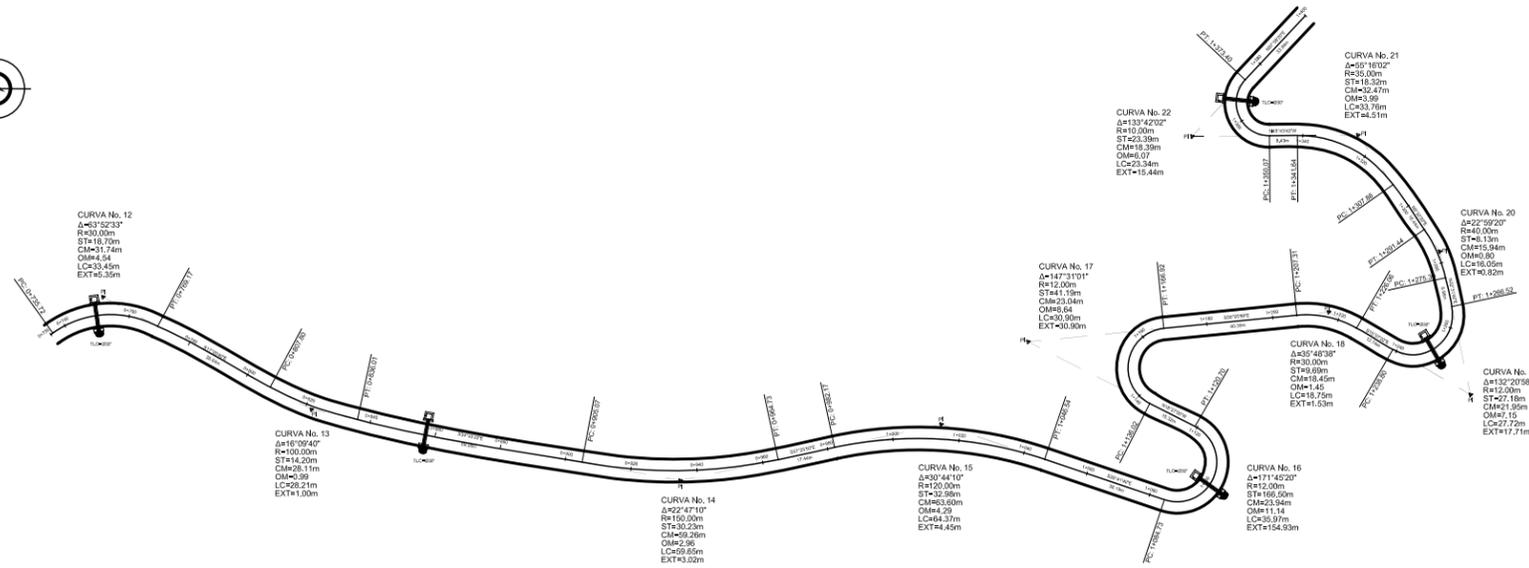
EPESISTA: DOLMAN BRYAN GONZALEZ BAUTISTA
 ASESOR-SUPERVISOR: ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELAZ

PROYECTO: UBICACIÓN: ALDEA NIJA, MALACATÁN S.A.
 DISEÑO DE LA CARRETERA HACIA EL CASERIO LA LOMA

CONTENIDO: PLANTA PERFIL EST 0+000 A EST 0+735

HOJA 2/7

DOLMAN BRYAN GONZALEZ BAUTISTA
 ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELAZ



PLANTA PERFIL EST 0+735 A EST 1+400

ESCALA HORIZONTAL: 1:1000
ESCALA VERTICAL: 1:500

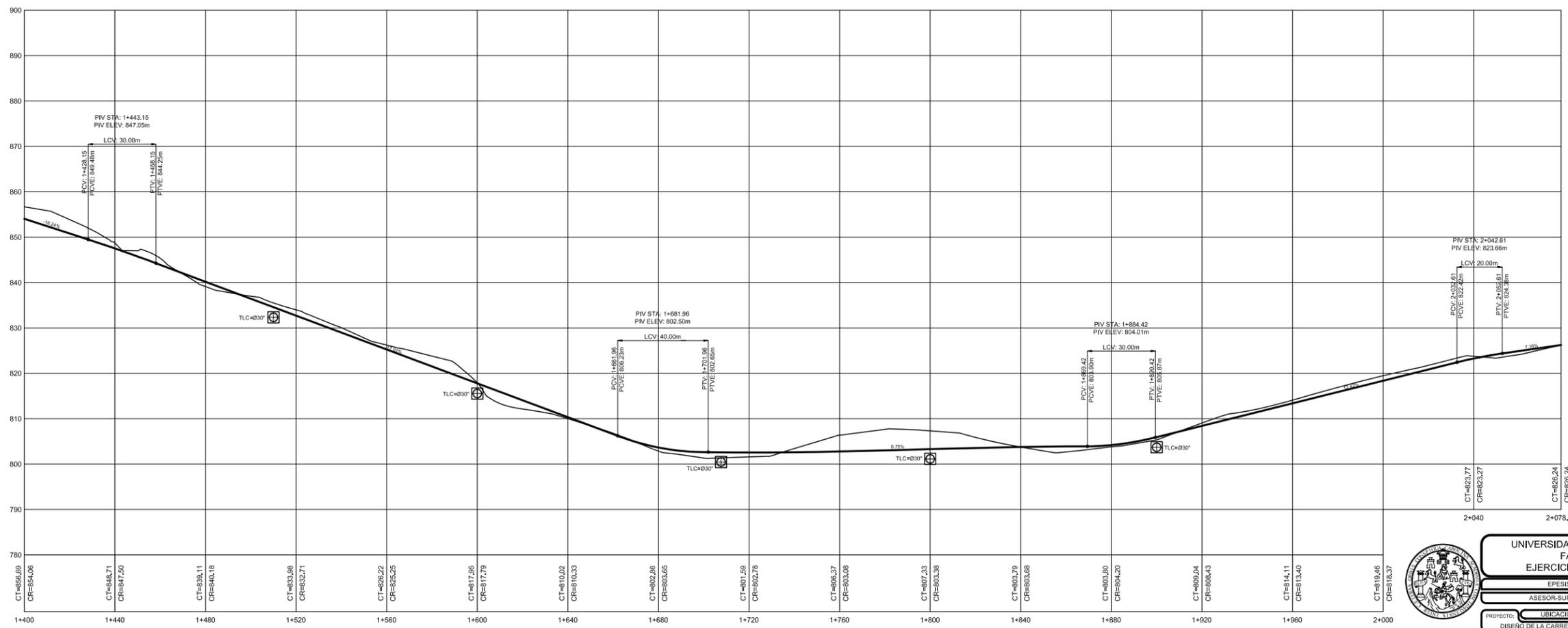
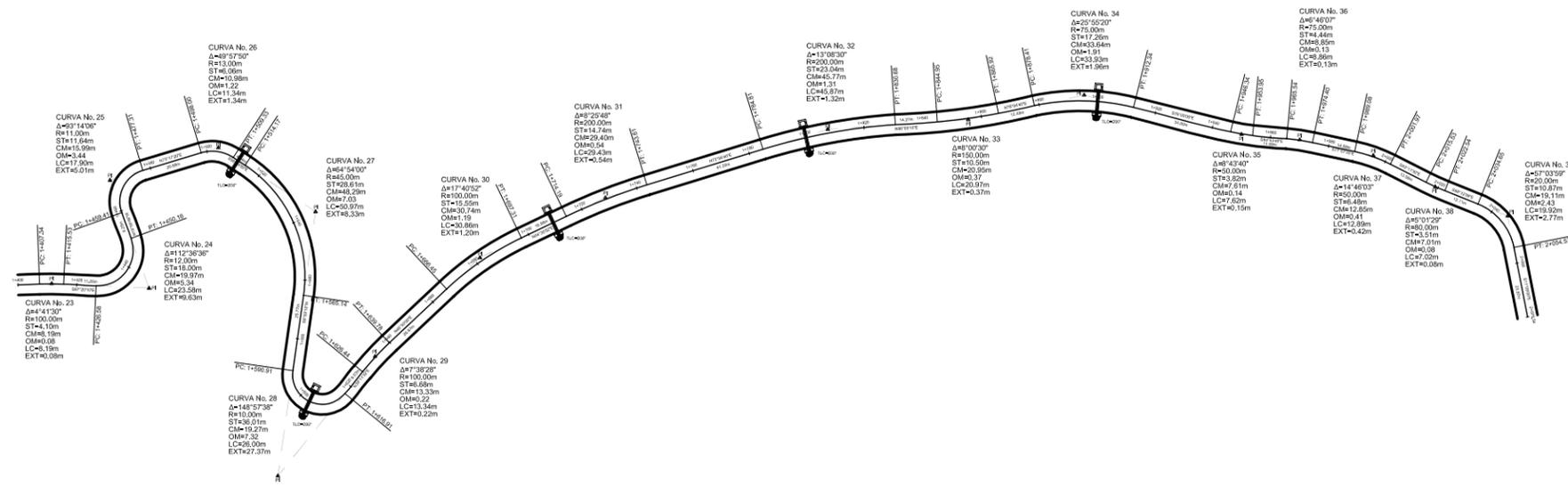
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

EPESISTA: DOLMAN BRYAN GODINEZ BAUTISTA
 ASESOR-SUPERVISOR: ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELAZ

PROYECTO: UBICACION: ALDEA NIJA, MALACATAN S.M.
 DISEÑO DE LA CARRETERA HACIA EL CASERIO LA LOMA

CONTENIDO: PLANTA PERFIL EST 0+735 A 1+400

HOJA: 3/7



PLANTA PERFIL EST 1+400 A EST 2+078.54

ESCALA HORIZONTAL: 1/1000
ESCALA VERTICAL: 1/500

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

EPESISTA: DOLMAN BRYAN GONZALEZ BAUTISTA
ASESOR-SUPERVISOR: ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELAZ

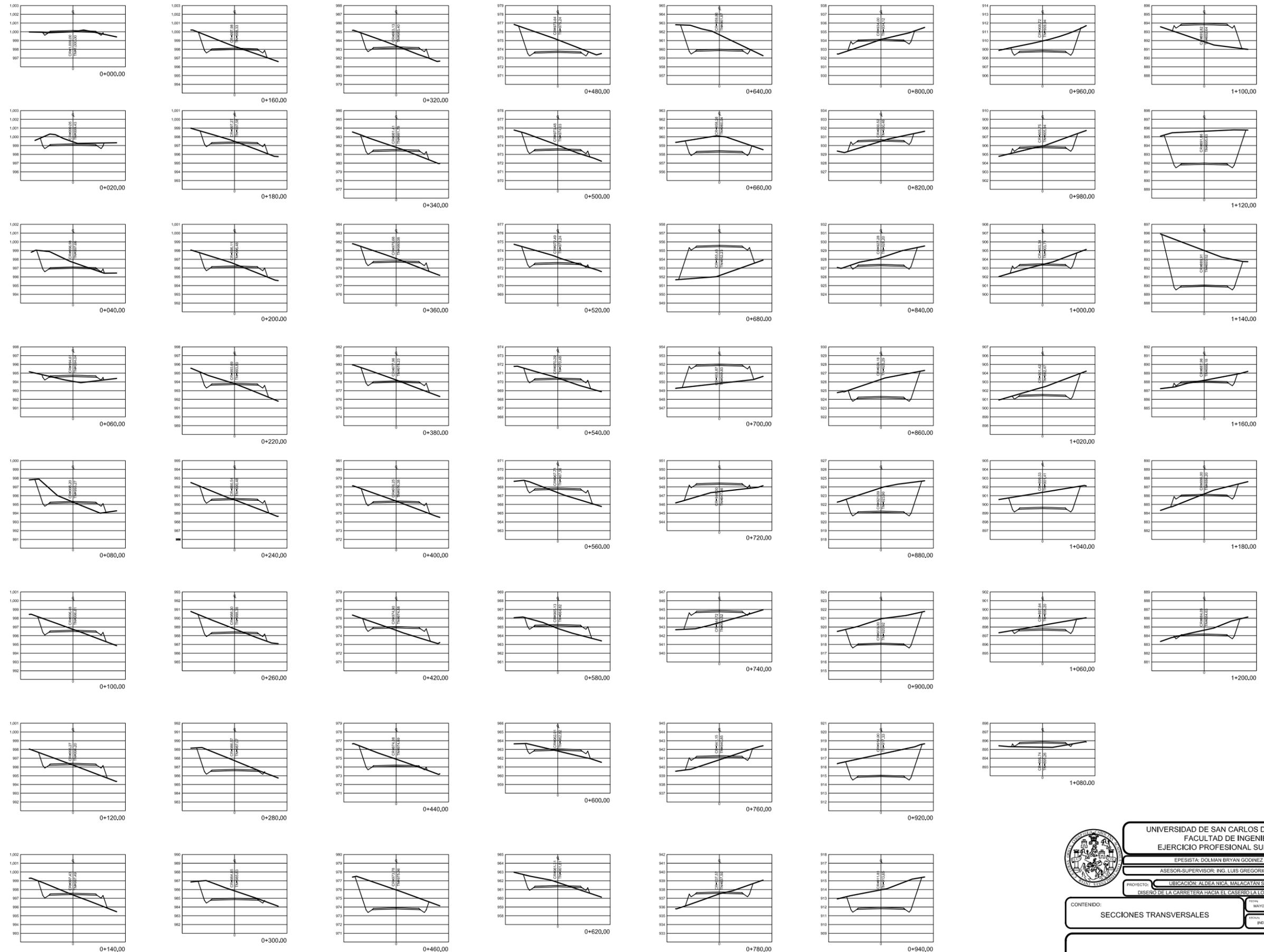
PROYECTO: UBICACION: ALDEA NICA, MALACATAN S.M.
DISEÑO DE LA CARRETERA HACIA EL CASERIO LA LOMA

FECHA: MAYO DE 2012
DISEÑADOR: DOLMAN GONZALEZ
REVISOR: DOLMAN GONZALEZ

CONTENIDO:
PLANTA PERFIL EST 1+400 A EST 2+078.54

HOJA 4/7

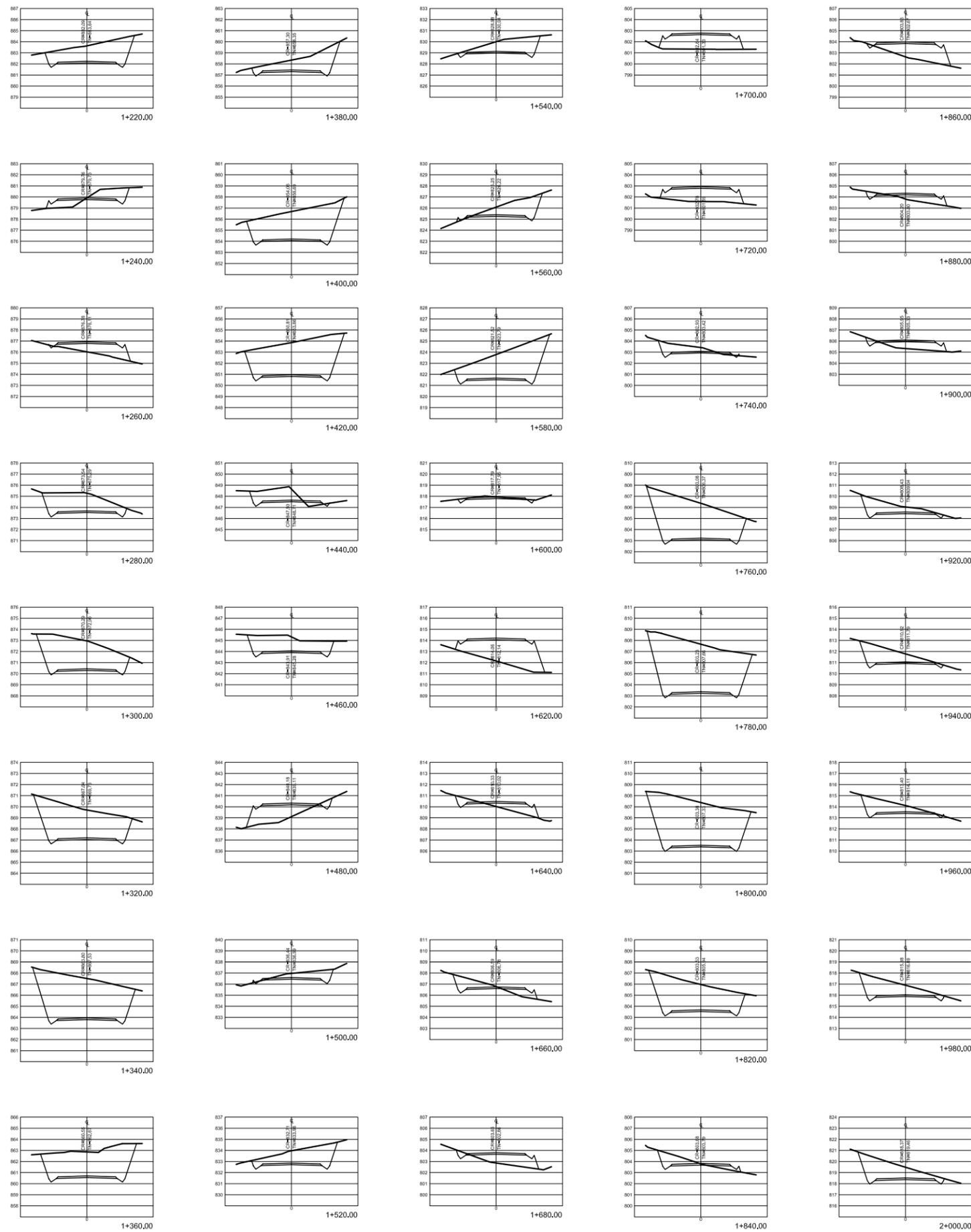
DOLMAN BRYAN GONZALEZ BAUTISTA
ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELAZ



SECCIONES TRANSVERSALES

ESCALA HORIZONTAL: 1/200

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
	EPESISTA: DOLMAN BRYAN GODINEZ BAUTISTA ASESOR-SUPERVISOR: ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELAZ	
PROYECTO: UBICACION: ALDEA NICA, MALACATAN S.M. DISEÑO DE LA CARRETERA HACIA EL CASERIO LA LOMA	DISEÑADO: DOLMAN GODINEZ	ASESORADO: DOLMAN GODINEZ
CONTENIDO: SECCIONES TRANSVERSALES	FECHA: MAYO DE 2012	DISEÑADO: DOLMAN GODINEZ
DOLMAN BRYAN GODINEZ BAUTISTA <small>INGENIERO EN INGENIERIA CIVIL</small>	ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELAZ <small>INGENIERO EN INGENIERIA CIVIL</small>	HOJA 5 7



ESTACION	ÁREAS		VOLUMENES		VOLUMENES ACUM.	
	METROS CUADRADOS	METROS CÚBICOS	METROS CUADRADOS	METROS CÚBICOS	METROS CUADRADOS	METROS CÚBICOS
	CORTE	RELLENO	CORTE	RELLENO	CORTE	RELLENO
1+220	12.54	0.00	179.98	0.25	8,260.17	2,516.01
1+240	3.28	1.83	158.21	18.29	8,418.39	2,534.30
1+260	0.00	5.30	32.77	71.27	8,451.16	2,605.57
1+280	10.97	0.00	109.67	52.98	8,560.83	2,658.55
1+300	19.97	0.00	309.34	0.00	8,870.17	2,658.55
1+320	22.59	0.00	425.62	0.00	9,295.79	2,658.55
1+340	30.77	0.00	533.66	0.00	9,829.45	2,658.55
1+360	18.89	0.00	496.61	0.00	10,326.06	2,658.55
1+380	9.15	0.00	280.36	0.00	10,606.42	2,658.55
1+400	21.22	0.00	303.71	0.00	10,910.13	2,658.55
1+420	25.10	0.00	463.26	0.00	11,373.39	2,658.55
1+440	4.95	0.46	300.51	4.60	11,673.91	2,663.15
1+460	10.10	0.00	182.49	4.60	11,824.40	2,667.74
1+480	0.45	7.02	105.45	70.15	11,929.85	2,737.90
1+500	3.45	0.10	38.91	71.19	11,968.76	2,809.08
1+520	9.27	0.00	127.17	1.03	12,095.93	2,810.12
1+540	7.02	0.00	162.90	0.00	12,258.83	2,810.12
1+560	6.66	0.20	136.78	1.98	12,395.61	2,812.09
1+580	18.74	0.00	253.96	1.98	12,649.56	2,814.07
1+600	0.83	0.00	195.65	0.05	12,845.21	2,814.12
1+620	0.00	14.34	8.28	143.47	12,853.49	2,957.59
1+640	0.98	2.87	9.75	172.08	12,863.24	3,129.67
1+660	2.89	1.53	38.66	43.92	12,901.90	3,173.60
1+680	0.28	4.67	31.72	62.01	12,933.62	3,235.61
1+700	0.00	9.11	2.81	137.88	12,936.42	3,373.49
1+720	0.00	8.05	0.00	171.64	12,936.42	3,545.13
1+740	3.33	0.17	33.28	82.21	12,969.70	3,627.34
1+760	27.32	0.00	306.45	1.71	13,276.15	3,629.04
1+780	38.82	0.00	661.38	0.00	13,937.54	3,629.04
1+800	34.81	0.00	736.32	0.00	14,673.85	3,629.04
1+820	20.12	0.00	549.33	0.00	15,223.19	3,629.04
1+840	2.84	0.78	229.58	7.75	15,452.76	3,636.80
1+860	0.02	7.63	28.50	84.06	15,481.26	3,720.85
1+880	0.45	2.53	4.68	101.62	15,485.94	3,822.47
1+900	0.30	3.37	7.54	58.97	15,493.48	3,881.43
1+920	5.49	0.00	57.91	33.67	15,551.39	3,915.10
1+940	7.09	0.00	125.82	0.04	15,677.21	3,915.14
1+960	5.57	0.04	126.67	0.44	15,803.88	3,915.57
1+980	8.03	0.00	136.07	0.41	15,939.95	3,915.98
2+000	9.21	0.00	172.40	0.00	16,112.35	3,915.98
2+020	7.18	0.00	163.85	0.01	16,276.20	3,915.99
2+040	6.39	0.48	135.66	4.85	16,411.86	3,920.84
2+060	0.00	5.03	63.88	55.15	16,475.74	3,975.99
2+078.54	0.68	0.14	6.30	47.93	16,482.04	4,023.92

TABLA DE VOLUMENES DE TIERRA

ESCALA : 1/450

ESTACION	ÁREAS		VOLUMENES		VOLUMENES ACUM.	
	METROS CUADRADOS	METROS CÚBICOS	METROS CUADRADOS	METROS CÚBICOS	METROS CUADRADOS	METROS CÚBICOS
	CORTE	RELLENO	CORTE	RELLENO	CORTE	RELLENO
0+000	0.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0+020	4.48	0.00	47.94	0.79	47.94	0.79
0+040	6.51	0.32	109.90	3.21	157.84	4.00
0+060	0.18	2.48	66.90	27.97	224.74	31.97
0+080	4.79	2.14	49.70	46.14	274.44	78.11
0+100	3.76	1.42	85.43	35.60	359.87	113.71
0+120	2.50	2.57	62.53	39.89	422.40	153.60
0+140	2.85	2.53	53.49	51.01	475.89	204.61
0+160	4.48	0.96	73.37	35.00	549.25	239.60
0+180	3.15	1.54	76.30	25.02	625.56	264.62
0+200	4.07	1.26	72.14	27.92	697.69	292.54
0+220	2.76	2.08	68.24	33.38	765.93	325.93
0+240	2.77	2.43	55.28	45.13	821.21	371.06
0+260	5.18	0.91	79.45	33.45	900.66	404.51
0+280	9.49	0.03	146.64	9.46	1,047.31	413.97
0+300	8.12	0.01	176.10	0.45	1,223.41	414.41
0+320	3.97	1.47	120.90	14.84	1,344.31	429.25
0+340	4.33	1.02	83.02	24.94	1,427.32	454.19
0+360	4.45	1.08	87.79	21.06	1,515.11	475.25
0+380	3.77	1.47	82.14	25.50	1,597.26	500.75
0+400	3.15	1.85	69.18	33.16	1,666.43	533.92
0+420	1.58	3.19	47.30	50.41	1,713.74	584.33
0+440	6.98	0.14	85.55	33.38	1,799.29	617.71
0+460	17.68	0.00	246.59	1.44	2,045.88	619.15
0+480	11.55	0.00	292.37	0.00	2,338.25	619.15
0+500	5.41	0.68	169.68	6.78	2,507.93	625.93
0+520	6.22	0.13	116.34	8.07	2,624.27	633.99
0+540	2.79	1.50	90.10	16.27	2,714.37	650.26
0+560	1.54	3.59	43.33	50.87	2,757.70	701.13
0+580	1.59	3.10	31.28	66.85	2,788.98	767.99
0+600	1.43	1.66	30.14	47.57	2,819.12	815.56
0+620	4.15	0.56	55.74	22.19	2,874.87	837.75
0+640	13.53	0.00	176.76	5.58	3,051.63	843.33
0+660	11.10	0.00	246.30	0.00	3,297.93	843.33
0+680	0.00	23.83	110.99	238.35	3,408.93	1,081.68
0+700	0.00	15.08	0.00	389.10	3,408.93	1,470.78
0+720	0.00	6.49	0.00	215.63	3,408.93	1,686.42
0+740	0.00	8.52	0.00	150.11	3,408.93	1,836.53
0+760	1.35	3.37	13.47	118.96	3,422.40	1,955.48
0+780	1.77	2.46	31.20	58.32	3,453.60	2,013.80
0+800	2.24	1.68	40.17	41.37	3,493.77	2,055.17
0+820	1.74	1.92	39.84	35.99	3,533.61	2,091.17
0+840	7.95	0.00	96.88	19.21	3,630.49	2,110.37
0+860	15.97	0.00	239.14	0.00	3,869.63	2,110.37
0+880	21.59	0.00	375.54	0.00	4,245.18	2,110.37
0+900	22.33	0.00	439.18	0.00	4,684.35	2,110.37
0+920	20.78	0.00	431.08	0.00	5,115.44	2,110.37
0+940	18.38	0.00	391.54	0.00	5,506.97	2,110.37
0+960	10.84	0.00	292.16	0.00	5,799.14	2,110.37
0+980	3.47	0.63	143.09	6.34	5,942.22	2,116.71
1+000	2.53	1.26	60.02	18.94	6,002.25	2,135.65
1+020	8.46	0.00	109.93	12.61	6,112.17	2,148.26
1+040	14.53	0.00	229.85	0.00	6,342.02	2,148.26
1+060	4.46	0.00	189.82	0.00	6,531.84	2,148.26
1+080	0.00	2.51	44.56	25.12	6,576.40	2,173.38
1+100	0.00	13.65	0.00	161.80	6,576.40	2,334.97
1+120	31.20	0.00	311.98	136.48	6,888.37	2,471.45
1+140	35.72	0.00	669.15	0.00	7,557.53	2,471.45
1+160	2.39	0.43	381.05	4.32	7,938.58	2,475.77
1+180	3.16	1.77	55.47	22.03	7,994.05	2,497.80
1+200	5.45	0.02	86.14	17.96	8,080.19	2,515.77

SECCIONES TRANSVERSALES

ESCALA HORIZONTAL: 1/200

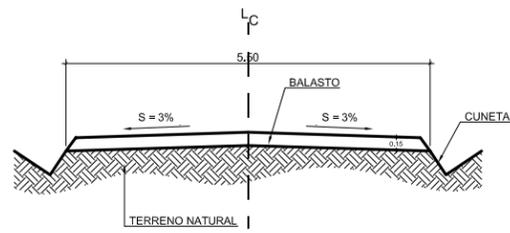
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

EPESISTA: DOLMAN BRYAN GONZALEZ BAUTISTA
 ASESOR-SUPERVISOR: ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELAZ

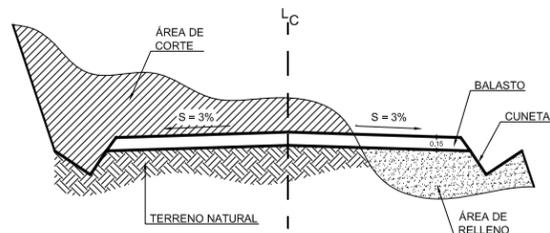
PROYECTO: UBICACIÓN: ALDEA NIÑA, MALACATÁN S.M.
 DISEÑO DE LA CARRETERA HACIA EL CASERIO LA LOMA

CONTENIDO: SECCIONES TRANSVERSALES + TABLA DE VOLUMENES DE TIERRA

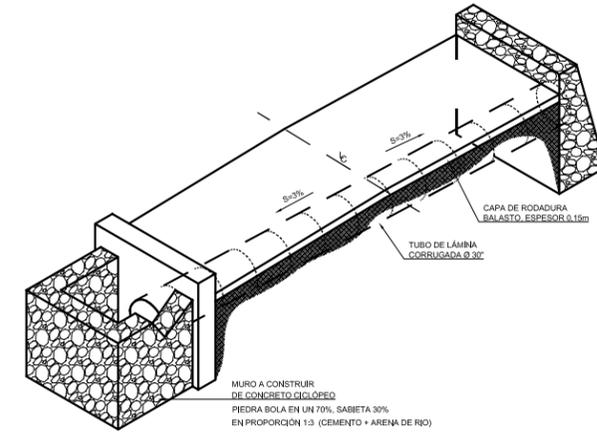
HOJA **6** / **7**



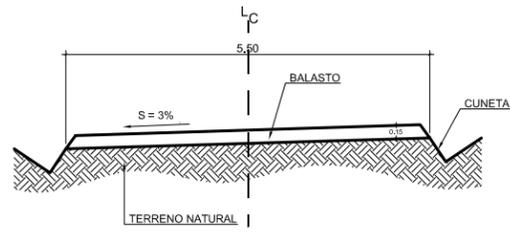
SECCIÓN TÍPICA DE ALINEACIÓN RECTA
ESCALA: 1/50



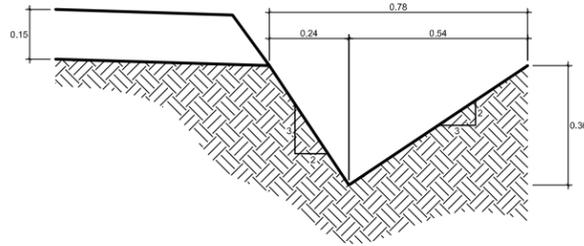
SECCIÓN TÍPICA, CORTE Y RELLENO
ESCALA: 1/50



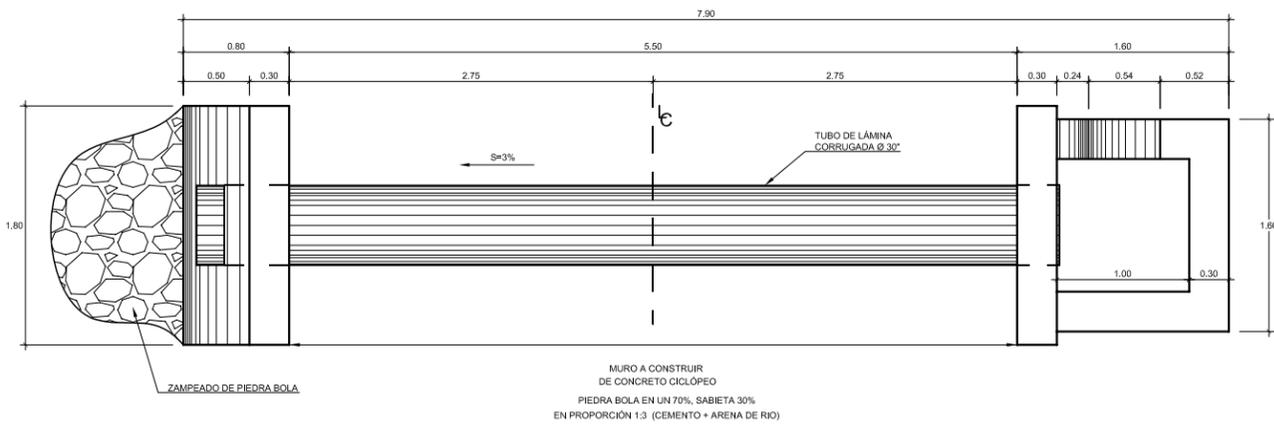
VISTA ISOMÉTRICA DE TRANSVERSAL
ESCALA: 1/50



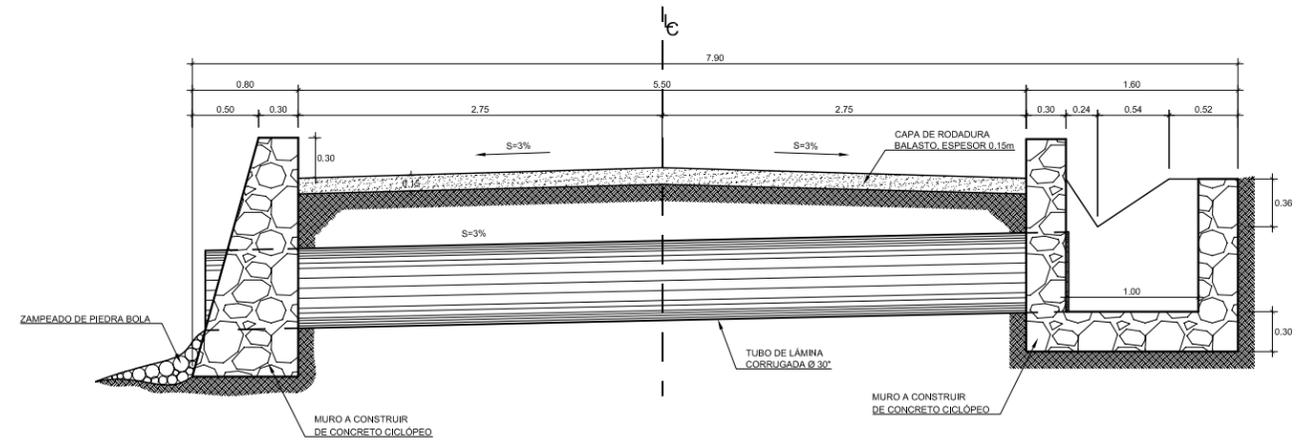
SECCIÓN TÍPICA DE ALINEACIÓN CURVA
ESCALA: 1/50



SECCIÓN TÍPICA DE CUNETA TRIANGULAR
ESCALA: 1/10



PLANTA DE DRENAJE TRANSVERSAL
ESCALA: 1/25



SECCIÓN DE DRENAJE TRANSVERSAL
ESCALA: 1/25



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

EPESISTA: DOLMAN BRYAN GONZALEZ BAUTISTA

ASESOR-SUPERVISOR: ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLEZ

PROYECTO: UBICACIÓN: ALDEA NIJA, MALACATÁN S.M.
DISEÑO DE LA CARRETERA HACIA EL CASERIO LA LOMA

CONTENIDO: PLANO DE DETALLES
FECHA: MAYO DE 2012
ESCALA: INDEFINIDA

DOLMAN BRYAN GONZALEZ BAUTISTA
ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLEZ
HOJA 7/7