

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE NICARAGUA

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL



Tesis Monográfica para optar al título de Ingeniero Civil.

Tema de estudio:

“Propuesta de un diseño estructural de un puente de 15m para un período de 50 años en la comarca Paso Hondo, municipio de Santo Tomas del Norte - Chinandega”.

Elaborado por:

**Br. SILVIA ELENA SÁNCHEZ AMPIÉ
Br. BAYARDO JOSE GAITAN PUTYOY
Br. MOISES FERNANDO MORENO VILLALOBOS**

TUTOR:

ING. BAYARDO ALTAMIRANO.

ASESOR:

ING. EDWIN OBANDO

AGOSTO 2013

INDICE GENERAL

INDICE GENERAL.....	I
INDICE ESPECIFICO.....	II
LISTA DE TABLAS.....	III
LISTA DE ILUSTRACIONES.....	IV
LISTA DE MAPAS.....	V
LISTADO DE SIMBOLO.....	VI
GLOSARIO.....	VII
AGRADECIMIENTOS.....	VIII
DEDICATORIA.....	IX
RESUMEN.....	X
1. INTRODUCCION.....	1
2. OBJETIVOS.....	5
3. GENERALIDADES DE PUENTES.....	6
4. CARACTERISTICAS DEL AREA DE UBICACIÓN DEL PUENTE.....	35
5. ESTUDIOS INGENIERILES DEL PUENTE.....	52
6. DISEÑO HIDRAULICO DEL PUENTE.....	109
7. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE.....	114
8. RESULTADOS.....	153
9. CONCLUSIONES.....	154
10. RECOMENDAIONES.....	155
11. ESPECIFICACIONES TECNICAS.....	156
12. BIBLIOGRAFIA.....	166
13. ANEXOS.....	167
14. SET DE PLANOS.....	204

INDICE ESPECÍFICO

<u>1.INTRODUCCIÓN</u>	1
1.1 Planteamiento del problema.....	2
1.2 Justificación.....	3
1.3 Antecedentes.....	4
<u>2.OBJETIVOS</u>	5
2.1 Objetivo General	
2.2 Objetivo Especifico	
<u>3.GENERALIDADES DE PUENTES</u>	6
3.1 Definición de puente	
3.2 Elementos de un puente	
3.3 Criterios para seleccionar el tipo de puente a utilizar	8
3.4 Estudios Topográficos	
3.5 Estudios de suelo.....	11
3.6 Estudios Hidrológicos.....	12
3.7 Estudios Hidráulicos.....	17
3.7.1 Socavación en subestructura de puente.....	20
3.8 Estudios de Riesgo sísmico.....	24
3.9 Diseño estructural del puente.....	25
<u>4.DESCRIPCIÓN DEL AREA DE UBICACIÓN DEL PUENTE</u>	35
4.1 Aspectos Geográficos	
4.2 Aspectos Económicos	
4.3 Aspectos Historiográfico.....	37
4.4 Aspectos físico natural (urbano – rural).....	39
4.5 Zonificación Urbana del modelo actual del municipio de Santo	

del Norte.....	45
4.6 Zonas Potenciales de Desarrollo.....	49
4.7 Identificación del proyecto.....	50
4.8 Oferta y demanda de la situación actual	
4.9 Beneficio del proyecto.....	51
4.10 Alternativas de solución al problema	
<u>5. ESTUDIOS INGENIERILES DEL PUENTE</u>	52
5.1 Estudios Topográficos	
5.1.1 Trabajo de campo	
5.1.2 Trabajo de gabinete.....	55
5.1.3 Secciones y Perfiles.....	64
5.2 Estudios de Suelo.....	68
5.2.1 Trabajo de campo y laboratorios	
5.2.2 Resultados de los ensayos.....	69
5.3 Estudios Hidrológicos.....	71
5.3.1 Metodología y caracterización de la cuenca	
5.3.2 Determinación del caudal por el Método Racional.....	79
5.3.3 Determinación del caudal por el Método de Transito de avenida....	80
5.4 Estudio de Impacto Ambiental.....	103
5.4.1 Identificación y evaluación del paisaje.....	104
5.4.2 Especificaciones técnicas ambientales generales	
5.4.3 Características del Área del proyecto.....	105
5.4.4 Efectos que genera el proyecto al medio ambiente	
<u>6. DISEÑO HIDRAULICO</u>	109
6.1 Trabajo de gabinete	
6.2 Resultados obtenidos con el programa Hec-Ras	

6.3 Estudios de socavación.....	112
<u>7.DISEÑO ESTRUCTURAL</u>	114
7.1 Diseño de la superestructura	
7.1.1 Diseño de losa	
7.1.2 Diseño de la acera.....	122
7.1.3 Diseño de la viga metálica.....	126
7.1.4 Calculo del momento del Diafragma.....	131
7.1.5 Diseño de la placa base.....	134
7.2 Diseño de la subestructura.....	137
7.2.1 Diseño de la cortina	
7.2.2 Diseño de la viga de apoyo.....	141
7.2.3 Diseño del neopreno.....	145
7.2.4 Diseño del estribo	
<u>8.RESULTADOS</u>	153
<u>9.CONCLUSIONES</u>	154
<u>10.RECOMENDACIONES</u>	155
<u>11.ESPECIFICACIONES TECNICAS</u>	156
<u>12.BIBLIOGRAFIA</u>	166
<u>13.ANEXOS</u>	167
<u>14.SET DE PLANOS</u>	204

INDICE DE TABLAS

1. Coeficiente de escorrentía
2. Deducciones de la unidad para obtener el coeficiente de escorrentía en áreas agrícolas
3. Valores del coeficiente correctivo
4. Valores del coeficiente P_q en función Q_1/Q
5. Valores del coeficiente correctivo P_R
6. Coeficiente para la obtención de fuerza sísmica
7. Valores de coeficiente de fricción
8. Puntos tomados por la estación total en el levantamiento topográfico
9. Resultados de los ensayos de penetración
10. Capacidad de soporte a la profundidad.
11. Datos de intensidades máximas anuales de precipitación en orden decreciente, periodo 1971-2011 para la estación de Chinandega.
12. Datos del cálculo de la media aritmética y desviación estándar.
13. Datos del cálculo de la distribución empírica, teórica y desviación máxima absoluta para las duraciones de lluvias de 5 minuto, comprendido entre el periodo 1971-2011
14. Delta crítico tomando un valor de $N=31$ con un alfa de 0.05.
15. Delta máximo y delta crítico.
16. Intensidades máximas ajustadas por el método analítico para los diferentes tipos de periodos de retorno
17. Cálculo de las variables “d” y “A” para un periodo de retorno de 50 años.
18. Parámetros de ajuste para la ecuación de intensidad.
19. Determinación del coeficiente de escorrentía para cada sub-cuenca.
20. Características de cada una de las sub-cuencas
21. Parámetros de cada sub-cuenca por el método racional
22. Cálculo de los parámetros de tránsito (tránsito de 1, 2 al 4).
23. Hidrograma transitado de 1 al 4.
24. Hidrograma transitado de 2 al 4.
25. Hidrograma suma en 4.
26. Cálculo de los parámetros de tránsito (tránsito de 3,4 al 5
27. Hidrograma transitado de 3 al 5
28. Hidrograma transitado de 4 al 5.
29. Hidrograma suma en 5
30. Cálculo de los parámetros transitado (tránsito de 5, 6 al 8).
31. Hidrograma transitado de 5 al 8
32. Hidrograma transitado de 6 al 8.
33. Hidrograma suma en 8.

34. Cálculos de los parámetros de tránsito (tránsito de 7, 8 al 9).
35. Hidrograma transitado de 7 al 9.
36. Hidrograma transitado de 8 al 9.
37. Hidrograma suma en 9.
38. Impactos ambientales.
39. Medida de mitigación
40. Intensidades Máximas anuales de 1971 al 2011
41. Cálculo de las variables hidráulicas
42. Datos del cálculo de la distribución empírica, teórica y desviación máxima absoluta para las duraciones de lluvia de 10 minuto, comprendida entre el periodo 1971 - 2011.
43. Datos del cálculo de la distribución empírica, teórica y desviación máxima absoluta para las duraciones de lluvia de 15 minuto, comprendida entre el periodo 1971 - 2011.
44. Datos del cálculo de la distribución empírica, teórica y desviación máxima absoluta para las duraciones de lluvia de 30 minuto, comprendida entre el periodo 1971 - 2011.
45. Datos del cálculo de la distribución empírica, teórica y desviación máxima absoluta para las duraciones de lluvia de 60 minuto, comprendida entre el periodo 1971 - 2011.
46. Datos del cálculo de la distribución empírica, teórica y desviación máxima absoluta para las duraciones de lluvia de 120 minuto, comprendida entre el periodo 1971 - 2011.

INDICE DE ILUSTRACIÓN

1. Puente estructural.
2. Instrumento de medición (estación total).
3. Esquema de tipos de erosión en el pilar de un puente.
4. Protección contra la erosión.
5. Socavación general en el lecho de un río.
6. Superestructura de un puente
7. Estribo de gravedad
8. Uso actual de la tierra.
9. Tecnología Aplicada.
10. Demostración del instrumento realizando la primera lectura.
11. Demostración del programa Autocad Land 2004.
12. Importación de puntos.
13. Diseño de las curvas de nivel.
14. Demostración de la herramienta Civilcad en Autocad 3D.
15. Demostración de formato de puntos a importar.
16. Realización de las curvas y secciones.
17. Sección transversal de la estación 0+200 aguas arribas.
18. Sección transversal de la estación 0+180 aguas arribas.
19. Sección transversal de la estación 0+160 aguas arribas.
20. Sección transversal de la estación 0+140 aguas arribas.
21. Sección transversal de la estación 0+120 aguas arribas.
22. Sección transversal de la estación 0+080 aguas abajo.
23. Sección transversal de la estación 0+060 aguas abajo.
24. Sección transversal de la estación 0+040 aguas abajo.
25. Sección transversal de la estación 0+020 aguas abajo.
26. Sección transversal de la estación 0+000 aguas abajo.
27. Perfil longitudinal del río.
28. Curvas intensidad, duración, frecuencia (IDF) ajustadas.
29. Hidrograma sintético de la sub-cuenca 1.
30. Hidrograma sintético de la sub-cuenca 2.
31. Hidrograma sintético de la sub-cuenca 3.
32. Hidrograma sintético de la sub-cuenca 4.
33. Hidrograma sintético de la sub-cuenca 5.
34. Hidrograma sintético de la sub-cuenca 6.
35. Hidrograma sintético de la sub-cuenca 7.
36. Hidrograma sintético de la sub-cuenca 8.
37. Hidrograma sintético de la sub-cuenca 9.
38. Hidrograma transitado de 1 al 4.

39. Hidrograma transitado de 2 al 4.
40. Hidrograma suma en 4.
41. Hidrograma transitado de 3 al 5.
42. Hidrograma transitado de 4 al 5.
43. Hidrograma suma en 5.
44. Hidrograma transitado de 5 al 8.
45. Hidrograma transitado de 6 al 8.
46. Hidrograma suma en 8.
47. Hidrograma transitado de 7 al 9.
48. Hidrograma transitado de 8 al 9.
49. Hidrograma suma en 9.
50. Sección aguas arribas.
51. Sección del puente.
52. Sección aguas abajo.
53. Perfil Hidráulico.
54. Perfil isométrico del cauce.
55. Estacionamiento del punto 1.
56. Estación total marca LEICA
57. Medición de la longitud del río a cada 10m.
58. Deterioro de las alcantarillas
59. Vista de las alcantarillas arriba y abajo del río
60. Delimitación de la cuenca
61. División de la cuenca en 9 sub-cuenca

LISTA DE MAPAS

Mapa 1: Zonificación sísmica de Nicaragua	Mapa
2: Zonificación del municipio de Santo Tomas	
Mapa 3: Zonas potenciales de desarrollo del municipio de Santo Tomas	20
Mapa 4: Ubicación del proyecto	
Mapa 5: Casco urbano del municipio Santo Tomas	
Mapa 6: Comunidad de Paso Hondo	
Mapa 7: Cuenca # 58, Rio Negro	
Mapa 8: Uso actual del suelo	

LISTADO DE SIMBOLOS

A	Área de la sección transversal, m ²
As	Área de refuerzo longitudinal en tensión en vigas cm ²
AASHTO	Asociación oficial Americana de carreteras y transportes
ACI	Instituto Americano del concreto
@	A cada cierta distancia
B	Base de un elemento
b	ancho de una sección rectangular, o ancho del patín a compresión en vigas T, I o L, cm.
bf	Ancho de ala patín superior
β	Factor de reducción dado en la ecuación J2-1 (AISC 2005)
ϕ	Factor de resistencia especificado en los capítulos B al K (AISC 2005)
c	Coefficiente de escurrentia
cm	Unidad métrica, centímetro.
Cm	Carga muerta
Cv	Carga viva
d	peralte efectivo(distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra extrema de compresión), cm
E	Empuje de tierra o módulo de elasticidad del acero
Ec	Ecuación
EQ	Efecto sísmico
e	Espesor del asfalto
F	fuerza
FH	Fuerza horizontal
FL	Fuerza longitudinal
f _c	Resistencia especificada del concreto a compresión, kg/cm ²
f _r	Factor de resistencia
ft	Unidad de medida, pies
f _y	Esfuerzo especificado de fluencia del acero, kg/cm ²
H	Longitud libre de un miembro a flexo compresión, o altura total de un muro
I	En concreto Impacto, en hidrología Intensidad
I _x	Momento de inercia respecto a los ejes principales, in ⁴
Kg/m ²	Kilogramo sobre metro cuadrado
kip	Kilo libra
lb	Libras
L	Claro de un elemento; también longitud horizontal de un muro o de un tablero de muro, m
M	momento

m	metros
m ³ /s	Metro cubico sobre segundo
Mcm	Momento por carga muerta
Mcv	Momento por carga viva
msnm	Metro sobre el nivel del mar
Mt	Momento total
Mu	Momento ultimo
P	Sobrecarga móvil HS-20-44 o presión de tierra
PL	Placa de acero
PSI	Libras por pulgadas cuadradas
ρ	Porcentaje de acero
Q	caudal
R	Radio hidráulico
S	Separación entre ejes de vigas metálicas
Sx	Módulo de sección (ala inferior)
Σ	sumatoria
T	Espesor de losa
t	Espesor de un muro, o del patín de una viga, cm
tf	Espesor de ala de patín superior
tw	Espesor del alma
V	Fuerza cortante de diseño que toma el concreto, Kg
Vmax	Cortante maximo
v	Velocidad, m/s
W	Carga muerta por metro cuadrado
Wc	Peso del concreto armado
Wcc	Peso del concreto ciclópeo

GLOSARIO

Acera	Espacio más elevado que la capa de rodadura donde circulan los peatones.
Acero-de refuerzo	Cantidad de acero requerido para un esfuerzo determinado.
Caudal	Volumen de agua que pasa por unidad de tiempo.
Carga de diseño	Carga que debe soportar la estructura para el diseño.
Carga muerta	Carga permanente a una estructura.
Carga ultima	Suma de la carga viva con la carga muerta, afectadas ambas por su respectivo factor de incertidumbre.
Carga viva	Carga no permanente a una estructura.
Cimientos	Elementos estructurales que distribuyen las cargas de la superestructura directamente al suelo.
Concreto ciclópeo	Material de construcción obtenido de una mezcla proporcionada de cemento, arena, piedra y agua, a diferencia del concreto reforzado, los agregados son mucho más gruesos.
Concreto reforzado	material de construcción obtenido de una mezcla cuidadosamente proporcionada de cemento, arena, grava y agua, todo esto combinado con el acero de refuerzo, que es un elemento homogéneo, usualmente reticular, cuyas características atómicas lo hacen extremadamente resistente a esfuerzos de tensión.
Cuenca	Parte continua de la superficie de la tierra, ocupada por un sistema de desagüe, cuyas aguas fluyen al mismo río, lago o mar. Consta de una corriente principal superficial junto con corrientes superficiales tributarias, limitada por su divisoria de aguas.
Deslizamiento	fuerza que tienda a deslizar horizontalmente el muro

Diafragma	Unidades usadas para evitar la deformación de viga en la superestructura.
Empuje	Fuerza ejercida por el suelo a la estructura.
Estribo	Muro que soporta a la superestructura y transmite su peso al suelo.
Especificaciones	Normas general y técnica de construcción contenidas en un proyecto, disposiciones o cualquier otro documento que se emita antes o durante la ejecución de un proyecto.
Estratigrafía	Parte de la geología que estudia las rocas que forman estrados o capas sobrepuestas.
Estribo	Estructura en extremos del puente que recibe las cargas de la superestructura y la transmite a la cimentación.
Fuerza de sismo	Carga que es inducida por un sismo y que provoca esfuerzos en la subestructura.
HL, HS	Carga de carril, carga de camión (de AASHTO).
Impacto	Carga provocada por el impacto del camión estandarizado sobre la superestructura.
Impacto ambiental	Consecuencia, efectos o cambios en el ambiente derivados de la ejecución de un proyecto en particular.
Losa	Elemento estructural, plano que soporta directamente las cargas y las transmite a diferentes apoyos.
Luz	Longitud entre los apoyos de un puente.
Medidas de mitigación	Acción de reducir, disminuir o atenuar los impactos en el ambiente.
Neopreno	Material natural o artificial con propiedades similares a las del gaúcho, utilizado en apoyos de puentes.

Presión Puente	Fuerza o carga por unidad de área. Estructura que permite pasar el tráfico de un punto a otro, a través de cualquier interrupción.
Sobrecarga	Carga adicional a la aplicada, que se toma como factor de seguridad.
Socavación	efecto producido en taludes, en el cual parte de los taludes es minado por el agua de abajo hacia arriba
Subestructura	Es un conjunto de elementos, que han sido diseñados para soportar la superestructura de un puente y transmitir las cargas al suelo.
Suelo	Material no consolidado o semi consolidado que se encuentra sobre la capa de roca de la corteza terrestre.
Superestructura	Conjunto de elementos, diseñados para soportar las cargas de tráfico y transmitir las a la subestructura.
Talud	Superficie inclinada respecto a la horizontal que es adoptada en forma permanente.
Volteo	Es el momento de la fuerza horizontal, que tiende a voltear el estribo respecto al borde exterior.

AGRADECIMIENTOS

Damos Gracias:

A Dios nuestro creador por darnos su amor, salud, protección y fortaleza cada día y por permitirnos culminar con éxitos esta nueva etapa de nuestras vidas.

A nuestros padres por habernos dado su amor, comprensión y apoyo incondicional en el transcurso de nuestra carrera.

A nuestro tutor y asesor el Ingeniero Bayardo Altamirano y el Ingeniero Edwin Obando, por la disponibilidad de ayudarnos en cualquier dificultad presentada durante la ejecución de este documento.

A nuestros maestros de la carrera de Ingeniería Civil por transmitirnos los conocimientos necesarios para la realización de los diferentes estudios realizados al puente como el Ingeniero Oswaldo Balmaceda, Ingeniero Bayardo Altamirano, Ingeniero Edwin Obando, Ingeniero Raúl Madrigal, Doctor Víctor Tirado, Ingeniero Ebert López, Ingeniero Adolfo Cordero, entre otros.

Agradecemos muy especial a todas aquellas personas que han estado con nosotros a lo largo de estos años dándonos fuerzas, apoyo y comprensión, entre ellos: Sra. Dora María Ampié Carballo, Sra. Bernarda del Carmen Putoy, Sra. Bertha Sonia Villalobos Navarro y a nuestros compañeros de clase que estuvieron con nosotros a lo largo de la carrera.

*Silvia Elena Sánchez Ampié
Bayardo José Gaitán Putoy
Moisés Fernando Moreno Villalobos*

DEDICATORIA

Este trabajo monográfico lo dedico a:

Nuestro padre celestial Dios por haberme dado la vida, una gran familia, amigos, salud y sabiduría para poder culminar mi carrera.

La mujer que me dio la vida Mi Madre Dora María Ampié Carballo, la cual ha trabajado arduamente para pagar mis estudios, la que estuvo siempre conmigo dándome amor, fuerza, consejos y apoyo para poder llegar a ser un profesional.

Mi padre Manuel Salvador Sánchez Miranda por sus consejos y por su amor.

Mis Hermanos principalmente mi hermana Jessica Araceli Sánchez Ampié, por cuidar a mis hijos mientras terminaba mis estudios, y por ser mí amiga fiel estando en los momentos difíciles y alegres de mi vida.

Mis Hijos Santiago Haziél Ruíz Sánchez, Camila Michelle Ruíz Sánchez quienes son la razón de mí existir y mi fuerza para seguir luchando por alcanzar mis metas.

Mi Esposo Francisco Haziél Ruíz Colindres por apoyarme en cada momento y alentarme a seguir adelante.

Mis amigos de monografía Bayardo José Gaitán Putoy y Moisés Fernando Moreno Villalobos porque sin su ayuda no hubiera sido posible esta monografía.

Mis maestros Ingeniero Bayardo Altamirano, Ingeniero Edwin Obando, Ingeniero Oswaldo Balmaceda, entre otros, por darme su apoyo y sabiduría en las dificultades presentadas en la elaboración del documento.

Mis amigos de clase entre ellos Ing. Yorlin Garcia, Ing. Eveling Tinoco, Br. Sheila Morales, Ing. María Barba, Ing. Maykelin Barahona, Ing. Isolina Telleria, Ing. Cinthia Collado, Ing. Mario Molino, Br. Nelson Monzón, Ing. Cinthia Orozco, Br. Rosario Pérez, entre otros quienes estuvieron a mi lado y pasamos momentos buenos y malos en la universidad.

Br. Silvia Elena Sánchez Ampié

DEDICATORIA

Este trabajo monográfico lo dedico:

A Dios padre, hijo y espíritu santo, por ser las tres divinas personas a las que les debo todo cuanto soy, por bendecirme y acompañarme en todo momento.

A mis queridos padres Bertha Sonia Villalobos Navarro, Moisés Moreno Robles, como atributo al gran sacrificio y apoyo incondicional que siempre me han manifestado.

A mi hijo Steven Moisés Moreno Rivera, por ser la mayor bendición de Dios en mi vida, y mis hermanos Glendis Moreno, Luis Carlos Moreno, Álvaro moreno, por su apoyo incondicional a lo largo de toda mi carrera.

A Mis abuelos, a mis tíos por su ayuda y todos sus consejos.

A mis amigos y compañeros de clase que siempre estuvieron en la formación de mi carrera, en especial a mis amigos de monografía.

A todos nuestros profesores que siempre estuvieron formándonos como profesionales.

A nuestro Tutor Ing. Bayardo Altamirano y a nuestro asesor Ing. Edwin Obando.

A todas las personas que de una u otra forma siempre estuvieron conmigo a lo largo de toda mi carrera.

Br. Moisés Fernando Moreno Villalobos

DEDICATORIA

Este trabajo monográfico lo dedico:

A Dios por haberme dado la vida, sabiduría, y una gran familia que con su apoyo me dieron fuerzas para culminar mi carrera.

A mis amados y queridos padres Bernarda del Carmen Putoy, y José Andrés Gaitán Vivas, que con tanto sacrificio y esfuerzo me brindaron su apoyo incondicional.

A mis hermanos que con sus constantes consejos me animaron a que culminara mi carrera.

A mis queridos abuelos que siempre me brindaron sus consejos para emprender este camino de lucha.

A todos mis amigos de la carrera y en especial a mis compañeros de monografía Silvia Elena Sánchez y Moisés Fernando Moreno.

A todos los docentes que con su lucha y perseverancia compartieron sus conocimientos.

A nuestro tutor ing. Bayardo Altamirano y asesor ing. Edwin Obando.

A todas las personas que me motivaron y me brindaron sus consejos.

Br. Bayardo José Gaitán Putoy

Resumen

En esta tesis monográfica la cual consiste en “La propuesta de un diseño estructural de un puente en la comarca de Paso Hondo”, presenta los diferentes estudios pertinentes que se deben realizar en el diseño de un puente, se analizó la factibilidad técnica y ambiental de la obra. Este proyecto permitirá mejorar las condiciones actuales de vida de los habitantes y traerá consigo mejoras al desarrollo de las comunidades.

Se alcanzaron los objetivos planteados, y se efectuaron los estudios topográficos, con el fin de conocer el perfil del río y del camino, así como también se realizó los estudios hidrológicos e hidráulicos del puente para poder llegar a la obtención del caudal de diseño y el tirante crítico del río para dimensionar la subestructura tomando en cuenta la influencia de la socavación y la sub-presión en el diseño.

Se obtuvo la estratigrafía y diferentes propiedades físicas y mecánicas del suelo del área de estudios para el diseño de las cimentaciones, y se realizó una pequeña evaluación ambiental para conocer el impacto ambiental que traerá la ejecución del proyecto a la comunidad de Paso Hondo.

Luego de esto se presenta una serie de recomendaciones para un buen funcionamiento y vida útil del puente.

1. INTRODUCCIÓN

El diseño de puentes tiene como propósito proporcionar una vía de paso sobre el agua, carretera o una vía férrea, la cual surge por la necesidad de transportar bienes y servicios donde las depresiones de terrenos no lo permiten.

La propuesta monográfica se desarrolló en una comarca del municipio de Santo Tomas del Nance también conocido como Santo Tomas del Norte el cual fue fundado el 9 de abril de 1889 y posee una extensión territorial de 50 km² con una altitud sobre el nivel del mar de 180 metros.

Su posición geográfica, como municipio fronterizo con Honduras, ha permitido el desarrollo de actividades comerciales en los últimos 8 años; lo que ha diversificado la actividad económica de sus pobladores y menguado los efectos de los años de sequía, sin embargo, las actividades económicas se han venido reduciendo debido al problema de acceso en época de invierno que presenta la comunidad, no obstante, las autoridades de la localidad trataron de dar una solución rápida con un puente provisional para que las crecida de los ríos permitieran el paso de peatones, bicicletas, carros y camiones de carga, que vienen de Hondura y de las comarcas aledañas y así poder aumentar la actividad económica nuevamente.

El documento se basa en otra propuesta de solución de la problemática que existe en la comunidad, a su vez expone la secuencia y técnicas en el diseño de un puente vehicular enmarcando la aplicación de los conocimientos adquiridos de las diversas ramas de la ingeniería civil a partir de datos de campo que se ajustan a la realidad del área de estudio, y que conllevan estudios de topografías, hidrología, hidráulica, geotécnicos entre otros.

1.1 Planteamiento del Problema

En la comarca Paso Hondo existe un gran problema de accesibilidad en tiempo de invierno, las autoridades municipales en busca de una solución que dé solución al problema implemento una estructura provisional de un puente de alcantarilla para el cual no se realizó ningún tipo de estudio, solamente se colocó la estructura en el lugar, en corto tiempo ya está deteriorada.

La estructura provisional no fue de gran ayuda, ya que las inundaciones siguen impidiendo el paso a los vehículos que vienen de la frontera de Honduras y de las otras comarcas aledañas, perjudicando económicamente a la población.

El objeto del Trabajo es el de proyectar un puente para tránsito vehicular, perteneciente a la red Vial Nacional, que salva un obstáculo constituido por un río no navegable con cauce extendido, con moderado desnivel del terreno.

1.2 Justificación

Actualmente la infraestructura vial de la comarca Paso Hondo presenta varias deficiencias dentro de las cuales se encuentra la incomunicación parcial de las comunidades Las Marías, Quebrada Honda, Ceiba Herrada, comunidades aledañas de Honduras y Paso Hondo debido a que se encuentran divididas por un cauce que imposibilita el acceso en temporadas de invierno, reduciendo la economía municipal del municipio Santo Tomas del Norte.

Se propone un diseño estructural de un puente para un periodo de 50 años en la comarca Paso Hondo el cual cumplirá con los parámetros de diseños especificado por las normas de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO, Método de diseño por factores de carga y resistencia) como también el Reglamento Nacional de la Construcción para así garantizar tanto el funcionamiento de la estructura como la vida útil del mismo y por consiguiente minimizar el problema de acceso vehicular y peatonal en temporadas de invierno.

El puente proporcionará a las comunidades en mención el incremento en sus finanzas familiar ya que sus productos de cosechas no se perderán por la inaccesibilidad, aumentaran las inversiones municipales y habrá reducción de las enfermedades diarreicas y respiratorias a infantes provocadas por las crecidas de los ríos.

La importancia del puente se enfatiza en el progreso económico del municipio, ya que al beneficiarse el sector rural aumentara la productividad del municipio en el ámbito financiero y social.

1.3 Antecedentes

La comarca de Paso Hondo se localiza en la parte suroeste del municipio de Chinandega, haciendo el recorrido de forma circular hay 10km exactos hasta la cabecera Urbana¹. Anteriormente era el paso accesible hacia Chinandega para la comercialización de animales, productos agrícolas y también para carretas adornadas para fiestas patronales desde Somotillo a Cinco Pinos, la economía siempre se ha visto afectada para los agricultores, en época de invierno, ya que en las sub-cuencas Guasaule y Gallo hay un aumento del caudal, provocando que los caminos de tierra con balastre y sin balastre existentes en el municipio se inunden y dejen incomunicadas a la población de las comarcas rurales con la población de la zona urbana.

Este conflicto se ha venido desarrollando durante estos años causando a los habitantes del casco rural una disminución de ingresos económicos, ya que sus cosechas se pierden por no existir un camino en buen estado donde los pobladores puedan transitar para dirigirse a otros destinos a vender sus productos, a su vez aumenta la pobreza en todo el municipio, sin embargo, en la comarca Paso Hondo es donde se encuentra el mayor problema, la alcaldía de ese municipio improvisó con una alternativa no muy viable la cual fue de un puente de alcantarilla que no cuenta con ningún parámetros de diseño, por lo cual a su corta estancia ya presenta deterioro de la infraestructura.

¹Alcaldía Municipal. (1999). Plan de Desarrollo Municipal de Santo Tomas del Norte. Chinandega, Nicaragua.

2. OBJETIVOS

2.1. Objetivo General

- ❖ Proponer el Diseño estructural de un puente de 15m para un periodo de diseño de 50 años en la comarca Paso Hondo, Santo Tomas, Chinandega.

2.2. Objetivo Específico

- ❖ Diagnóstico del estado actual del puente provisional existente.
- ❖ Estudiar las condiciones hidrológicas y topográficas de la zona de estudio.
- ❖ Analizar el suelo del sitio.
- ❖ Determinar el área hidráulica del puente.
- ❖ Calcular el riesgo sísmico de la estructura.
- ❖ Realizar una evaluación de impacto ambiental.

3. GENERALIDADES DE PUENTES

3.1 Definición de Puente

Un puente es una estructura destinada a salvar obstáculos naturales como ríos, valles profundos, hondonadas, lagos o brazos de mar y obstáculos artificiales. Son diseñados para proporcionar el paso continuo sobre el obstáculo y normalmente sirven a carreteras y ferrocarriles con el fin de unir caminos de viajeros y mercancías².

Obra estructural requerida para atravesar a desnivel un accidente geográfico o un obstáculo artificial por el cual no es posible el tránsito en la dirección de su eje³.



Ilustración 1. Puente estructural. Fuente: Elaboración propia. (2013). Managua, Nicaragua.

3.2 Elementos de un puente

En todo puente se distinguen tres partes fundamentales⁴:

3.2.1 La superestructura: es la parte de la estructura destinada a transmitir las cargas (cargas muertas y cargas vivas) a los apoyos, se dividen en isostáticas como el caso de los travesaños libremente apoyados, travesaños con voladizos y arcos de tres articulaciones, y en hiperestáticas como el de los travesaños continuos, arcos empotrados, arcos de dos articulaciones, marcos rígidos.

² Altamirano, L. B. (2000). Apuntes de Puente. Managua, Nicaragua. (pp. 5).

³ Manual de diseño de puente. (2003). Lima, Perú. (pp.7).

⁴ Idem. pp. 45.

Está constituida por:

La superficie de rodamiento: suele ser de concreto reforzado de alta resistencia y en pocas ocasiones de elementos prefabricados, también puede ser metálica como en el caso de puentes de cubierta orto trópica.

La superficie bituminosa: es una capa asfáltica que sirve como recubrimiento protector a la superficie de rodamiento.

Barandales: son elementos instalados para garantizar la seguridad de los peatones, y al mismo tiempo sirven para evitar accidentes de caídas de los vehículos al vacío.

Vigas longitudinales y transversales: cuando los puentes son de claros cortos el elemento principal son vigas longitudinales, que se apoyan en los extremos del puente. Cuando el puente tiene un claro muy corto (menor ó igual a 6 metros) no se proveen vigas longitudinales, sino, de una losa más gruesa la cual resulta mucho más económica.

Diafragmas y acera.

3.2.2. La subestructura: es la parte que transmite las cargas de los apoyos a la infraestructura.

Los estribos son básicamente pilares con muros en los extremos. Estos muros contienen el relleno del acceso y deben tener la longitud adecuada para evitar la erosión y que se despliegue el relleno; éstos deben protegerse contra el volteo, deslizamiento, desplazamientos laterales, fracturas del subsuelo y la descarga de los pilotes cuando estos existan.

Los estribos pueden ser abiertos o cerrados, los estribos cerrados pueden ser huecos o sólidos. Los estribos sólidos son generalmente de mampostería elaborados por bolones por su facilidad de hallarlos en las orillas de los ríos. Los estribos huecos son llamados así por su forma estructural, pero casi siempre se

llenar de suelo – cemento para proporcionar peso y darle mayor seguridad a la estructura.

3.2.2 La infraestructura: lleva las cargas al suelo de cimentación y pueden estar constituidas de pedestales, mamposterías o de concretos, pilotes, cilindros de fricción, etc.

3.3 Criterios para seleccionar el tipo de puente a utilizar⁵

El claro requerido: Éste debe ser seleccionado para permitir el paso eficiente del caudal de creciente cuya magnitud y frecuencia deberán estar de acuerdo con el tipo y clase de estructura.

Condiciones de cimentación: Estas son trascendentales para decidir el tipo de puente por construir ya que tiene influencia en: el sistema de cimentación, la longitud de los claros parciales, y el tipo de estructura a emplear, ya que cuando las condiciones de cimentación son deficientes se deben descartar las estructuras hiperestáticas.

Espacio libre requerido: Este factor tiene influencia en el tipo de estructura a utilizar, cuando existen condiciones establecidas tales como: espacio libre horizontal y vertical mínimo, esto ocurre cuando se desea el paso de cualquier objeto flotante (barcos, árboles, etc.) según la importancia del obstáculo salvado.

Cargas vivas por soportar: Conociendo la ubicación del puente, su importancia económica y social, y su respectivo estudio de tránsito, nos proporcionan dos elementos importantes para el diseño de éste, los cuales son: el número de carriles (ancho de la calzada) y el tipo de carga viva a utilizar⁶.

⁵ Altamirano, L. B. (2000). Apuntes de Puente. Managua, Nicaragua. (pp. 24).

⁶ Manual de diseño de puente. (2003). Lima, Perú. (pp. 57).

3.4 Estudios Topográficos

La topografía se encarga del estudio altiplanimétrico de la superficie de la tierra, su importancia se basa en la representación de los detalles y accidentes topográficos de un terreno. En toda obra los estudios topográfico son fundamentales porque nos proporciona una serie de elementos (curvas de nivel, perfiles longitudinales y secciones transversales) que se resumen en planos topográficos con lo cual se lleva a cabo todas las evaluaciones y valoraciones, con el fin de obtener un resultado más apegado a la realidad del medio.

Curvas de nivel

Las curvas de nivel llamadas también **isohipsas**, son líneas que se trazan uniendo todos los puntos que se encuentran en las mismas alturas de un determinado nivel de referencia. Las curvas de nivel se calculan utilizando el método de interpolación de las cotas obtenidas en el terreno.

Estación total

Se denomina estación total a un instrumento electro – óptico utilizado en topografía, cuyo funcionamiento se apoya en la tecnología electrónica, consistiendo en la incorporación de un distanciómetro y un microprocesador a un teodolito electrónico.

Existen diferentes clases de estación total entre ellas tenemos:

- Estación Total Electrónica CST/Berger.
- Taquímetro electrónico Leica TPS400



Ilustración 2. Instrumento de medición (Estación Total). Fuente: Elaboración propia.

Elementos principales:

- a. Dispositivo de puntería
- b. Auxiliar de puntería integrado EGL (opcional)
- c. Tornillo para movimiento vertical
- d. Batería
- e. Batería, tapa y distanciador para GEB111
- f. Tapa de la batería
- g. Ocular, Enfoque del retículo
- h. Enfoque de la imagen
- i. Asa desmontable, con tornillos de fijación
- j. Interfaz serie RS232
- k. Tornillo nivelante
- l. Objetivo con distanciómetro electrónico (EDM) Integrado; orificio de salida del rayo de medición
- m. Pantalla
- n. Teclado
- o. Nivel esférico
- p. Tecla de encendido
- q. Disparador de medición
- r. Tornillo para movimiento horizontal.

El funcionamiento de una estación total se basa en un principio geométrico sencillo conocido como Triangulación, que consiste en determinar la coordenada geográfica de un punto cualquiera a partir de otros dos conocidos⁷.

En palabras claras para realizar un levantamiento con Estación Total se ha de partir de 2 puntos con coordenadas conocidas o en su defecto asumidas, y a partir de esa posición se observan y calculan las coordenadas de cualquier otro punto en campo. Se ha difundido universalmente la nomenclatura para estos tres puntos, y es usada por igual en cualquier modelo de Estación Total:

Coordenadas de la Estación (Station Coordinate): Es la coordenada geográfica del punto sobre el cual se ubica el aparato en campo. A partir del mismo se observaran todos los puntos de interés.

Vista Atrás (Back Sight): Es la coordenada geográfica de un punto visible desde la ubicación del aparato. El nombre tiende a confundir al pensar que este punto se ubica hacia atrás en el sentido que se ejecuta el levantamiento, pero más bien se refiere cualquier punto al que anteriormente se le determinaron sus coordenadas, mediante el mismo aparato o con cualquier otro método aceptable.

Observación (Observation): Es un punto cualquiera visible desde la ubicación del aparato al que se le calcularan las coordenadas geográficas a partir del Stn Coordinate y el Back Sight.

Levantamiento planimétrico: Consiste en determinar la representación gráfica de la superficie, sobre la cual se pretende proyectar los ejes constructivos, en este se logra apreciar los obstáculos y alineaciones que nos ofrece el área de estudio. Además, nos sirve de guía para realizar diferentes propuestas en función de las condiciones que nos ofrece el terreno⁸.

Levantamiento altimétrico: Facilita la representación del relieve del terreno en estudio, con este estudio el ingeniero logra determinar parámetros importantes entre

⁷ Manual ET LEICA TPS400. (2012). China, (pp. 8)

⁸ Aparicio, Mijares. (2000). Topografía. Mc Graw-Hill. Mexico.

los cuales tenemos: la pendiente, secciones transversales, y perfiles longitudinales de los ejes propuestos⁹.

3.5 Estudios de suelos

El objetivo del estudio de suelo es 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. La Ingeniería geotécnica es una disciplina tecno científica que agrupa a la geología, geofísica, mecánica de suelos, relacionándolas con las obras civiles.

Para que el ingeniero pueda proyectar una cimentación adecuada, debe tener un conocimiento razonable de las propiedades físicas y mecánicas y disposición de los materiales del subsuelo. Esta información puede obtenerse mediante técnicas de investigación en el terreno y en el laboratorio conocida como investigación del subsuelo.

La identificación de las causas del comportamiento deficiente de las obras con notable frecuencia señala que las deformaciones masivas de las estructuras son atribuidas a movimientos de sus fundaciones los que a su vez reflejan desplazamientos y asentamientos del suelo soporte.

Por medio de la investigación del subsuelo se puede determinar parámetros representativos o configurar un modelo analítico que reproduzca en la mejor forma posible, una compatibilidad con la importancia y las necesidades del problema. De este modo se logra entonces seleccionar racionalmente el elemento de transición estructura-suelo.

⁹ 9. Idem. (pp. 65).

3.6 Estudios Hidrológicos

- **Método racional**

El método utilizado para determinar el caudal del diseño de una cuenca pequeña, es el método racional, presentado por Emil Kuichling en 1889 y mejorado posteriormente por otros.

Este método asume que el caudal máximo para un punto dado se alcanza cuando todas las partes del área tributaria están contribuyendo con su escorrentía superficial durante un periodo de precipitación máxima. Para lograr esto, la tormenta máxima debe prolongarse durante un periodo igual o mayor que el que necesita la gota de agua más lejana hasta llegar al punto considerado o el tiempo de concentración (T_c).

El método racional está representado por la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{C * I * A}{360} \quad \text{(Ecuación 1)}$$

Siendo:

Q: caudal de diseño en m^3/s

I: intensidad de la lluvia en $mm/hora$ para una duración igual al tiempo de concentración (T_c).

A: área de drenaje de la sub-cuenca, en Has.

C_p : coeficiente ponderado de escorrentía, adimensional.

- **Coficiente de Escorrentía.**

El coeficiente de escorrentía “C”, transforma la lámina de agua en el caudal pico y su valor depende de elementos como el tipo de suelo, pendiente del terreno y otros factores de menor incidencia.¹⁰ Estos valores se estiman por inspección directa en el

¹⁰Venn Te Chow, David Maidment & Larry W Mays. (2002). Applied Hydrology. Edition limusa. Mexico

campo y complementados por medio de mapas cartográficos. Los valores se muestran en la tabla 2:

Tabla 1. Coeficiente de Escorrentía. Ven te Chow. (2002). Hidrología aplicada.

Coeficientes de escorrentía para ser usados en el método racional							
Característica de la superficie	Periodo de retorno (años)						
	2	5	10	25	50	100	500
Áreas desarrolladas							
Asfáltico	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00
Concreto/techo	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
Zonas verdes (jardines, parques, etc.)							
Condición pobre (cubierta de pasto menor del 50% del área)							
Plano, 0 - 2%	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.58
Promedio, 2 - 7%	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Pendiente, superior a 7%	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
Condición promedio (cubierta de pasto del 50 al 75% del área)							
Plano, 0 - 2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2 - 7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente, superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Condición buena (cubierta de pasto mayor del 75% del área)							
Plano, 0 - 2%	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Promedio, 2 - 7%	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Pendiente, superior a 7%	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58
Áreas no desarrolladas							
Área de cultivos							
Plano, 0 - 2%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.57
Promedio, 2 - 7%	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
Pendiente, superior a 7%	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
Pastizales							
Plano, 0 - 2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2 - 7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente, superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Bosques							
Plano, 0 - 2%	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Promedio, 2 - 7%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
Pendiente, superior a 7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

Así mismo las sugerencias de Bernard (1950), para obtener el valor de c en función de la topografía, el tipo de suelo y la cobertura. El valor de c es obtenido sumando los valores de c_i de cada uno de los tres factores de la tabla que se muestra a continuación y se resta la suma de la unidad.

Tabla 2. Deducciones de la unidad para obtener el coeficiente de escorrentía en áreas agrícolas. Ven te Chow. (2002). Hidrología aplicada.

Tipo de área	Valores de c_i
Topografía	
Tierras planas, pendiente promedio de 0.2 a 0.6 m. por km.	0.30
Tierras onduladas, pendiente promedio de 2.8 a 3.8 m. por km.	0.20
Tierras montañosas, pendiente promedio de 28 a 47 m. por km.	0.10
Suelo	
Arcilla impermeable	0.10
Combinación de arcilla y barro	0.20
Arenoso	0.40
Cobertura	
Cultivos	0.10
Bosques	0.20

El método de Muskingum para calcular la escorrentía se basa en la siguiente ecuación de traslado:

$$O_2 = c_0 I_2 + c_1 I_1 + c_2 O_1 \quad (\text{Ecuación 2})$$

Donde

$$c_0 = -\frac{Kx - 0.5t}{K - Kx + 0.5t} \quad (\text{Ecuación 3})$$

$$c_1 = \frac{Kx + 0.5t}{K - Kx + 0.5t} \quad (\text{Ecuación 4})$$

$$c_2 = \frac{K - Kx - 0.5t}{K - Kx + 0.5t} \quad (\text{Ecuación 5})$$

$$Y \quad c_0 + c_1 + c_2 = 1$$

I_1 e I_2 , son los caudales de entrada, O_1 y O_2 , son los caudales de salida

K = Valor aproximado del tiempo de viaje de la ola a través del tramo donde se hace el traslado se calcula similar al tiempo de concentración.

x = Varía entre 0.1 y 0.3 para cauces naturales, se toma un valor promedio de 0.2

$$C = 1 - (C_1 + C_2 + C_3) \quad (\text{Ecuación 6})$$

Las pendientes del terreno se estimaran a partir de las curvas de nivel de los mapas escala 1: 50,000 de Somotillo y Cinco pino.

- **Área Tributaria.**

El área tributaria o sea la superficie de la cuenca de drenaje se debe estimar con los planos geodésicos, escala 1: 50,000, el cual contiene curvas de nivel cada 20 metros.

- **Determinación de la intensidad.**

La intensidad se expresa como el promedio de la lluvia en mm/hora para un periodo de retorno determinado y una duración igual al del tiempo de concentración (T_c) de la cuenca.

Los valores intensidades se pueden obtener a partir de las curvas Intensidad Duración Frecuencia (IDF) que elabora INETER o determinarse mediante cálculo con las ecuaciones que ajustan a dichas curvas calculadas por ese mismo instituto.

El ajuste de los datos por medio de los mínimos cuadrados resulta en una ecuación en la cual se entra con la duración en minutos y se obtiene la intensidad:

$$I = \frac{A}{(T+d)^b} \quad (\text{Ecuación 7})$$

Siendo:

I = intensidad en mm/hora.

A, d y b = coeficientes determinados

T = duración de la lluvia en minutos

El Tiempo de Concentración Tc puede calcular con la siguiente formula que propone Eduardo Basso (1977);

$$Tc = 0.0041k^{0.770} \quad (\text{Ecuación 8})$$

Donde

$$k = 3.28 \frac{L}{S^{0.5}} \quad (\text{Ecuación 9})$$

Siendo

L= longitud de rio del punto más elevado de la cuenca al punto de salida (m)

$$S = \frac{H-h}{L}, \quad (\text{Ecuación 10})$$

Donde H es elevación máxima, h= elevación mínima

3.7 Estudios Hidráulicos

La determinación de las variables hidráulicas se basa en el análisis de la información hidrológica, en los registros de levantamientos topográficos, en los análisis granulométricos y de clasificación de muestra del material que forma el lecho y las orillas del cauce.

Los factores hidráulicos conllevan a una real apreciación del comportamiento hidráulico del rio 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.

La hidráulica es la ciencia que estudia experimentalmente o investiga, por medio de cálculos, las condiciones del equilibrio y del movimiento de los líquidos.

Para la determinación del caudal de la sección se emplea la ecuación de Manning para canales abiertos

$$Q = \frac{1}{n} AR^{\frac{2}{3}}S^{\frac{1}{2}} \quad (\text{Ecuación 11})$$

Donde

n= Coeficiente de Manning

R= radio hidráulico (m)

S= pendiente media del cauce (m/m)

A= área de la sección transversal (m²)

Si una obstrucción se sitúa en una corriente, el patrón de flujo en las inmediaciones de esa obstrucción se modificara. Puesto que la capacidad de transporte de sedimento en el fondo del río (arena o grava) es una función de las características del flujo, el cambio en el flujo producirá un cambio en la capacidad de transporte del material de fondo. La erosión o deposición ocurrirá en un área donde se produzca un desequilibrio entre la capacidad de transporte de fondo y el material abastecido desde aguas arriba. Como la capacidad de transporte es función de la velocidad del flujo, la introducción de estructuras que cambien la velocidad del flujo casi siempre está acompañada de cambios en el fondo de ríos con fondo móvil.

La erosión puede entonces ser definida como el aumento de una sección de flujo por la remoción del material del fondo a través de la acción del fluido en movimiento.

La erosión total en el cauce de un río está compuesta por tres componentes, que en general son aditivos:

- ✓ La erosión general, debido a los cambios a largo plazo en la elevación del lecho del río (erosión general o sedimentación), la cual podría ocurrir esté o no el puente.
- ✓ La erosión por contracción, es el resultado de la restricción de la vía fluvial o canal ya sea natural o debido a un puente y a sus aproximaciones.
- ✓ La erosión local es una consecuencia de la obstrucción del flujo por pilares o estribos, los cuales aceleran el flujo, creando vórtices que remueven el material alrededor de ellos.

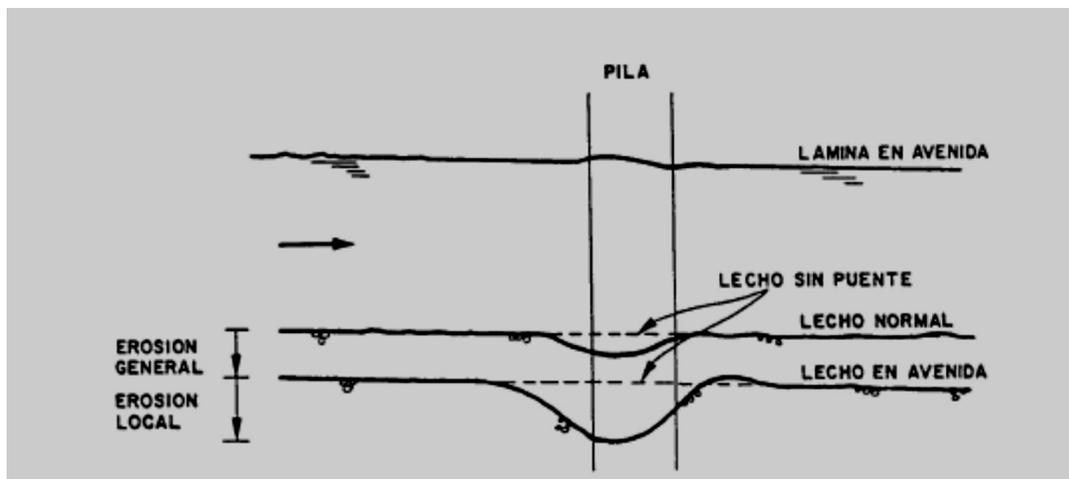


Ilustración 3: Esquema de tipos de erosión en el pilar de un puente. Fuente: Elaboración propia. (2013). Managua, Nicaragua.

La erosión para un puente se analiza como erosión potencial y tiene carácter de estimación. Sabemos también que existen procesos y componentes de la erosión que ocurren independientemente del puente (erosión general transitoria y a largo plazo, erosión en curvas,) y su combinación.

Las componentes de la erosión específica en el caso de un puente son dos¹¹:

- ✓ La erosión en la sección del puente y sus inmediaciones, debida al estrechamiento causado por el puente con respecto al ancho ocupado por la

¹¹ Laursen y Toch. (1956). Socavación en puentes. Edition limusa. México.

avenida antes de existir éste (puede llamarse erosión localizada o por estrechamiento);

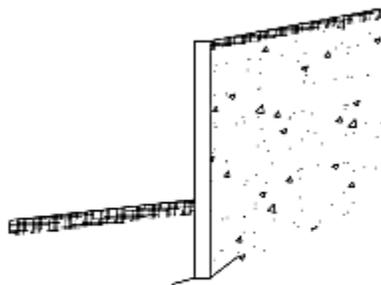
- ✓ La erosión local en pilares, estribos y otros elementos mojados o rodeados por la corriente.

3.7.1 Socavación en subestructura de puentes

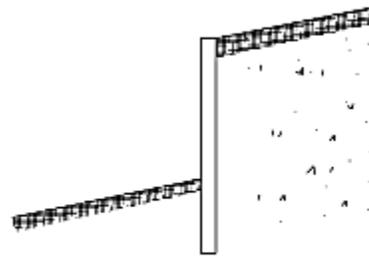
En todo problema de cimentación de subestructura de puentes, la erosión es uno de los aspectos a considerar que han de tratarse con mayor detenimiento.

En las subestructuras de pasos a dos niveles el problema de la erosión puede tratarse por medio de los siguientes procedimientos convencionales

- ✚ Sembrando en el talud adyacente al frente del estribo o pila algún tipo de planta que sirva como barrera natural contra la erosión. Con este fin se utilizan usualmente izote, zacate, etc.
- ✚ Proveyendo a la superficie expuesta de algún tipo de recubrimiento, entre los que cabe mencionar una capa de pavimento o laja.



a) UTILIZANDO "IZOTE" COMO BARRERA NATURAL



b) PROTEGIENDO LA SUPERFICIE CON PAVIMENTO O LAJA

Ilustración 4: Protección contra la erosión. Fuente. Jiménez Salas. (1981).

Se denomina socavación a la excavación profunda causada por el agua. La socavación ocurre cuando: la cantidad de material que puede ser transportado en la sección del puente es mayor que la cantidad de material que es transportado por el flujo aguas arriba. Si observamos un Hidrograma y lo comparamos con un gráfico de profundidad

vs tiempo, tenemos que en el momento del caudal pico se ve una profundidad menor a la inicial, y a medida que el caudal desciende se puede decir que se va asentando el material que viene con el flujo de aguas arriba.

En el caso de las subestructuras de puentes que sirven como obras de paso para salvar cursos de agua la socavación total en el lecho del río se calcula sumando el resultado de la socavación general del lecho más el obtenido de la socavación local del mismo.

Socavación general del lecho.

La socavación general del lecho se debe a un aumento en la velocidad de la corriente, con lo que aumenta la capacidad de arrastre de las partículas del fondo. Este fenómeno ocurre durante las avenidas y solo cuando la velocidad de la corriente es mayor que la velocidad necesaria para erosionar el suelo. Cuando esto sucede, la socavación es independiente de la velocidad de la corriente.

El método más utilizado para determinar la socavación general del lecho es el de Lischtvan-lebediev, el cual supone que una vez que la velocidad de la corriente ha sobrepasado la velocidad erosiva, la socavación depende únicamente del tirante de aguas existentes.

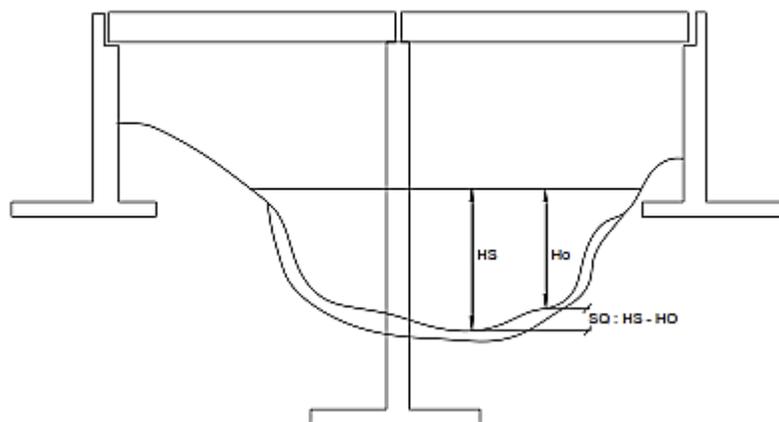


Ilustración 5: Socavación general en el lecho del río.
Fuente. Jiménez Salas. (1981).

Socavación local

La socavación local se produce porque el obstáculo que representa la pila o el estribo al paso del agua, genera componentes verticales de la velocidad que arrastran material del fondo. La socavación se presenta sin que haya avenidas.

La socavación local en estribos es distinta a la socavación local en pilas, por lo que los métodos para determinarlas son distintos.

Socavación local en pilas.

El método más utilizado para determinar la socavación local en pilas es el de Laursen¹², el cual supone que la socavación local depende únicamente del tirante de agua después de la socavación general y del ancho y orientación de la pila.

Socavación local en estribos.

Para el estudio de este problema el método recomendado es el de K.F. Artamonov¹³, este tipo de erosión depende del gasto que teóricamente es interceptado por el estribo relacionado con el gasto total que escurre por el río, del talud que tienen los lados del estribo y del ángulo que el eje longitudinal de la obra forme con la corriente.

La profundidad de socavación viene dada por la siguiente expresión.

$$S = P_{\alpha} \times P_q \times P_R \times H_{\phi} \quad \text{(Ecuación 12)}$$

Donde

P_{α} = coeficiente que depende del ángulo α que forma el eje del estribo con la corriente, su valor se encuentra en la tabla

Tabla 3. Valores del coeficiente correctivo. Fuente. Guía hidráulica para el diseño de obras de drenaje en camino rurales. (2004).

α	20°	60°	90°	120°	150°
P_{α}	0.84	0.94	1.00	1.07	1.19

¹² Laursen y Toch. (1956). Socavación en puentes. Edition limusa. México.

¹³ 14. Idem. (pp. 53).

P_q = coeficiente que depende de la relación Q_1/Q en la que Q_1 es el caudal que teóricamente pasaría por el lugar ocupado por el estribo, si este no estuviese, y Q el caudal total que escurre por el río. El valor de P_q puede tomarse de la tabla

Tabla 4. Valores del coeficiente P_q en función Q_1/Q . Fuente. Guía hidráulica para el diseño de obras de drenaje en camino rurales. (2004).

Q_1/Q	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80
P_q	2.00	2.85	3.22	3.45	3.67	3.87	4.05	4.20

P_R = coeficiente que depende del talud que tienen los lados del estribo. Su valor puede tomarse de la tabla

Tabla 5. Valores del coeficiente correctivo P_R . Fuente. Guía hidráulica para el diseño de obras de drenaje en camino rurales. (2004).

Talud R	0.00	0.50	1.00	1.50	2.00	3.00
P_R	1.00	0.91	0.85	0.83	0.61	0.50

H_0 = tirante que se tiene en la zona cercana al estribo antes de la erosión.

Métodos para reducir la socavación

 Protección contra la socavación local al pie de los estribos

Para el caso de los estribos se pueden hacer una sustitución del material del lecho análoga a la descrita para las pilas, aunque es una mejor solución construir espigones que orienten el flujo de agua, encauzándola de tal manera que no produzca erosión¹⁴.

¹⁴ Laursen y Toch. (1956). Socavación en puentes. Edition limusa. México.

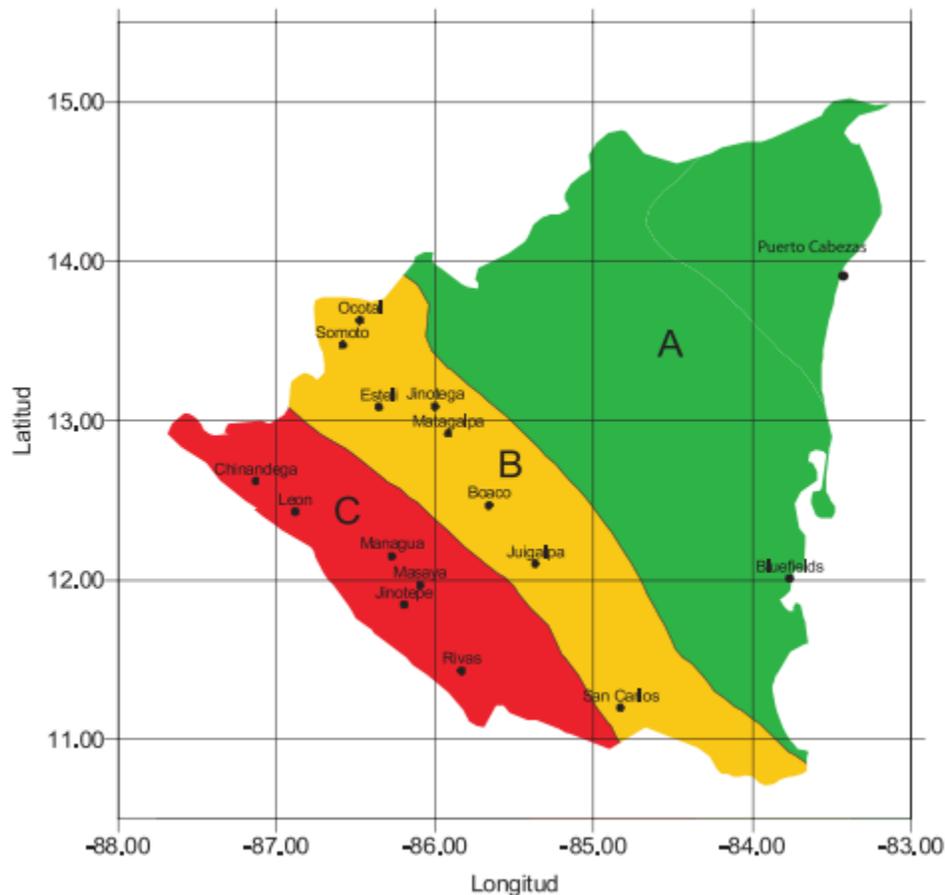
3.8 Estudio de riesgo sísmico.

El estudio de riesgo sísmico dependerá de: La zona sísmica donde se ubicara el puente, el tipo de puente y su longitud, y las características del suelo. En este caso según el reglamento de construcción el municipio de Chinandega se ubica en la zona 3 zonificación sísmica C¹⁵.

Tabla 6: coeficiente para la obtención de fuerza sísmica. Fuente: Reglamento Nacional de la Construcción (2007).

Tipo	Grado	Grupos		
		1	2	3
1	A	0.122	0.097	0.086
1	B	0.146	0.116	0.103
1	C	0.171	0.135	0.120
2	A	0.176	0.139	0.123
2	B	0.205	0.162	0.144
2	C	0.235	0.185	0.165
3	A	0.220	0.174	0.154
3	B	0.256	0.203	0.180
3	C	0.293	0.232	0.206
4	A	0.256	0.203	0.180
4	B	0.300	0.237	0.210
4	C	0.342	0.271	0.241
5	A	0.293	0.232	0.206
5	B	0.342	0.271	0.240
5	C	0.391	0.309	0.275
6	A	0.353	0.280	0.245
6	B	0.412	0.325	0.286
6	C	0.470	0.372	0.327
7	C	0.342	0.270	0.240

¹⁵Reglamento Nacional de construcción. (2007). Nicaragua. (PP 12-14).



Mapa 1: Zonificación sísmica de Nicaragua. Fuente: Reglamento Nacional de la Construcción (2007).

3.9 Diseño Estructural del puente

Estado Límite

Los puentes deberán ser diseñados teniendo en cuenta los estados límites que se especificaran, 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.

Para el estado límite de servicio y el estado límite de eventos extremos, los factores de resistencia serán tomados como la siguiente ecuación (todos los estados límite serán considerados de igual importancia).

$$n \sum \gamma_i \phi_i \leq \phi R_n = R_r \quad (\text{Ecuación 13})$$

Para el cual:

$$n = n_D n_R n_I > 0.95 \quad (\text{Ecuación 14})$$

Donde

γ_i = factor de carga

ϕ = factor de resistencia (es un multiplicador obtenido estadísticamente que se aplica a la resistencia nominal de acuerdo al material)

n = factor que relaciona a la ductibilidad, redundancia e importancia operativa

n_D = factor que se refiere a la ductibilidad.

n_R = factor que se refiere a la redundancia

n_I = factor que se refiere a la importancia operacional

Q_i = efectos de fuerza

R_n = resistencia nominal

R_r = resistencia factorizada: ϕR_n , el factor $\phi = 1.0$

Estado Límite de Servicio:

El Estado Límite de Servicio se debe considerar como restricciones impuestas a las tensiones, deformaciones y anchos de fisura bajo condiciones de servicio regular. (LRFD Arto. 1.3.2.2). (2005).

El Estado Límite de Servicio proporciona ciertos requisitos basados en la experiencia que no siempre se pueden derivar exclusivamente a partir de consideraciones estadísticas o de resistencia. (LRFD C1.3.2.2). (2005).

Estado Límite de Fatiga y Fractura:

El Estado Límite de Fatiga se debe considerar como restricciones impuestas al rango de tensiones que se da como resultado de un único camión de diseño ocurriendo el número anticipado de ciclos del rango de tensión. (LRFD Arto. 1.3.2.3). (2005).

La intención del Estado Límite de Fatiga es limitar el crecimiento de las fisuras bajo cargas repetitivas, a fin de impedir la fractura durante el período de diseño del puente. (LRFD C1.3.2.3). (2005).

Estado Límite de Resistencia:

Se debe considerar el Estado Límite de Resistencia para garantizar que se provee resistencia y estabilidad, tanto local como global, para resistir las combinaciones de cargas estadísticamente significativas especificadas que se anticipa que el puente experimentará durante su período de diseño. (LRFD Arto.1.3.2.4). (2005).

Estados Límites correspondientes a Eventos Extremos:

Se debe considerar el Estado Límite correspondiente a Eventos Extremos para garantizar la supervivencia estructural de un puente durante una inundación o sismo significativo, o cuando es embestido por una embarcación o un vehículo. (LRFD Arto. 1.3.2.5). (2005).

Cargas y factores de cargas

El LRFD Sección 3 de la Norma AASHTO LRFD 2005 especifica requisitos mínimos para cargas y fuerzas, sus límites de aplicación, factores de cargas y combinaciones de cargas usadas para diseñar puentes nuevos. Los requisitos de carga también se pueden aplicar a la evaluación estructural de puentes existentes. Además de las cargas tradicionales, esta Sección incluye las solicitaciones provocadas por colisiones, sismos, asentamiento y distorsión de la estructura. (LRFD Arto. 3.1). (2005).

Se deben considerar las siguientes cargas y fuerzas permanentes y transitorias: (LRFD Arto. 3.3.2). (2005).

Cargas permanentes: 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. Se consideran el peso propio, empuje de tierra y cargas muertas.

Cargas transitorias o Cargas variables: son aquellas para las que se observan variación frecuente y significativa en términos relativos a su valor medio (peso de vehículos y personas). En las cargas vivas de vehículo se considera el número de vías, carga viva del diseño (camión de diseño y sobrecarga distribuida), ubicación de las cargas vivas y fatiga.

Cargas Vivas: se consideran en base a lo establecido por la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). (2005).

Según la AASHTO hay dos clases principales de camiones: los denominados con la letra H seguida de un número y los designados con las letras HS, seguidas también de caracteres numéricos.

Los camiones de tipo H tienen solo dos ejes y el número que le sigue a la H en la denominación indica el peso total del camión cargado. Los camiones HS son vehículos tipo, con tractor y semirremolque, es decir, tres ejes. El número que sigue a las letras HS es el peso del tractor o par de ejes delanteros. El peso del semirremolque o tercer eje es el 80% del peso del tractor.

Fuerzas centrífugas: debe calcularse como un porcentaje de la carga viva de diseño. Se ha considerado que estas fuerzas actúan horizontalmente a 6 ft sobre el nivel de la cubierta y perpendicular al eje del puente.

Fuerzas longitudinales: debe suponerse en el 5% de la carga viva orientada en una dirección más las fuerzas resultantes de la fricción en los apoyos de expansión.

Fuerzas de frenado y aceleración; Efectos dinámicos; Empuje de agua y subpresiones; Variación de temperatura; Cargas sobre veredas, barandas.

Carga de viento: se consideran como cargas móviles que pueden actuar horizontalmente en cualquier dirección.

Efectos de sismo: deben considerarse actuando horizontalmente en el centro de gravedad de la estructura, en la dirección en que se producen los esfuerzos máximos en el elemento.

Cargas excepcionales: son aquellas acciones cuya probabilidad de ocurrencia es muy baja, pero en determinadas condiciones deben ser consideradas (colisiones, explosiones o incendios).

Largueros y vigas

Los largueros son vigas que generalmente van paralelas al eje longitudinal del puente, o sea en la dirección del tráfico. A menudo, dichos largueros deben entramarse con las vigas transversales de piso, pero si están apoyados en las aletas superiores de estas vigas, es conveniente que sean continuos en dos o más paneles.

Las vigas transversales de piso preferiblemente deben ser perpendiculares a las armaduras o vigas principales. Además, las conexiones a estos miembros deben colocarse de modo que permita la unión de arriostramiento lateral tanto a las vigas transversales de piso como a las armaduras o vigas principales.

Diseño de la superestructura



Ilustración 6. Superestructura de un puente. Fuente: Elaboración propia. (2013). Managua, Nicaragua.

La superestructura está formada por dos elementos:

Elementos principales: es el elemento que transmite las cargas vivas (transito), y muertas (peso propio de la superestructura) a los apoyos extremos e intermedios de la infraestructura (estribos y pilas). Los elementos principales de la superestructura son de acuerdo al tipo de puente:

- Losa: plancha de concreto reforzado o pre esforzado, madera o metal, y sirve de tablero al mismo tiempo.
- Vigas: se utilizan vigas paralelas a la carretera, que soportan esfuerzos de componente vertical y transmiten las cargas recibidas a las pilas y estribos del puente.
- Estructuras metálicas: el acero es un material que soporta muy bien los esfuerzos de flexión, compresión y tracción, esta propiedad se emplea en la construcción de puentes metálicos en arcos o de vigas de acero.

Elementos secundarios: son elementos complementarios de la superestructura siendo necesarios para la estabilidad de la estructura y posibilitan el tránsito por el puente.

- Losa tablero: es el tablero o losa del puente que soporta directamente el tráfico de vehículos o peatones. Cuando es de madera se le llama tablero y cuando es de concreto y metal se le llama losa.
- Diafragmas transversales: son considerados como elementos simplemente apoyados, que sirven como rigidizadores entre vigas y que a su vez transmiten fuerzas a las vigas longitudinales a través del cortante vertical, el cual es transmitido por el apoyo directo de la losa sobre la viga.
- Arriostramiento: mantiene los elementos estructurales en posición correcta, se usan generalmente en las estructuras metálicas y según su ubicación en la estructura puede clasificarse como: arriostramiento del portal, transversal, lateral superior y lateral superior.
- Barandas: elementos de seguridad que se encuentran en los costados del puente, su función es la de canalizar el tránsito y eventualmente evitan la caída de vehículos y personas.
- Calzadas: proporciona el piso para el tránsito de los vehículos y se coloca sobre la cara superior de la losa estructural.

Diseño de la subestructura

Los componentes básicos de la subestructura consisten de los siguientes:

- **Aparatos de apoyos:** son conjuntos estructurales instalados para garantizar la segura transferencia de todas las reacciones de la superestructura a la subestructura y deben cumplir dos requisitos básicos: distribuir las reacciones sobre las áreas adecuadas de la subestructura y ser capaces de adaptarse a las deformaciones elásticas, térmicas y de otras índole inducidas por la superestructura, sin generar fuerzas restrictivas perjudiciales.
- **Estribos:** puede definirse como muro de retención y cimentación que soporta un extremo de la superestructura de un puente y que a la vez transmite las cargas al suelo de cimentación, sostiene el relleno de tierra situado junto a su trasdós y también ofrece protección contra erosión.

Generalmente un estribo consta de 4 partes: el asiento del puente o cabezal, cuerpo, aletones y fundación.

Los aletones son construidos generalmente a base de concreto reforzado o de mampostería de piedra y tienen base de concreto reforzado o de mampostería de piedra y tienen por objeto contener el relleno de los costados y contrarrestar la erosión.



Ilustración 7. Estribo de gravedad. Fuente: Edward G Nawy. (2009).

En este trabajo utilizaremos un estribo tipo **muro de gravedad**

Son construidos generalmente a base de mampostería de piedra aunque se le proporciona en la parte superior una pieza de concreto reforzado, con el objeto de soportar a la superestructura del puente y diluir las cargas concentradas en cargas uniformemente distribuidas, logrando así eliminar esfuerzos concentrados que puedan ser perjudiciales para la mampostería de piedra.

Estos presentan la siguiente ventaja: el costo de los materiales es relativamente bajo, especialmente cuando hay canteras cerca del emplazamiento del puente.

- **Pilas:** son soportes intermedios que tienen como función primordial la transmisión de las cargas horizontales y verticales provenientes de la superestructura hacia las cimentaciones.
- **Fundaciones:** son elementos estructurales que se encargan de transmitir las cargas de superestructura y subestructura al suelo de cimentación, sin sobrepasar su capacidad de carga.

Diseño de muro de contención

El diseño de los muros se realiza para resistir vuelco, deslizamiento y presiones de contacto entre la base del muro y del suelo.

Diseño por vuelco

Diseñar el muro por vuelco significa calcular el factor de seguridad (FS), bajo este efecto el cual debe ser igual o superior a 1.5.

$$FS = \frac{\sum \text{momentos de las fuerzas estabilizadoras}}{\sum \text{momentos de las fuerzas motoras}} \geq (1.5 \text{ suelo friccional o } 2.0 \text{ suelo cohesivo}) \quad (\text{Ecuación 15})$$

Diseño por deslizamiento

Diseñar el muro por deslizamiento significa calcular el factor de seguridad el cual debe ser igual o superior a 1.5 en suelos friccionales y 2.5 en suelo cohesivos.

$$FS = \frac{\sum \text{fuerzas horizontales resistente}}{\sum \text{fuerzas horizontales motoras}} \geq (1.5 \text{ suelo friccional o } 2.0 \text{ suelo cohesivo}) \quad (\text{Ecuación 16})$$

En el caso de suelo cohesivo

$$C' = 2/3 C \text{ a } 3/4 C \quad (\text{Ecuación 17})$$

$$Fr = C' * B \quad (\text{Ecuación 18})$$

Donde

C= cohesión obtenida en un ensaye rápido

En el caso de los suelos friccionales:

$$Fr = W * f \quad (\text{Ecuación 19})$$

Donde

f = coeficiente de fricción entre el suelo y la base del muro

Se puede considerar $f = \tan \Phi$, o tomar como valor de f los siguientes:

Tabla 7. Valores de coeficiente de fricción. Fuente: Carlos Crespo, mecánica de suelo (2007).

Suelo	F
Suelo granular grueso sin limo	0.55
Suelo granular grueso con limo	0.45
Limo	0.35

Los muros de contención se utilizan para detener masas de tierra u otros materiales sueltos cuando las condiciones no permiten que estas masas asuman sus pendientes naturales. Estas condiciones se presentan cuando el ancho de una excavación, corte o terraplén está restringido por condiciones de propiedad, utilización de la estructura o economía.

- Verificación de deslizamiento¹⁶: Se verifica que la componente horizontal del empuje de la tierra (F_h) no supere la fuerza de retención (F_r) debida a la fricción entre la cimentación y el suelo, proporcional al peso del muro. En algunos casos, puede incrementarse (F_r) con el empuje pasivo del suelo en la parte baja del muro. Normalmente se acepta como seguro un muro si se da la relación: $F_r/F_h > 1.3$ (esta relación se puede llamar también coeficiente de seguridad al deslizamiento).
- Verificación de volteo o vuelco: Se verifica que el momento de las fuerzas (M_v) que tienden a voltear el muro sea menor al momento que tienden a estabilizar el muro (M_e), es decir: $M_e/M_v > 1.5$ (coeficiente de seguridad al volteo).
- Verificación de la capacidad de sustentación: Se determina la carga total que actúa sobre la cimentación con el respectivo diagrama de las tensiones y se verifica que la carga transmitida al suelo (T_a) sea inferior a la capacidad portante (T_p), o en otras palabras que la máxima tensión producida por el muro sea inferior a la tensión admisible en el terreno. Es decir: $T_p/T_a > 1.02$ (coeficiente de seguridad a la sustentación).
- Verificación de la estabilidad global: Se verifica que el conjunto de la pendiente que se pretende contener con el muro tenga un coeficiente de seguridad global > 2 .

¹⁶ T. William Lambert. Robert V. Whitman. 1997. Mecánica de suelos. Editora Limusa. México.

4. CARACTERISTICAS DEL AREA DE UBICACION DEL PUENTE

4.1 Aspectos Geográficos

La cabecera municipal está ubicada a 219 Km. de Managua, capital de la República con una **Posición geográfica** entre las coordenadas 13° 11' de latitud Norte y 86° 55' de longitud Oeste, tiene como límites los siguientes:

Al Norte: Municipio de Cinco Pinos

Al Sur : Municipio de Somotillo

Al Este: Municipio de Cinco Pinos

Al Oeste: República de Honduras

La población total del Municipio es de 9,376¹⁷ habitantes, correspondiendo a una población Urbana de 1,910 habitantes y a una población Rural de 7,466 habitantes respectivamente. Dentro de los accidentes geográficos no posee dentro de su circunscripción fenómenos orográficos importantes, a excepción de algunas lomas que alteran suavemente la planicie del territorio municipal atravesado por el río Guasaule y sus pequeños afluentes, con una altitud sobre el nivel del mar de 180. Metros.

4.2 Aspectos económicos

El estado actual del municipio se caracteriza por 3 elementos principales: a) una economía de agro-dependencia, b) alto crecimiento poblacional en los últimos 50 años y c) degradación ambiental (desertificación) acelerada.

La decadencia económica y social de Santo Tomás, en general, sigue la historia del empobrecimiento de Nicaragua en los últimos 30 años. A partir de la década de los años 50 la lucha para la tierra se agudiza causada entre otros por la expansión de las fronteras algodonera y ganadera. En la misma época la población creciente comienza con la deforestación masiva de las laderas para fines del cultivo de granos básicos y la ganadería extensiva, y se fue acrecentando la degradación ambiental en

2. Sistema de información de la Alcaldía Municipal de Santo Tomás del Nance- Dic. De 2006.

las décadas de los años ochenta y noventa, agudizada por huracanes como “Juana” y “Mitch”. A todo esto se suma el alto grado de desempleo causado por la caída de los mercados de algodón, banano y café, y finalmente el impacto socioeconómico producido en la década de los ochenta por la guerra civil.

Desde los años ochenta hubo varios intentos para llegar a un ordenamiento territorial, pero nunca se pudo materializar. El componente para establecer y aplicar normas de manejo ambiental todavía se encuentra en un estado de desarrollo incipiente.

En correspondencia con estas complejas relaciones entre el nivel regional, departamental y local el PDD básicamente propone y estructura un escenario de desarrollo humano que vincula, por un lado las acciones nacionales y regionales que tienen impacto en el departamento con las iniciativas y propuestas que provienen de las instituciones, productores, ONG, gremios, iglesias, y la ciudadanía comprometidos con el desarrollo del territorio con el fin de lograr mejora de la calidad de vida para su población.

El rol fundamental de esta propuesta es conjugar las potencialidades productivas de alta competitividad en los municipios costeros de este Departamento, con las actividades productivas agroforestales, de menor competitividad, de los municipios del norte, sobre la base del desarrollo diferenciado pero complementario de la producción; se prevé la construcción de un sistema jerarquizado de asentamientos humanos que estructure la cabecera departamental y las principales ciudades con los centros funcionales a proveer servicios sociales a las comunidades dispersas.

Esta conjugación entre sistema de asentamientos y actividad productiva rural, pasa a través de un análisis territorial de las potencialidades y restricciones que permite aprovechar en forma sostenible (ambiental, social, Productivo e Institucional), los recursos naturales y humanos del territorio.

4.3 Aspectos Historiográfico

4.3.1 Evolución Histórica de la Ciudad

- *Reseña histórica*

Según la historia de SANTO TOMAS DEL NANCE, no existen datos recientes de su supuesto origen indígena. Este municipio, tiene más de 100 años de pertenecer al Departamento de Chinandega, conociéndosele originalmente como SANTO TOMAS DEL NANCE.

Por Ley legislativa que emitiera el Congreso el 9 de Abril de 1889 y sancionada por el Presidente Evaristo Carazo. Fueron declarados Pueblos, los Valles de Potrero Grande, del Nance, SANTO TOMAS del Norte y Cuajiniquilapa del departamento de Chinandega denominándolos San Pedro de Potrero Grande, SANTO TOMAS del Nance y San Francisco de Cuajiniquilapa.

4.3.2 Análisis de la creación de su cuadrícula urbana

El Casco Urbano del Municipio de Santo Tomas del Norte fue tomando características urbanas apartar de los años de 1920-1930 debido a la aumento y concentración de la población. El casco urbano del municipio de Santo tomas del Nance se divide en dos sectores o distritos: Distrito I y **Distrito II**, dentro de cuadrícula Urbana se asientan 1,450 Habitantes y fuera de ella en su expansión Urbana, se asientan 460 Habitantes haciendo una totalidad de **1,910 Habitantes**.

La cuadrícula de Santo Tomas es irregular por su topografía y sus pendiente entre 15 % en lo más plano y en lo más alto entre el 35 y el 50 % de pendiente. Sus calles no han obedecido a un plan de regulación urbano constante, por lo que los habitantes caminan sobre las calles vehiculares ya que las aceras son mínimas y no hay derecho de construcción de vivienda. La nomenclatura urbana es escasa sin un mobiliario Urbano que impacte e indique la conducción de ciudad. En otras palabras se cataloga como una ciudad pequeña rural y con pocos servicios que ofertar a la población Municipal así como al visitante ocasional o temporal que se acerca al Municipio de Santo Tomas.

4.3.3 Momento actual

Actualmente el área urbana tiene una extensión territorial aproximadamente de 16 Mz2, cuenta con dos calles principales de Norte a Sur y el restante de calle son avenidas e intersecciones que vienen de Este a Oeste.

4.3.4 División de barrios

El Municipio de Santo Tomás del Norte en su área Urbana, comprende los dos Distritos I y II: 9 Manzanas para el Distrito I y 7 Manzanas para el Distrito II ambos distritos con características heterogéneas; a partir del año 2003, se inicia un Proyecto de levantamiento catastral Municipal para valorar las propiedades y poder contar con un IBI (impuesto de Bienes Inmuebles) con el objetivo de incrementar el ingreso de recaudación para la Municipalidad.

En la actualidad, nuestra ciudad Urbana no cuenta con barrios originales o tradicionales como en otras ciudades del interior del país, dado que Santo Tomás es un Municipio con características rurales y desde su creación los primeros pobladores se fueron ubicando de forma dispersa a la orilla de los árboles de nancite y de ahí su proveniencia del nombre del Municipio¹⁸. Debemos señalar, que el Municipio en términos Urbanos tiene en su totalidad 6 Distritos de los cuales 2 son Urbanos (zona antigua) y 4 son suburbanos o del área de expansión de ciudad.

4.3.5 Delimitación de lo Urbano

El Caso Urbano tiene límites físicos de índole comunitaria

Al Norte. Escuela Pedro Joaquín Chamorro, Propiedad Justo Pastrana

Al sur. Propiedad Clementina Tabora, Ercilla Cadena y Colonia España

Al este: Propiedad Ercilia cadena, Moisés Moreno y Efraín Rivera

Al oeste, Propiedad Luís Martínez, Gabriel Ramírez y Paula Tabora

En la década de los 80s, la Comunidad de el Limón desaparece a causa de la confrontación bélica con el ejército de Nicaragua, paralelamente nace la Comunidad

¹⁸ Técnico: Francisco Rodríguez - Unidad técnica Municipal de Santo Tomas – JULIO 2006.

de Villa Camilo que era originaria de la comunidad el panal del municipio de San Pedro del norte y el tamarindo y la jaquita del municipio de Cinco Pinos, porque los mojones históricos pertenecían a Santo Tomás; en los 90s, la delimitación territorial de Santo Tomás se extendió rebasando hasta los límites de Cinco Pinos, porque en ese momento eran zonas despobladas y óptimas para una reubicación poblacional.

19

▪ Casco Urbano

Cabecera Municipal del mismo nombre del Municipio de Santo Tomas del Nance, hoy en día tiene sus calles embotonadas, enchapadas y adoquinadas, adolece de zonas peatonales para la buena circulación del transeúnte, la imagen urbana no tiene una secuencia dado que aparenta ser una pequeña ciudad que se fue dando por suposiciones en el tema de la propiedad de la tierra, en otras palabras los solares no estaban homogéneos porque las familias eran abundantes y al momento de una herencia se buscaba una repartición no uniforme, lo que en este momento actual se aprecia el comportamiento de un Urbanismo pobre que adolece de señales viales, iconos, Hitos históricos, mobiliario urbano, tipificación de la vivienda, entre otros. Pero tiene un positivismo de pensamiento en grande, y lo que falta es una conducción cultural y armónica para alcanzar un Urbanismo con todas las herramientas suficientes para optar a categoría de ciudad rica materializada en un desarrollo sostenido por sus pobladores y sus gobernantes.

4.4 Aspecto físico natural (urbano - rural)²⁰

Según la Regionalización Biofísica para el Desarrollo Agropecuario; los Departamentos de Chinandega y León, MAGFOR 1999, el municipio tiene dos zonas claramente diferenciadas:

“La zona sur perteneciente a la llamada *planicie de Somotillo*, esta constituye el 19% de las tierras (780 hectáreas) del municipio su suelos se caracterizan como *mollisoles*, poco profundos y moderadamente erosionados, también hay suelos de textura muy pesada y drenaje imperfecto (*vertisoles*), bajo la presencia de un período canicular definido que limita el desarrollo de la agricultura a cultivos de

¹⁹ Técnico: Francisco Rodríguez - Unidad técnica Municipal de Santo Tomas – JULIO 2006.

²⁰ Plan de Desarrollo Municipal de Santo Tomas del Norte. Año 1999

subsistencia: en las zonas húmedas se cultivan en los meses de noviembre a enero melones y sandías las que se comercian con Honduras”.

El restante 81 % (3321 hectáreas) pertenecen la “subregión *montañas de Cinco Pinos*, las que forman parte de la región biofísica del Sistema Volcánico Montañoso, conformado por una cadena de pequeñas cordilleras y lomeríos encadenados de baja y mediana altura que se localiza en el sector noreste del departamento. Predominan las tierras de vocación forestal para la protección y conservación de cuencas hidrográficas y para la producción de especies energéticas y en menor proporción tierras destinadas para la actividad pecuaria bajo manejo extensivo y agrícola bajo manejo agroforestal”.

▪ **Geomorfología**

La geomorfología del Municipio de Santo Tomas se encuentra en un manto rocoso a orillas del río Guasaule, se considera que topográficamente es terreno quebrado con pronunciaciones elevadas y suelos arcillosos de poca fertilidad con pequeñas pendientes del 35 al 50% en la parte Norte; y del 12 al 15% en la parte Sur tocando las Comunidades de Vado Ancho, Ceiba Herrada, y parte de paso Hondo²¹.

En el Municipio se destacan los cerros más importantes: El Cerro Nana Chepa que se encuentra bordeando la parte Este del río Guasaule, otro cerro de importancia es el Chocolate ubicado en el centro del Municipio, y el otro es el cerro Santa Inés.

▪ **Orografía**

El Municipio se encuentra ubicado en las subcuencas: Guasaule, y Gallo, que pertenecen a la Cuenca alta número 58 del río Negro; es un excelente potencial natural no solo para el Municipio de Santo Tomas sino para el resto de Municipios santos.

▪ **Clima**

El clima del Municipio es cálido caracterizado por una marcada estación seca, de 4 a 6 meses de duración, se destacan dos estaciones: la lluviosa comprendida entre los meses de Mayo a Octubre, y la estación lluviosa entre los meses de Noviembre a

²¹ Plan Marco de Ordenamiento Territorial- Solidaridad Internacional- Dic. 2005

Abril con una temperatura media anual que oscila entre los 30° C. a 32° C, con una precipitación anual de 800 - 1,500 mm²².

- ***Tipos de suelo***

En el Municipio de Santo Tomás se caracterizan como *mollisoles*, poco profundos y moderadamente erosionados, también hay suelos de textura muy pesada y drenaje imperfecto (*vertisoles*), bajo la presencia de un período canicular definido que limita el desarrollo de la agricultura a cultivos de subsistencia: en las zonas húmedas Vado Ancho y Ceiba herrada se cultivan en los meses de Noviembre a Enero melones y sandías las que se comercian con Mercado local y el vecino país de Honduras. Estos suelos son de consistencia pesada (arcillosos), con una topografía irregular y desprovista de árboles, condición que ha permitido el lavado de la fertilidad de los suelos y la exposición superficial de abundantes rocas.

- ***Uso actual de la tierra***

El Municipio de Santo Tomás según el Mapeo de MAGFOR (1999), aborda 7 tipos de uso de la tierra: Bosque abierto, bosque cerrado, cultivos anuales, pasto más árboles, pasto más maleza, pasto mejorado, vegetación exhaustiva ²³ Hay una dispersión del bosque cerrado y vegetación exhaustiva por todo el Municipio de forma mínima, en comparación a los tres tipos de pastos que abarcan casi en un 80% sobre la totalidad del uso de la tierra.

²² Plan de Desarrollo Municipal de Santo Tomas del Norte. Año 1999

²³ Plan Marco de Ordenamiento Territorial- Solidaridad Internacional- Dic. 2005

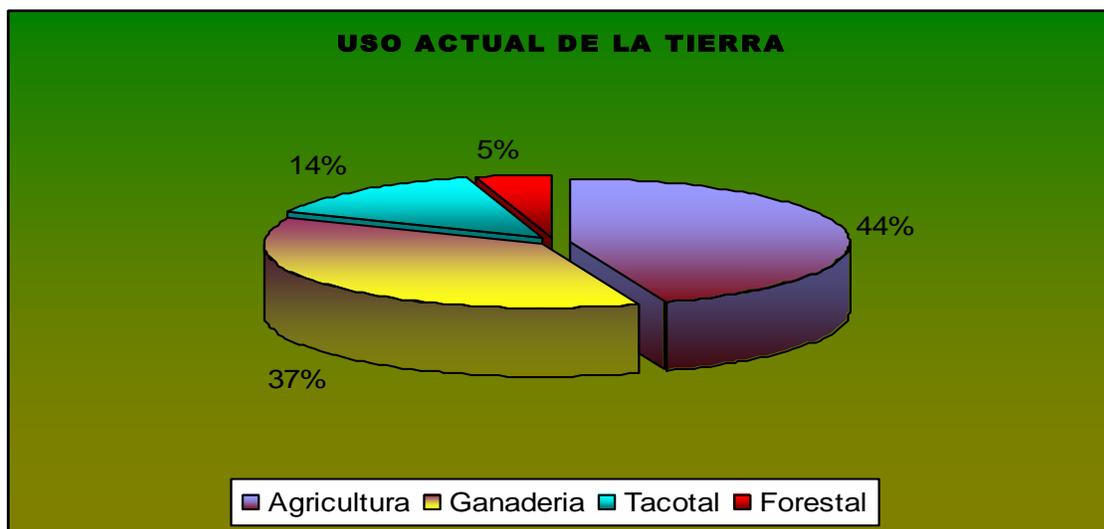


Ilustración 8. USO ACTUAL DE LA TIERRA. Fuente: Alcaldía de Santo Tomás. (2005).

▪ *Uso potencial del suelo*

El uso potencial del suelo, muestra que el área cultivada en agricultura del municipio es de 1,749 hectáreas de su territorio, 1,456 hectáreas es el área de pastoreo de la ganadería.

De acuerdo a lo expresado por los Comunitarios, en el Municipio se aplica la tecnología manual en un 45% y la mecanizada y manual en un 2 y 4% respectivamente.

Los cultivos principales de Santo Tomás son: el millón, el maíz y el ajonjolí. El hato ganadero es de 1,372 cabezas de ganado que son utilizada para la producción de doble propósito: carne y leche para el consumo básicamente local. Los rendimientos productivos en la agricultura son bajos y equivalentes a los que se logran en los otros municipios de la zona.

La agricultura se constituye en la actividad más importante del municipio sin embargo dado lo pequeño de las parcelas, el agotamiento de los suelos y el bajo nivel tecnológico no permite a los pequeños productores mayores perspectivas de desarrollo. Producen para complementar la subsistencia, en la mayoría de los casos, ya que en los últimos años han requerido asistencia alimentaria.

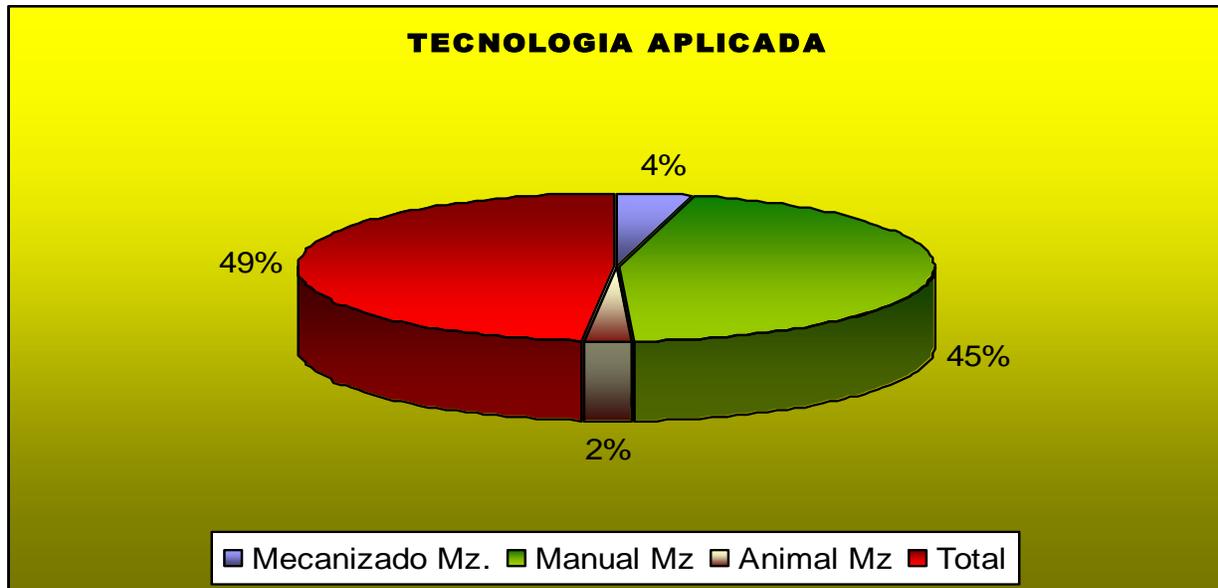


Ilustración 9. TECNOLOGIA APLICADA. Fuente: Alcaldía de Santo Tomás. (2005).

Otra importante área de ocupación en el municipio es el comercio informal el cual se ha desarrollado por las facilidades de comunicación inter-fronterizo con Honduras.

Tal como puede leerse en el recuadro superior, las recomendaciones técnicas indican la necesidad de mejorar la utilización de las tierras de Santo Tomas lo cual se lograría con un recambio hacia la economía forestal, reduciendo el área de cultivos anuales a un mínimo de 407 hectáreas.

- ***Cuencas Hídricas (potenciales y limitantes)***

Recursos Hídricos

Referente al recurso de agua para uso de la población, se nota que las fuentes (pozos y ojos de agua) están destinadas totalmente al consumo humano y los animales se llevan a aguar al río, (comarcas ubicadas en la parte alta del municipio), estos tienen pilas apartes.

El municipio de Santo Tomás aloja buena parte de la trayectoria del río Guasaule, así como de otros riachuelos que son afluentes orientales del curso sur del Guasaule. Por lo cual se puede afirmar que el arrastre que se produce en su territorio es causante del asolvamiento aguas abajo, esto conlleva a la necesidad de tomar

acciones para preservar el río y evitar el arrastre de suelos agrícolas con medidas adecuadas de conservación de suelos y aguas.²⁴

Potencial para Riego

El potencial para riego, tanto de aguas superficiales como subterráneas es bastante limitado y no ha sido estudiado al detalle. Se considera factible la construcción de micro presas y pequeños proyectos de riego, represando las aguas de las quebradas y del río en el invierno. Los niveles del agua subterránea en Santo Tomas se encuentran a un promedio de 15 a 25 metros de profundidad en los lugares más altos, también se puede fomentar el aprovechamiento de riego por gravedad ya que existen algunas condiciones en el municipio.

- **Minería**

Yacimientos de Arcilla

El Municipio de Santo Tomás cuenta con recursos naturales no renovables, entre ellos Arena, Arcillas para elaborar cerámica y piedrín o balastre para reparar los caminos (Macadán) Hay balastre para los caminos en: Ojo de Agua, Vado Ancho y Paso Hondo.

Yacimientos de Oro:

Hubieron minas (El Granadillo) y hay planes de exploración de nuevas minas de oro (Cerro Santa Inés, Ceiba Herrada y Cerro El Burro, Paso Hondo).

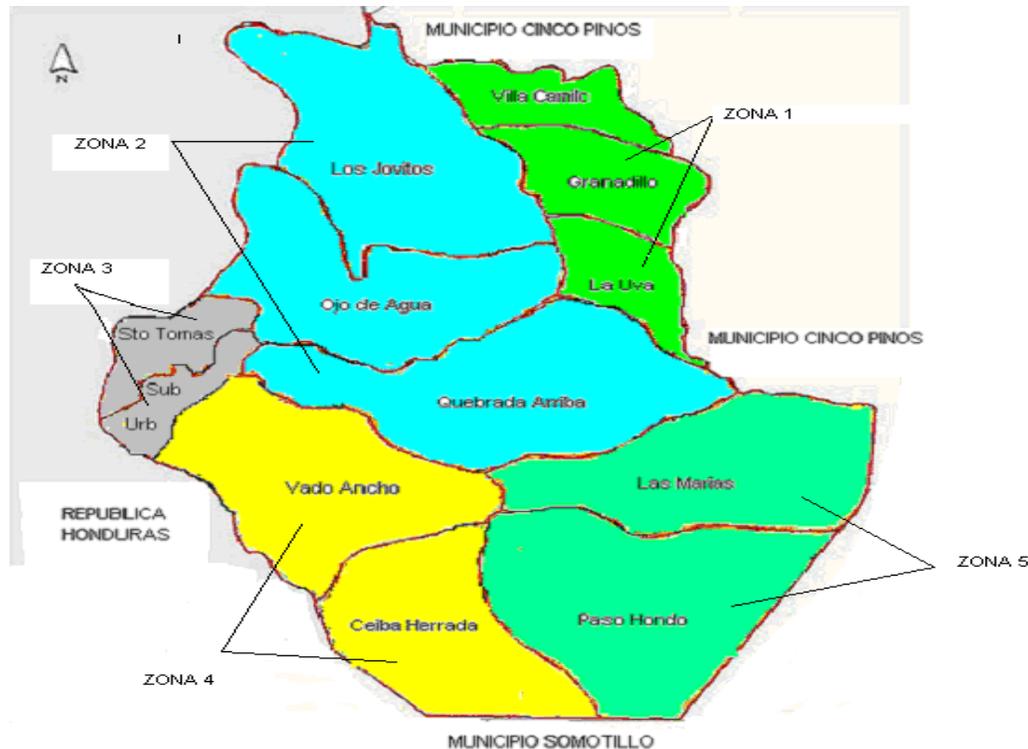
- **Industria**

El Municipio cuentan con materiales no metálicos (piedra, arena, barro, tagüe, caliche, etc.) La arena de las vegas del río mayores es solo de uso local, se elabora además ladrillos cuarterones, tejas y ollas: en las comunidades del Rincón, La Uva, El Granadillo, Ceiba Herrada, Los Jovitos. Además existen pequeñas industrias de artesanía de petate y ebanistería que se comercializan localmente y en Departamento

²⁴ Alcaldía Municipal. Plan de Desarrollo Municipal de Santo Tomas del Norte. Año 1999.

4.5 Zonificación Urbana del Modelo Actual del Municipio de Santo Tomas del Norte

Santo Tomas cuenta con un sistema vial con conexión internacional está estructurado en Cinco Zonas que se reflejan en el siguiente mapa:



MAPA N° 2. Zonificación del Municipio de Santo Tomás. Fuente: Alcaldía municipal. (2005).

4.5.1 Potencialidades y Limitantes

Santo Tomas del Norte por encontrarse unido a una conexión vial que lo comunica con los pueblos santos, le brinda una oportunidad para el comercio con los pueblos vecinos de la república de Honduras por lo que sería una opción para el desarrollo de productos de exportación estas fortalezas pueden ser atributos para promover inversiones de capital además se dispone de agua (río Guasaule el Salto, cholote y las Marías) y algunas tierras planas aptas para el cultivo de hortalizas de humedad y riego. Las características de este suelo le otorgan algunas ventajas competitivas en el desarrollo de la economía forestal. Es un municipio limítrofe con cooperación

extranjera su mayor potencial es estar muy próximo a la carretera Panamericana principal ruta del comercio internacional.

En base a lo antes expuesto, al municipio de Santo Tomás se le ha dividido en cinco zonas, las cuales son las siguientes:

4.5.1.1 Zona uno

Está compuesta por tres comunidades; Villa Camilo, Granadillo y la Uva, su topografía es ondulada con elevación de 380 metros. sobre el nivel del mar, en su parte más alta, cuenta con los siguientes servicios básicos: alumbrado eléctrico domiciliario, paneles solares, Puesto de Salud, Escuelas primarias completas, agua potable, en un 15%, existen además dos pozos perforados, predomina la religión católica en un 80%, sus suelos son áridos y rocosos debido al mal manejo, se hacen cultivos de subsistencia como: (maíz, Millón, en menor escala fríjol y caña de azúcar), posee yacimientos de arcilla propios para la elaboración de ladrillo cuarterón, teja, minerales para la explotación de oro, sus tierras son de vocación forestal ya que gran parte de ellas está a más del 38% de pendiente.

4.5.1.2 Zona Dos

Está compuesta por tres comunidades; Ojo de Agua, Quebrada Arriba y los Jobito, su topografía es quebrada, es la parte intermedia del municipio, sus suelos son franco arenoso, semi-áridos predominan los cultivos de subsistencia (Maíz, Millón, Fríjol y cultivos de hortaliza en menor escala), posee talleres de ebanistería, fabricación de hamaca, petates, ollas de barro ya que existe yacimiento de arcilla, sus servicios básicos, alumbrado eléctrico domiciliario, paneles solares, escuela de primaria completa, puesto de salud, Cementerio, cuatro pozos perforados y un hidro-puro, predomina la religión católica 85%. Posee tierras de vocación forestal.

4.5.1.3 Zona Tres

Está compuesto por el urbano y sus Barrios, su topografía es ligeramente semi plana ondulada sus suelos son franco arenoso propios para el cultivo de maíz, sorgo, fríjol y hortalizas, ya que parte de su territorio está asentada en la micro cuenta binacional río Guasaule, es de vocación forestal, sus servicios básicos: escuela primaria, Instituto, alumbrado eléctrico domiciliario y Publico, telefonía ENITEL,

centro de Salud, Juzgado Local, Policía Nacional, Parque, Cementerio y organizaciones no gubernamentales, predomina la religión católica en un 70%. No posee mucha expansión para el crecimiento población de futuro.

4.5.1.4 Zona Cuatro

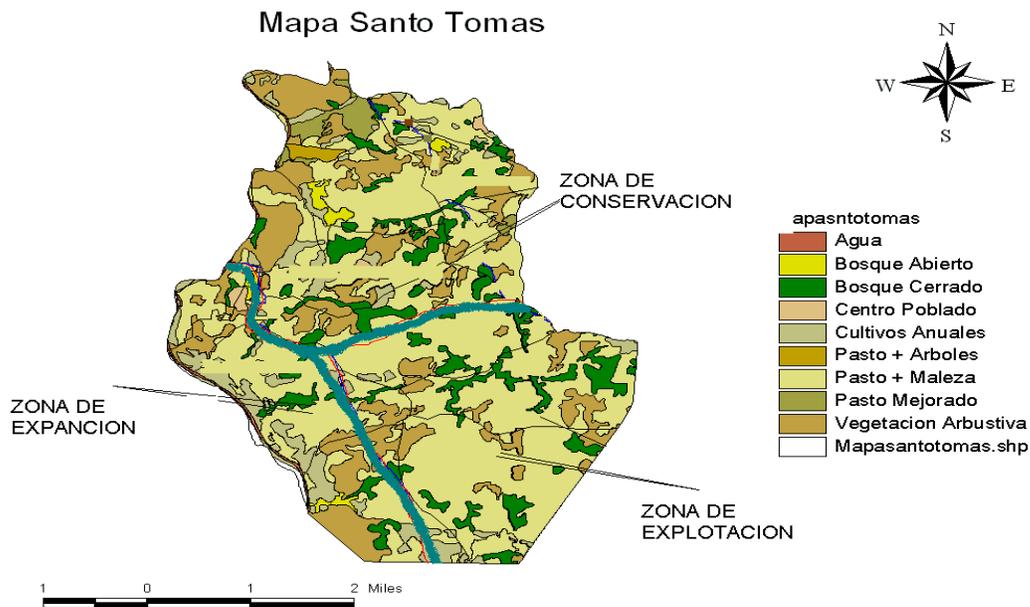
Está compuesto por dos comunidades; Vado ancho y Ceiba Herrada, su topografía es semi Plana, es la parte más baja del Municipio sus suelos son franco arenosos fértiles propios para el sistema de irrigación, se cultiva Maíz, Millón, Ajonjolí, Sandia, y Hortaliza, se cultiva con fines de comercialización tanto a nivel local como externos. Según estudios revelados por CONDEMINAS, existen yacimiento de oro en el Cerro Santa Inés, se explota el barro para la elaboración de ladrillo cuarterón y teja, sus servicios básicos: alumbrado eléctrico domiciliario en un 88%, Cementerio, escuela Primaria completa, dos pozos perforados, además presta condiciones de comercio debido a que limita con municipios de la zona sur de honduras y se puede establecer en el futuro un puerto terrestre, cuenta también con el manto acuífero más grande del municipio según estudio de pre factibilidad financiado por mella de vallet.

4.5.1.5 Zona Cinco

Está compuesta por dos comunidades; Paso Hondo y las Marías, su topografía es Ondulado y posee serranías propensa a deslaves y erosiones por lo que es necesario proteger los recursos naturales existentes a través de proyectos de diversificación de cultivos y reforestación y sensibilización a la población, sus suelos son áridos y rocosos los cultivos son de subsistencia tales como maíz, millón, frijol y hortaliza en pequeña escala, en la parte más baja existe escasez de agua en el verano, sus servicios básicos son: alumbrado domiciliario, escuela primaria completa, anexo del Instituto, puesto de salud, Cementerio, puestos de agua a través de un mini acueducto el cual es llevado por gravedad desde la comunidad de las marías y es necesaria la ampliación de la red para el abastecimiento del resto de la población, predomina la religión católica en un 80%.

4.5.2 Limitantes

- a) Escasez e inaccesibilidad de agua potable
- b) Zonas con riegos de derrumbes e inundaciones
- c) Falta de mantenimiento de los caminos primarios y secundarios
- d) No contar con un mercado local, que permita la ubicación de algunos productos no tradicionales producidos en el municipio, a consecuencia de esto los agricultores se ven obligados a seguir realizando la actividades tradicionales para obtener dinero a lo inmediato el cual el medio ambiente es el más afectado.
- e) Concentraciones poblacionales ubicadas en lugares inadecuados.
- f) Alto índice de analfabetismo.
- g) Sitios mínimos para asentamientos humanos.
- h) Poco acceso al crédito por falta de garantía.



MAPA N° 3. Zonas Potenciales de Desarrollo del Municipio de Santo Tomás. Fuente: Alcaldía municipal. (2005).

4.6 Zonas Potenciales de Desarrollo

4.6.1 Zona de Conservación

Por sus características geomorfológicas la zona de conservación se encuentra ubicada en la parte norte de la cabecera municipal, por lo cual es necesario llevar a cabo un proceso sobre el uso adecuado del suelo según su potencial, de subsistencia económica, basado en el artículo 7 de ley de municipios el cual tiene las siguientes competencias:

- Planificación, formación, control del uso del suelo del desarrollo Urbano y Rural.
- Desarrollar, conservar, y controlar el uso racional del medio ambiente y los recursos naturales como base del desarrollo sostenible del municipio fomentando iniciativas locales en esta zona y contribuyendo a su monitoreo vigilancia y control, en coordinación con las instituciones Nacionales y municipales. Apegados a **la ley 217**.

- ☑ Establecer planes de manejo Forestal para el aprovechamiento racional y eco sostenible de los recursos naturales.

4.6.2 Zona de Expansión

Está constituida por la delimitación territorial de la parte más plana del municipio que es la más viable para destinar el nivel del crecimiento poblacional de Santo Tomas del Norte y que tendrá características urbanas, en la implementación del Ordenamiento territorial

4.6.3 Zona de Explotación

Esta zona de explotación carece de normas reguladoras para la agricultura y la ganadería por lo que debería regir normas para un manejo eco sostenible de la zona (ojos de Agua, rivera de ríos, riachuelos y estabilización de cárcavas) esto nos daría el control de la ampliación de la frontera agrícola y ganadera.

Además establecer normas para tacotales, espacios de montañas obligando a los propietarios ausentes del conocimiento de las mismas, también se deben realizar planes de estudios de costos y beneficios de los usos de la tierra recomendados de la aplicación de las medidas de la conservación de los suelos, estos detalles específicos, el tiempo los costos y beneficios deben ser discutidos con las y los productores es importante que el gobierno municipal establezca los incentivos necesarios para avanzar hacia el desarrollo económico propuesto.

4.7 Identificación del proyecto

Se identificó el proyecto con nombre de puente vehicular para la comunidad de Paso Hondo del municipio de Santo Tomas del Norte. El proyecto está en una etapa de evaluación por la alcaldía de Santo Tomas del Norte para su posterior aprobación. Ver la sección de anexo (Mapa 4).

4.8 Oferta y demanda de la situación actual

Con la ejecución de un puente vehicular se pretende ofrecer a la comunidad seguridad, comodidad y un cruce para todo tiempo. El puente vehicular tendrá una demanda de entre 50 a 80 vehículos (ir y venir) que irá aumentando conforme al tiempo.

4.9 Beneficio del proyecto

Con la construcción del puente se pretende lograr:

- Mejorar la calidad de vida de sus habitantes.
- Proveer a los habitantes de zonas urbanas, rurales y fronterizas una vía de acceso para transportarse.
- Acabar con el problema de inaccesibilidad de los habitantes y disminuir las enfermedades.
- Beneficiar a otras comunidades en lo que respecta al comercio.
- Dar oportunidad a los niños y adolescentes de una buena educación, con lo cual se disminuirá el analfabetismo.

4.10 Alternativas de solución al problema

No se recomienda realizar mejoras a la estructura ya que el costo es elevado y no presentara una vida útil larga.

La única alternativa es la sustitución de la estructura en su totalidad por una nueva. Entonces se propone:

- Diseñar un puente vehicular de claro simple con vigas de acero y subestructura de concreto compuesta por estribos.

5. ESTUDIOS INGENIERILES DEL PUENTE

5.1 Estudio Topográfico

Entre la información más importante obtenida esta:

- ❖ El perfil del lecho del cauce
- ❖ Las secciones transversales agua arriba y aguas abajo del cauce
- ❖ Curva de nivel para el estudio del agua

Con esto se conocerá la geomorfología del curso del agua, la topografía de la zona.

5.1.1 Trabajo de Campo

El levantamiento se realizó utilizando métodos topográficos terrestre con equipo electrónico de precisión (Estación total LEICA, GPS), con 1 prisma, una libreta de campo, un trípode, un anotador y 2 ayudantes.

Primeramente se realizó el día 22 de noviembre la limpieza de la zona con el objetivo de evitar cualquier obstrucción en el momento de realizar levantamiento con el prisma que es de tipo circular, esto conlleva a realizar el levantamiento más veloz y que el aparato registre la lectura eficientemente, ya que con una hoja que estorbe el aparato marca error en la medición obstrucción del rayo láser.

El levantamiento se realizó los días 23 y 24 solo medio día, primeramente se midió 100 metros aguas arriba y 100 metros aguas abajo en el centro de la corriente del río, como lo indican las normas AASTHO (2005), con una cinta de 30 metros, con intervalo a cada 10 metros para trazar las secciones transversales del río, tomando como referencia tres puntos a cada lado de la corriente, para referenciar el pie y hombro de la zona del río. El plano de ubicación del puente indicara tanto los accesos como casas aledañas al proyecto, el cual se observara en los anexos al final de esta documentación.

Los objetivos de este estudio topográfico son: realizar los trabajos de campo que permitan elaborar los planos topográficos, proporcionando información base para los estudios de hidrología e hidráulica, geología, geotecnia, así como de ecología y sus efectos en el medio ambiente. Establecer puntos de referencia para el replanteo si llega a ejecutarse.

Procedimiento que se realizó iniciando el levantamiento:

1. Se ubicó el trípode en el primer punto (PI-1) que se referencio en una roca, se coloca la estación total, se encendió, aparece en la pantalla la marca del instrumento, seguido apareció la plomada láser para centrar el trípode en el punto de inicio, una vez centrada la plomada en el punto aparece en la pantalla la nivelación del aparato con los tornillos nivelantes del mismo, muestra un triángulo que nos indica para donde se giran los tornillos para centrar las burbujas horizontal y vertical de la estación, una vez nivelado el aparato el triángulo en la pantalla marca un check (indica que esta nivelado y listo para su uso), le damos ok con F4.
2. Se coloca el GPS para amarrar la primera coordenada a la par del punto de inicio, se lee la coordenada cuando el aparato tenga una precisión de 1m como máximo, dando como coordenada en $X(E)=1454546.000m$ y en $Y(N)=512737.000m$ y $Z=100m$.
3. Entramos en el menú, formato de programa, topografía, configuración de trabajo y seleccionamos nuevo el nombre del archivo es UNAN y seleccionamos ok. Seguido el aparato vuelve a la pantalla anterior, seleccionamos estacionamiento (F2), y empezar (F4), nos aparece otra pantalla donde aparece la opción método y se selecciona orientación con ángulo, en estación ponemos el número de nuestro primer punto y damos enter, nos envía a otra pantalla donde nos indica que el nuevo trabajo necesita coordenadas damos ok, escogemos el icono XYZ e introducimos los valores correspondiente del segundo punto, enter, y ok.
4. Una vez definida las coordenadas ponemos la altura del instrumento (1.485m), la altura del prisma (1.24m). teniendo el aparato enraizado al norte con la brújula seleccionamos $H_z = 0$.

- Una vez realizado el punto 4, procedemos a leer el segundo punto, en este caso se empezó leyendo aguas abajo, una vez fijado el objetivo se presiona la tecla ALL (F1) o de forma táctil con el dedo en una ranura que se encuentra en el costado derecho del aparato, se guarda en seguida las coordenadas y la distancia de ese punto, y así se procede a leer los siguientes puntos.

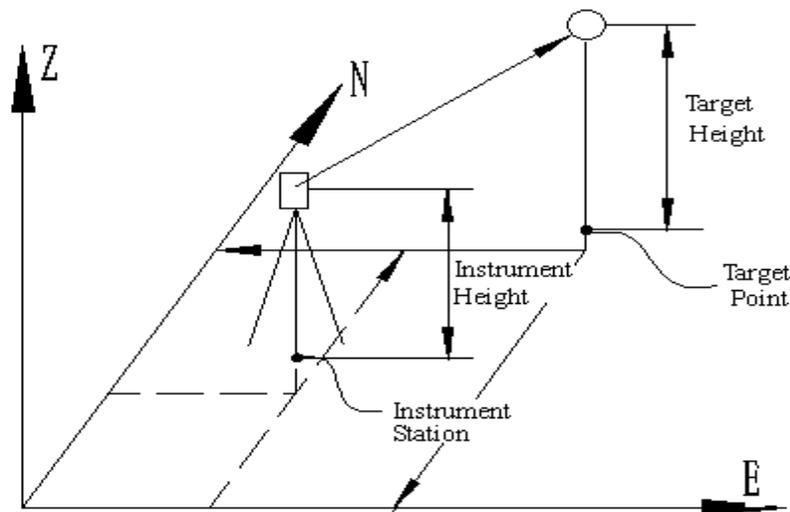


Ilustración 10. Demostración del instrumento realizando la primera lectura.
Fuente. Elaboración propia.

- En punto de cambio (PI-29), se realiza el primer punto y entramos en menú, formato de programa, topografía, configuración de trabajo y se selecciona el trabajo a utilizar creado anteriormente como UNAN, y damos ok, volvemos a la pantalla anterior y seleccionamos estacionamiento (F2) y luego empezar, en la opción método seleccionamos orientación por coordenada, escribimos el número de esa estación (PI-29) en la cual está plantada la estación, enter y ok. En la pantalla nos pide el punto objetivo en este caso el (PI-1), aparece una pantalla con el punto seleccionado y damos ok, nos enlazamos en la plomada del punto anterior con el visor y si el ángulo coincide con el mostrado en nuestra brújula seleccionamos REC (F3), después F4 y se vuelve a medir la altura del instrumento (1.289m) y la altura del prisma es la misma, así que se procede a medir los otros puntos, seleccionamos F4 para calcular estacionamiento y otra vez F4 para empezar.

7. Se realiza otro punto de cambio (PI-53), se repite el paso 6 y la nueva altura del instrumento es de 1.344m.
8. Los datos del levantamiento con la estación los exportamos a una memoria para descargarlos en una computadora y así poder realizar el diseño de los planos. Los datos se guardan en formato DXF.

5.1.2 Trabajo de Gabinete

Consiste en la recepción de datos crudos y la preparación del mismo para la obtención de las coordenadas ajustadas definitivas del proyecto. Nos auxiliamos de las herramientas que ofrece el programa de “AutoCAD Land desktop en la versión 2004” y “civilcad V6.5” los cuales tiene la facilidad de crear las curvas y secciones con más eficiencia.

A continuación se presenta una descripción generalizada de los programas para demostrar el procesamiento de los datos levantados con la estación total llevados al distinto software los cuales fueron utilizados para resolver la información del proyecto.

AutoCAD Land desktop versión 2004

Pasos a seguir:

1. Abrir el programa desde escritorio en el icono.
2. En la ventana start up nos muestras los proyecto que hemos realizado en el programa y le damos en new para crear un nuevo proyecto
3. Escribir el nombre del proyecto, una vez escrito el nombre nos aparecerá la ventana Project details, donde pondremos los detalles del proyecto.

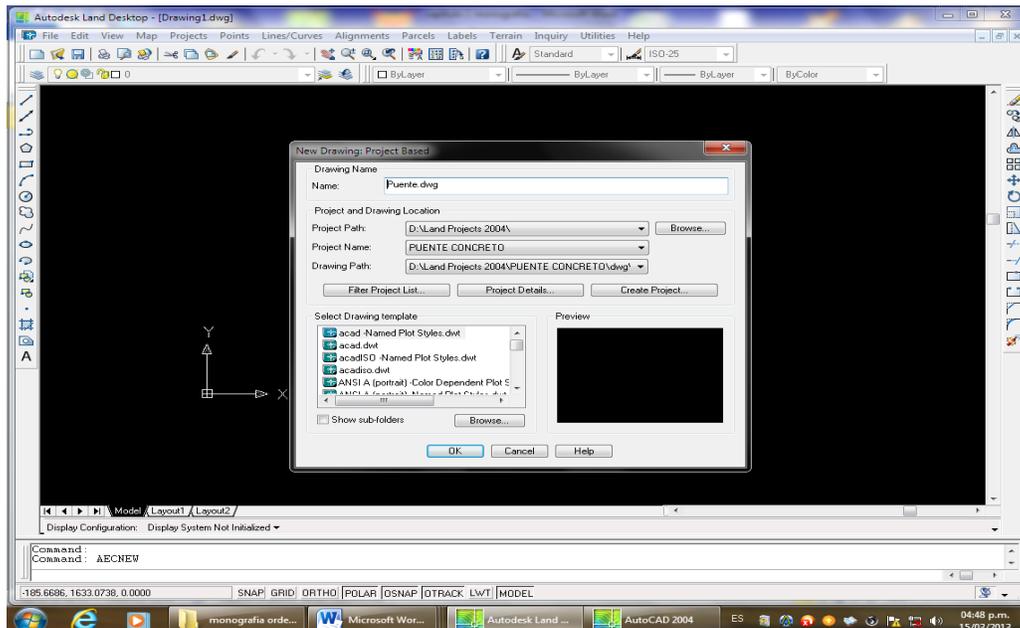


Ilustración 11. Demostración del programa Autocad Land 2004. Fuente: Elaboración propia

4. Buscamos el archivo donde están los datos del levantamiento y abrimos y vemos en que formato está guardado en este caso aparece el punto, este, norte y la elevación, separado por espacio (P E N Z) así que cerramos y volvemos al programa.
5. Seleccionamos POINTS seleccionamos Import/Export points, escogemos Import points, aparece una ventana (Format Manager- Import Points) aparece format ahí seleccionamos el formato que tiene nuestro archivo en este caso PENZ (space delimited), Source File ahí seleccionamos nuestro archivo y seguido OK, aparece otra ventana donde seleccionamos Ok y aparece una ventada donde está procediendo a la descarga de puntos y nos aparece todos los datos de base que proporcione la estación total.

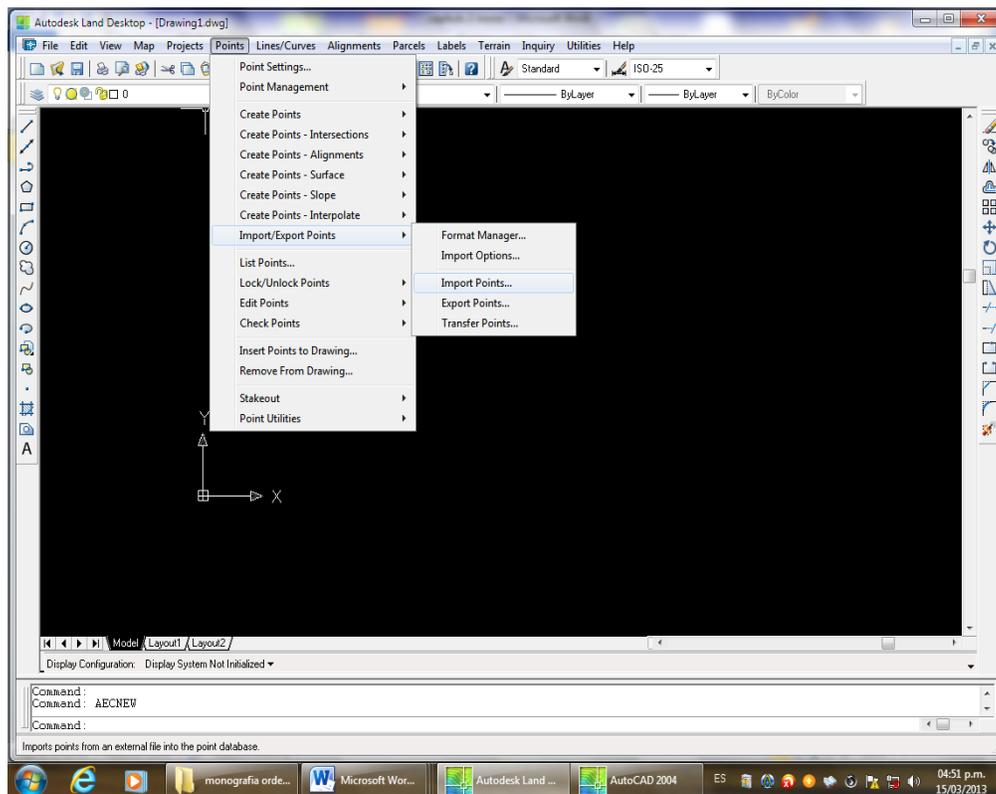


Ilustración 12. Importación de puntos. Fuente: Elaboración propia.

6. Creamos las curvas de nivel donde primero se crea la superficie seleccionamos Terrain, después Terrain Model Explorer, la cual tiene dos carpetas seleccionamos Terrain dar click derecho nuevo, nos aparece la nueva superficie creada con el nombre de superficie01, la base la creamos con grupos de puntos damos ok y seleccionamos superficie 01, después Build, nos aparece Build Superficie01, nos vamos a la parte de debajo de la ventana y seleccionamos Use points group data , le damos aplicar y aceptar y aparece una ventana procesando la informacion y en la pantalla de dibujo aparecen creada la superficie, después volvemos a seleccionar Terrain, seleccionamos Create , seleccionamos en Intervalo la opción Both Minor and Mayor y seleccionamos Style Manager y en la opción de Smoothing Options le damos 5, esto es para suavizar el curvado de las curvas, ok y ok y acepto y aparecen las curvas de nivel, la capa 3D la guarda siempre el programa SRF-VIEW y desactivamos esa capa, después editamos la capa de las curvas menores dando otro color le damos aceptar y ok y ya están lista nuestra capas.

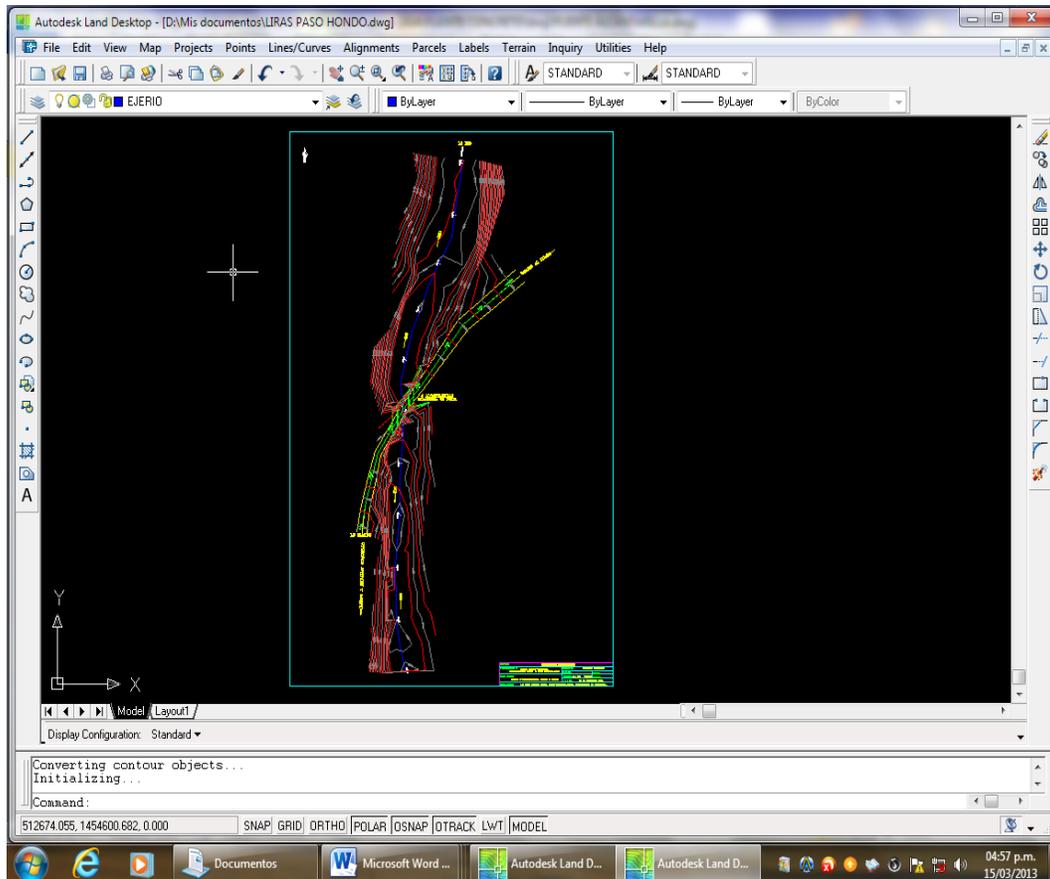


Ilustración 13. Diseño de las curvas de nivel. Fuente. Elaboración propia.

Seguido procedemos a crear el perfil del rio y las secciones transversales.

CIVILCAD V6.5

Es un programa diseñado para usarse fácilmente trabajando en conjunto con AutoCAD 2010, se utilizó para dar más suavizado a las curvas de nivel, los pasos a seguir son lo siguiente:

1. Seleccionar el icono correspondiente a Civilcad y presionar (enter).
2. Al abrir el programa aparecerá en la barra de menú de pantalla superior la opción civilcad, el cual trae una serie de opciones útiles para el diseño.

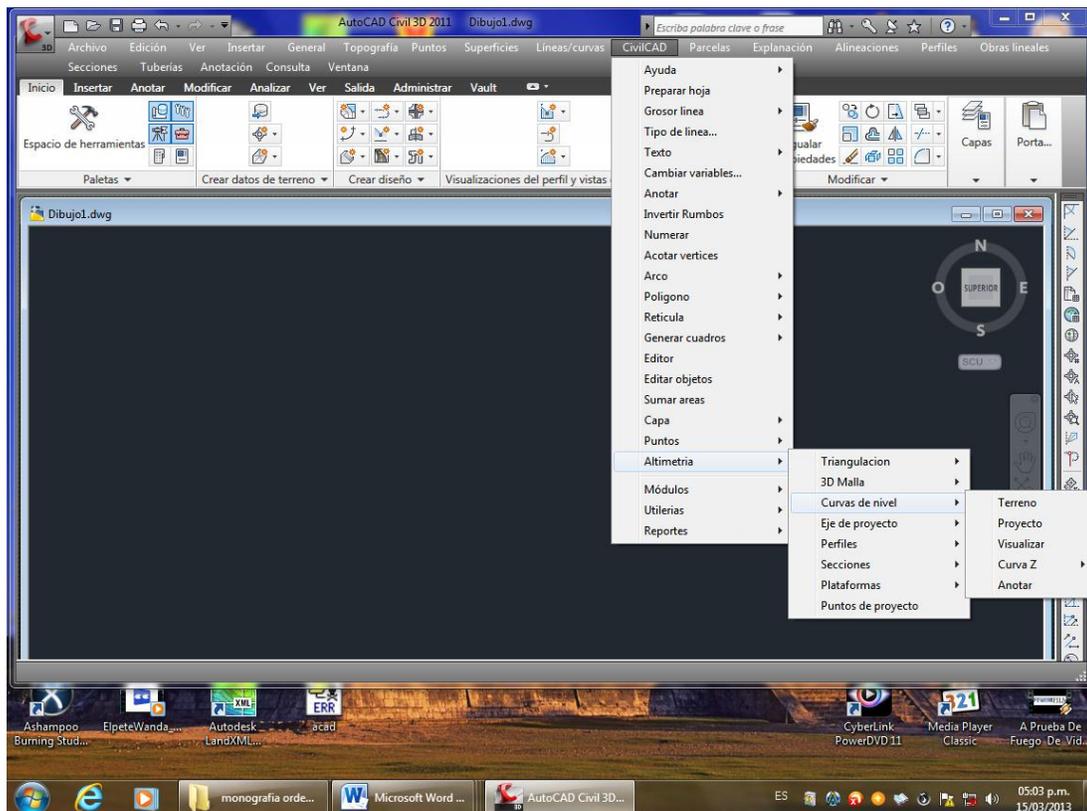


Ilustración 14. Demostración de la herramienta Civilcad en AutoCAD 3D. Fuente. Elaboración propia.

Seleccionar la opción importar puntos, seleccionar el tipo de archivo (X Y Z), luego OK.

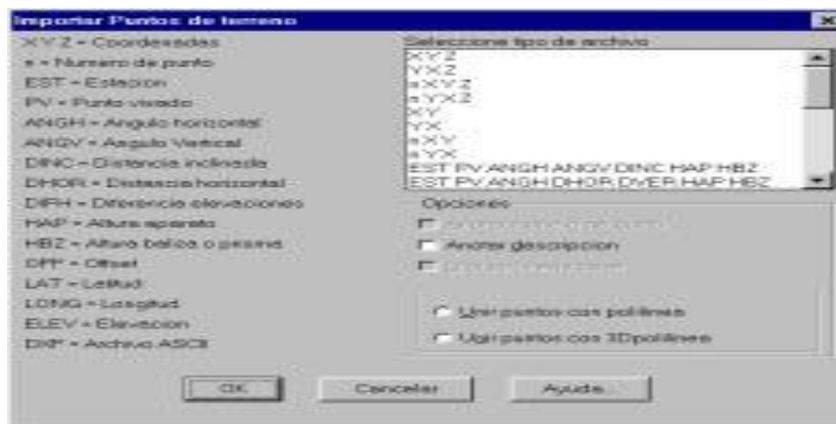


Ilustración 15. Demostración de formato de puntos a importar. Fuente. Elaboración propia.

3. Aparecerá otra caja de dialogo donde se selecciona el archivo PUNTOS.DAT localizado en el directorio civilcad, después de un breve momento aparecerá los puntos dibujados en la pantalla.
4. Definir el área de trabajo seleccionando margen del menú lateral, seleccionando el tamaño D, escala 1:1000. Al insertar el margen se establecen los factores de escala para conversión de altura de texto y líneas, además del área de impresión.
5. Activar triangulación del terreno y seleccionar los puntos dibujados.
6. Seleccionar general curvas de nivel del menú principal, aceptado los valores que aparecen en la caja del dialogo, después seleccionar la triangulación generada.
7. Especificar grado de curvatura en este caso de 10 y en seguida tenemos las curvas de nivel de nuestro levantamiento.

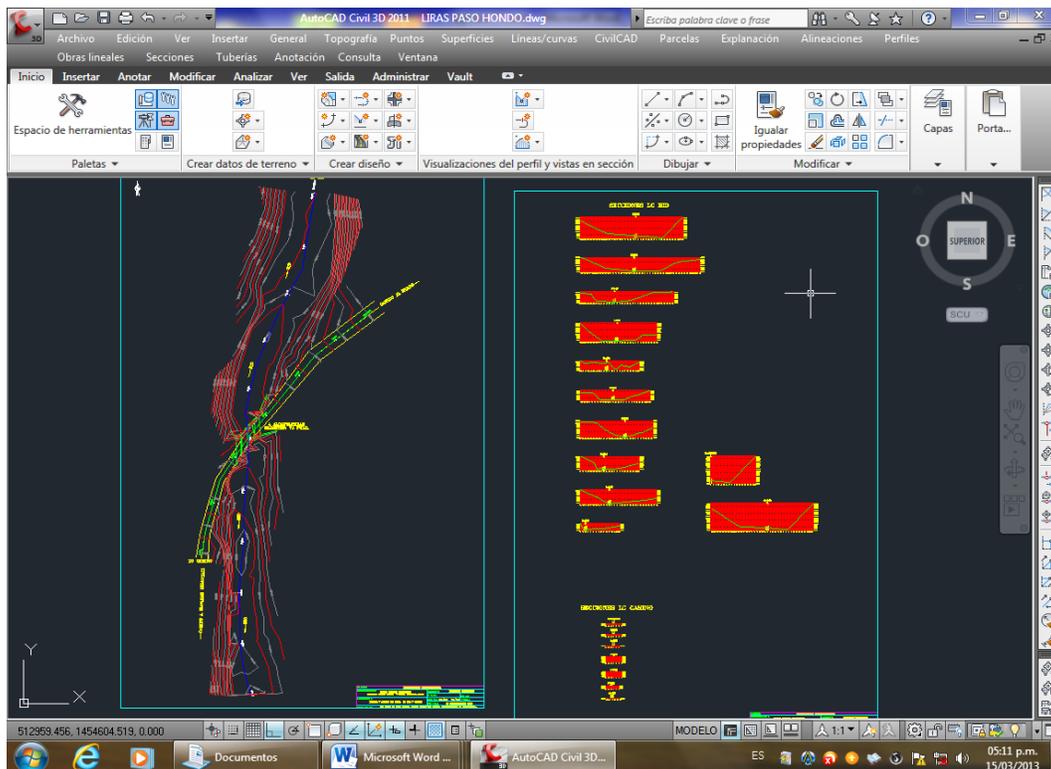


Ilustración 16. Realización de las curvas y secciones. Fuente: Elaboración propia.

Los puntos registrados por la estación total en el lugar son los valores de la tabla 8:

Tabla 8: Puntos tomados por la estación total, en el levantamiento topográfico.

Estación	Este	Norte	Elevación
PI-1	512737.000	1454546.000	100.000
2	512760.315	1454593.258	97.600
3	512746.463	1454548.250	99.554
4	512739.618	1454550.387	99.153
5	512742.693	1454547.335	99.555
6	512750.523	1454557.172	99.554
7	512753.830	1454564.678	98.950
8	512757.213	1454550.765	99.140
9	512750.653	1454549.124	99.573
10	512742.285	1454539.028	99.581
11	512737.999	1454530.289	98.295
12	512735.641	1454531.495	98.607
13	512732.994	1454521.270	99.174
14	512730.226	1454510.933	100.302
15	512728.799	1454500.910	101.182
16	512755.297	1454559.131	99.252
17	512771.699	1454580.301	101.002
18	512795.960	1454599.165	103.381
19	512745.369	1454558.157	97.165
20	512750.867	1454558.338	97.344
21	512740.333	1454557.872	97.406
22	512735.765	1454558.497	100.698
23	512731.996	1454558.882	103.925
24	512747.597	1454567.925	97.270
25	512753.727	1454564.748	97.592
26	512742.084	1454570.745	97.412
27	512736.750	1454572.041	101.756
28	512734.143	1454572.319	104.066
PI-29	512741.823	1454521.325	95.622
30	512749.962	1454547.629	97.227
31	512747.536	1454545.880	97.175
32	512745.062	1454542.706	97.161
33	512742.876	1454540.131	97.085
34	512746.505	1454537.972	96.604
35	512751.618	1454543.093	96.569
36	512753.910	1454544.945	97.417
37	512758.695	1454548.334	99.681
38	512740.418	1454534.303	96.323

39	512739.036	1454530.006	96.541
40	512745.310	1454527.991	95.915
41	512749.200	1454527.631	96.009
42	512752.878	1454528.193	97.233
43	512758.388	1454530.277	99.338
44	512739.907	1454527.499	96.111
45	512738.196	1454527.392	98.319
46	512744.852	1454517.951	95.546
47	512748.733	1454518.540	96.062
48	512752.348	1454518.642	97.567
49	512759.842	1454519.063	99.030
50	512740.018	1454517.529	95.270
51	512737.953	1454517.473	97.434
52	512735.257	1454517.581	99.442
PI-53	512743.979	1454490.909	95.238
54	512744.988	1454507.489	94.512
55	512747.807	1454507.641	95.303
56	512750.653	1454508.038	96.152
57	512755.348	1454509.122	98.279
58	512741.621	1454507.367	95.062
59	512739.135	1454506.892	96.415
60	512735.903	1454506.156	100.117
61	512743.776	1454497.483	94.729
62	512749.947	1454497.052	95.763
63	512754.433	1454497.703	97.333
64	512740.757	1454497.119	95.168
65	512737.651	1454497.565	98.838
66	512742.972	1454482.629	95.173
67	512746.878	1454488.034	95.180
68	512754.565	1454487.308	96.860
69	512740.328	1454487.527	95.082
70	512738.864	1454486.663	97.771
71	512734.200	1454486.681	100.040
72	512743.197	1454477.605	95.051
73	512746.793	1454447.826	95.010
74	512757.613	1454477.735	96.988
75	512740.058	1454477.612	95.298
76	512738.689	1454477.495	97.430
77	512734.323	1454478.205	99.835
PI-78	512747.208	1454454.373	95.193
79	512743.486	1454467.582	95.013

80	512750.256	1454468.566	95.667
81	512761.212	1454469.881	96.829
82	512739.948	1454467.521	94.969
83	512738.731	1454466.831	97.492
84	512732.807	1454466.775	100.229
85	512744.856	1454457.638	94.575
86	512751.775	1454458.279	95.128
87	512759.654	1454458.292	96.373
88	512740.413	1454457.566	94.835
89	512738.136	1454457.862	97.315
90	512732.683	1454457.405	101.174
91	512747.099	1454447.865	94.394
92	512752.610	1454448.345	94.994
93	512759.705	1454448.042	96.075
94	512741.060	1454447.432	95.474
95	512737.992	1454447.184	97.524
96	512731.541	1454447.772	102.871
PI-97	512749.790	1454555.636	97.278
98	512747.375	1454554.070	97.168
99	512745.028	1454550.989	97.147
100	512742.723	1454549.245	97.101
101	512739.687	1454550.324	97.344
102	512749.939	1454577.690	97.217
103	512744.236	1454577.896	97.250
104	512742.327	1454578.328	98.196
105	512740.400	1454578.753	99.961
106	512756.400	1454575.767	97.612
107	512760.961	1454574.940	100.099
108	512753.786	1454586.916	96.949
109	512747.587	1454590.055	97.467
110	512746.022	1454591.126	100.084
111	512741.802	1454592.860	100.464
112	512759.843	1454584.694	97.602
113	512767.304	1454581.115	100.653
114	512757.557	1454596.180	97.118
115	512753.039	1454598.785	97.845
116	512749.763	1454600.304	100.072
117	512741.901	1454604.695	102.294
118	512763.907	1454591.845	98.018
119	512768.295	1454589.588	99.322
120	512770.647	1454588.479	100.865

121	512762.226	1454604.998	97.938
122	512751.431	1454607.814	99.035
123	512745.236	1454608.195	101.857
124	512772.082	1454602.534	97.977
125	512777.554	1454601.232	101.293
126	512767.024	1454613.857	98.210
127	512755.438	1454616.862	99.057
128	512749.184	1454617.729	101.313
129	512744.895	1454618.836	103.675
130	512777.336	1454612.460	97.659
131	512781.551	1454608.574	102.916
PI-132	512768.021	1454631.064	98.559
133	512768.439	1454623.877	98.403
134	512758.411	1454626.332	99.296
135	512753.181	1454627.629	101.706
136	512748.961	1454628.214	104.365
137	512778.200	1454619.371	97.651
138	512770.110	1454633.765	98.334
139	512759.826	1454635.589	99.376
140	512752.508	1454637.359	104.077
141	512779.265	1454632.064	97.928
142	512771.668	1454643.708	98.557
143	512761.151	1454644.625	99.168
144	512750.613	1454646.275	106.061
145	512728.834	1454643.503	97.862
146	512788.327	1454641.218	108.007
147	512789.708	1454631.000	108.169
148	512786.402	1454619.330	107.020

5.1.3 SECCIONES Y PERFILES

Las secciones transversales fueron creada en el programa AutoCAD Land desktop versión 2009 a partir de las curvas de nivel. Seguido se obtuvo el perfil teniendo las secciones transversales y los alineamientos definido.

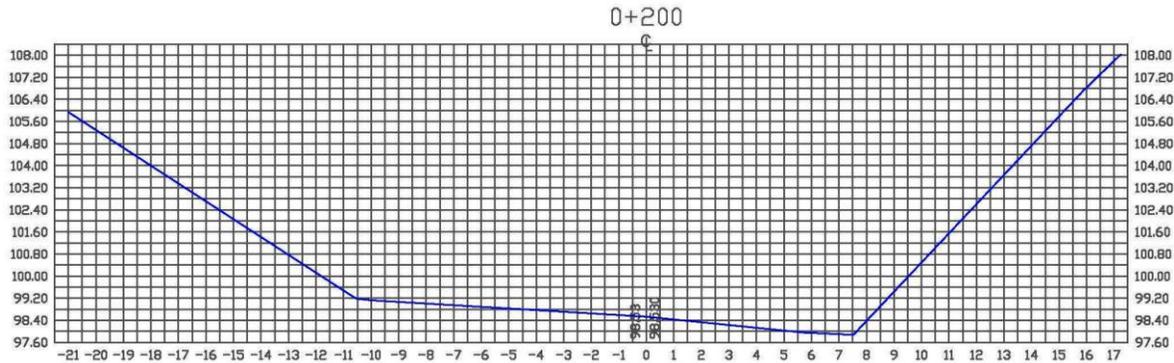


Ilustración 17. Sección transversal de la estación 0+200 aguas arriba.

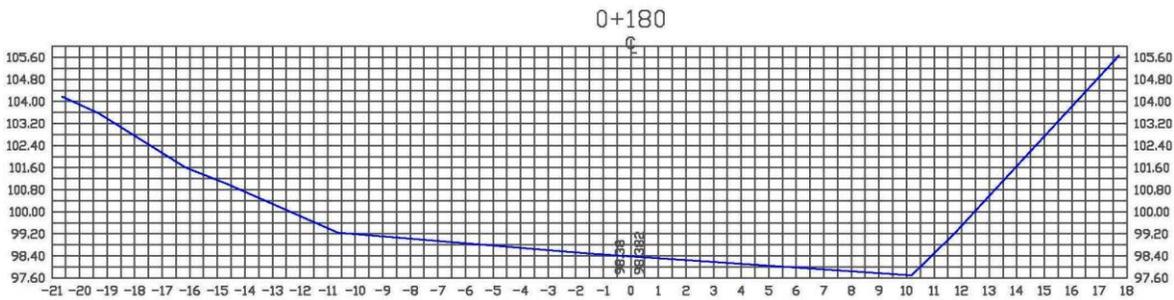


Ilustración 18. Sección transversal de la estación 0+180 aguas arriba.

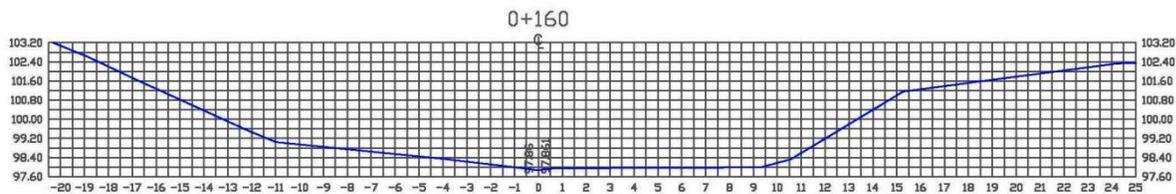


Ilustración 19. Sección transversal de la estación 0+160 aguas arriba.

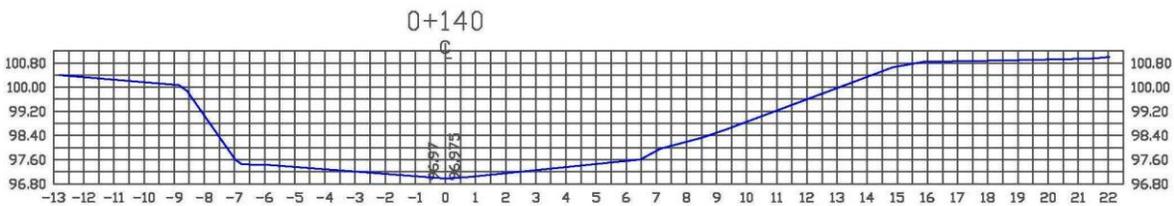


Ilustración 20. Sección transversal de la estación 0+140 aguas arriba.

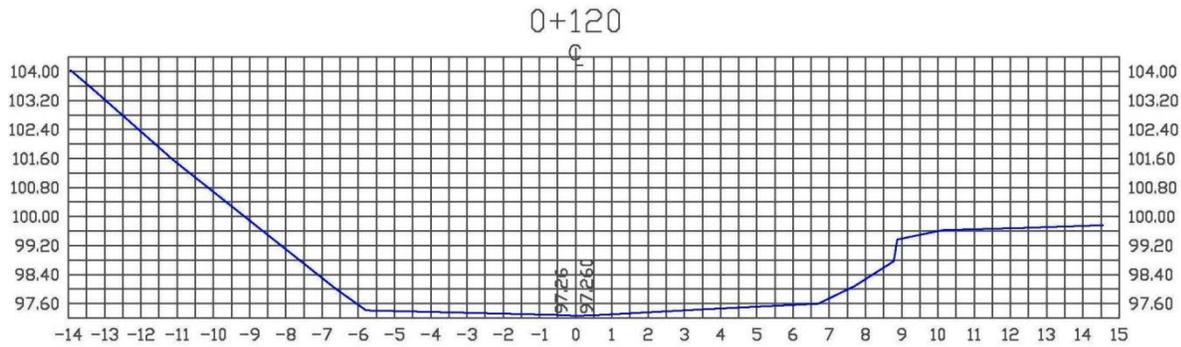


Ilustración 21. Sección transversal de la estación 0+120 aguas arriba.

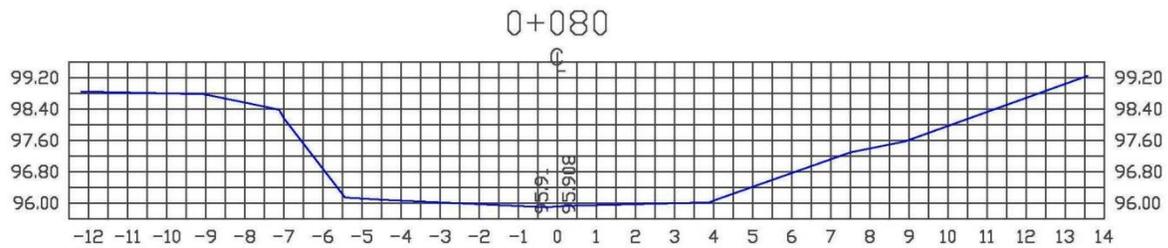


Ilustración 22. Sección transversal de la estación 0+080 aguas abajo.

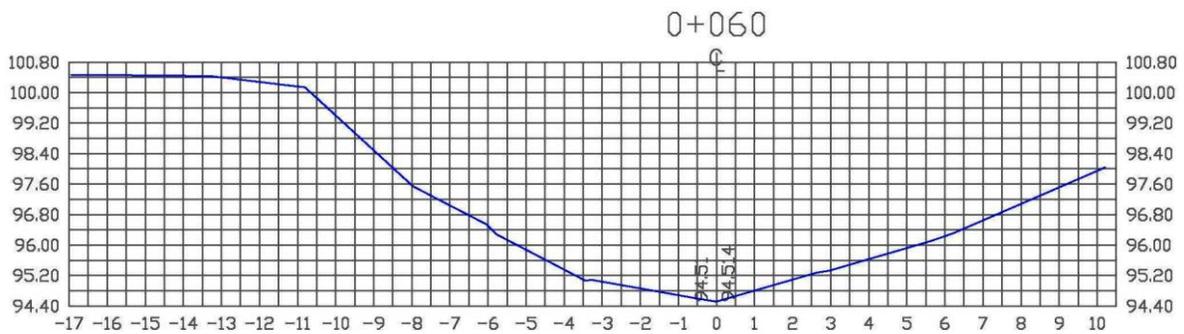


Ilustración 23. Sección transversal de la estación 0+060 aguas abajo.

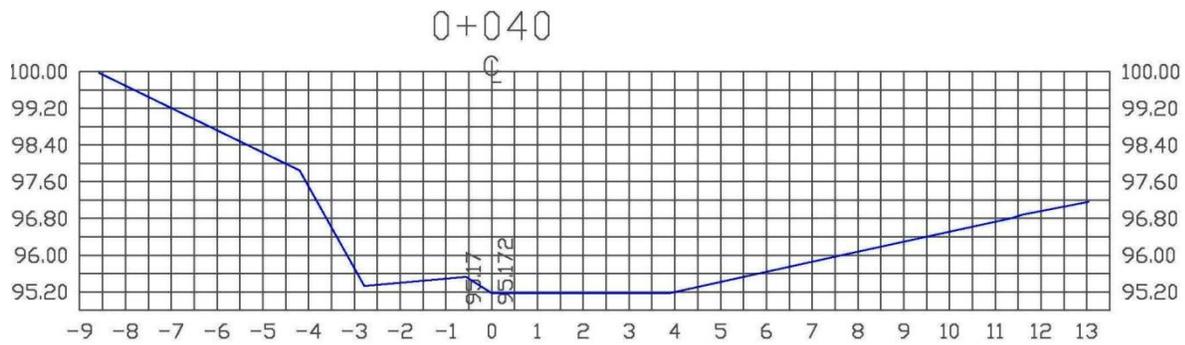


Ilustración 24. Sección transversal de la estación 0+040 aguas abajo.

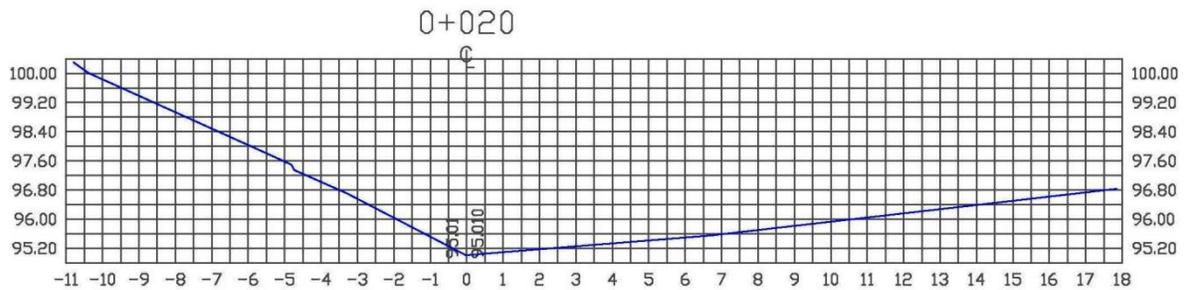


Ilustración 25. Sección transversal de la estación 0+020 aguas abajo.

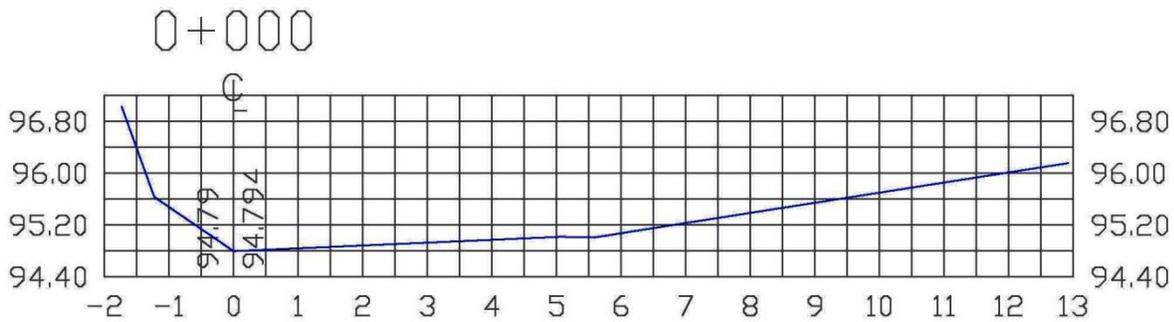


Ilustración 26. Sección transversal de la estación 0+000 aguas abajo.

Perfil del río



Ilustración 27. Perfil longitudinal del río.

5.2 Estudios de Suelo

5.2.1 Trabajo de Campo y laboratorios

El estudio de suelo detallado a continuación corresponde a un estudio facilitado por la alcaldía municipal de Santo Tomas del Norte, departamento de Chinandega, el cual fue elaborado por una institución en particular.

Durante el trabajo de campo se realizaron 2 perforaciones, ambas fueron ejecutadas con el método estándar de penetración ASTM D 1586-85. En total se realizaron 21 ft de excavación. (Ver tablas de anexos)

Las profundidades de penetración 1 y 2 fueron de 9 y 12 pies respectivamente. Este estudio geotécnico se realizó con el propósito de determinar los valores de soporte por 1 ft de penetración y determinar los tipos de suelos subyacentes.

Ambas perforaciones fueron realizadas con un equipo de perforación consistente en una máquina de perforación portátil marca BRIGG & STRATTON, provista de un motor de 6HP con sus aditamentos para la exploración de suelos por el método de

percusión. Al efectuar los sondeos se tomó un registro continuo de muestras de suelo. Extrayendo estas con el saca muestras dividido o cuchara normal.

De acuerdo con los resultados de laboratorio y de la propia inspección de campo se comprobó que en forma general, predomina superficialmente suelos gravo areno arcilloso (GC) clasificación SUCS no plástica hasta en profundidad de 0.46 a 0.91 m.

Así mismo se encuentra una capa heterogénea de un suelo areno arcilloso (SM) de espesor variable entre los 0.46m y 2.74m. Finalmente en las perforaciones P1 y P2 se encuentran entre 1.83 m y 2.74 m de profundidad respectivamente un manto de gravo arenoso compacto que es donde se propone asentar las bases del puente en cuestión.

Las muestras extraídas de las perforaciones fueron clasificadas visualmente y al tacto en el sitio, luego fueron trasladadas al laboratorio donde se seleccionaron las típicas a las que se le efectuaron las pruebas necesarias para identificación definitiva de acuerdo al método de clasificación ASTM D 2487.

El personal a cargo de este equipo estuvo conformado por el técnico Laboratorista y jefe de perforación, un operador, un manipulador, un anotador y un ayudante, que en coordinación realizaron las perforaciones y el registro de los golpes en las perforaciones.

5.2.2 Resultados de los ensayos.

Los ensayos de laboratorio se ejecutaron de acuerdo a las siguientes normas mostradas en la tabla.

Tablas 9: Resultados de los ensayos de penetración. Fuente: Alcaldía Municipal de Santo Tomas. (2005).

Nº	Tipo de ensaye	Cantidad	Norma
1	Granulometría	7	ASTM D-422
2	Humedades	7	ASTM D-2216
3	Limite liquido	7	ASTM D-423
	Limite plástico e índice de	7	ASTM D-424

	plasticidad		
4	Clasificación	7	H.R.B
5	Penetración estándar	2	ASTM D 1585-86
	Total de ensayos	37	

Se ensayaron un total de 7 muestras alteradas tomadas durante las perforaciones.

Resistencia a la penetración estándar (SPT)

Penetración N° 1

Este tipo de suelo resultó ser un suelo gravo arcilloso, el cual presenta una alta resistencia a la penetración desde el inicio, y a medida que se profundiza la tendencia es mayor. Los registros de golpes parten de los 21, esto caracteriza el estrato de muy compacto a duro. Sin embargo se observa un pequeño descenso a los 0.91 metros de profundidad precisamente a inicios del estrato (SM) arena limosa. Sin embargo la característica en forma general es de muy compacta a dura.

A partir de los 1.82 metros de profundidad el tipo de suelo es (GC) gravo arcilloso de alta resistencia a la penetración y de consistencia muy compacta.

Penetración N° 2

En esta perforación se observó una tendencia de consistencia de compacta en los primeros 0.45 metros de profundidad, compuesto por gravas arcillosas a dura. Sin embargo es importante hacer notar el descenso de la penetración desde los 1.07 metros a los 2.30 metros en un estrato de suelo areno arcilloso (SC) alcanzando apenas los 3 golpes y consistencias de blando. Finalmente a una profundidad entre los 2.90 y 3.66 metros se encuentran altas resistencias alcanzando características de dura con registro de 66 y 73 golpes en un estrato compuesto de gravas arcillosas (GC).

Análisis de las condiciones de cimentación y recomendación

Con los resultados de prueba de penetración estándar (SPT) y aplicando la teoría de Meyerhof (1976) se obtuvo la capacidad de soporte a la profundidad de desplante que se indica en la tabla siguiente.

Tablas 10: Capacidad de soporte a la profundidad. Fuente: Alcaldía Municipal de Santo Tomas. (2005).

Nº de perforación	Profundidad de desplante de fundación (m)	Nº de golpes / profundidad (N)	Nº corregido	Consistencia al desplante	Presión admisible (kg/cm ²)	Presión recomendada (kg/cm ²)
1	2.00	57	36	Dura	5.00	3.00
2	2.90	72	43	Dura	5.00	3.00

5.3 Estudios Hidrológicos

5.3.1 Metodología y Caracterización de la Cuenca

5.3.1.1 Delimitación de la cuenca

Se delimitó la cuenca estableciendo como punto de control o de cierre el que correspondía a los sitios de interés de acuerdo al propósito del estudio, o sea la ubicación de las entradas de cada una de las líneas de drenaje de corrientes que aportan caudal.

5.3.1.2 División de la cuenca en sub-cuencas

La cuenca se dividió en nueve sub-cuencas (ver anexos), que de acuerdo a la topografía, ésta drena a través de varias líneas de corrientes cuyas áreas contribuyentes aportan caudal.

5.3.1.3 Cálculo de parámetros utilizados

Los parámetros de la cuenca se obtuvieron a partir del mapa digitalizado haciendo uso del programa AutoCAD:

- Superficie 848.6 Ha.
- Longitud de río de la cuenca 4.1 km

5.3.1.4 Curvas intensidad duración frecuencia (IDF)

- **Determinación de las intensidades máximas**

De los datos obtenidos de la estación meteorológica más cercana (Chinandega), se tomó como referencia de análisis los años comprendido entre 1971 y 2011, y los diferente periodos de tiempos de 5, 10, 15, 30, 60 y 120 minutos. Ver anexos.

Una vez obtenidas las curvas intensidad duración frecuencia se procedió al cálculo del caudal por el método racional y por el método de transito de avenida, por este último método se definirá el caudal de diseño para dicho puente.

Los datos obtenidos de las series en años se ordenaron en el orden de mayor a menor como se presenta en la tabla 11, luego se calcula directamente el promedio de las mismas \bar{X} y su desviación estándar S_x .

De los resultados obtenidos de \bar{X} y S_x se determinan los parámetros de α y β de la distribución de Gumbell con:

$$\alpha = 1.281/S_x \quad (\text{Ecuación 20})$$

$$\beta = \bar{X} - 0.4506S_x \quad (\text{Ecuación 21})$$

Tabla 11. Datos de Intensidades máximas anuales de precipitación en orden decreciente, período 1971 - 2011 para la estación Chinandega.

AÑOS	5	10	15	30	60	120	360
1	114.6	91.8	80.0	62.4	40.4	16.9	3.3
2	120.0	101.4	88.8	63.0	40.7	24.8	3.5
3	122.4	104.6	98.0	66.0	42.7	26.1	6.5
4	123.6	105.6	100.0	66.2	43.3	26.5	6.7
5	123.6	112.2	100.8	66.4	44.2	26.8	7.4
6	132.0	114.0	103.2	69.4	44.8	29.0	8.1
7	133.2	115.2	103.6	73.6	45.0	29.7	8.1
8	142.8	116.4	103.6	73.6	45.0	29.8	9.9

9	142.8	119.4	104.0	76.6	48.3	30.2	10.4
10	146.4	123.0	104.0	76.8	52.1	30.2	10.9
11	152.3	123.0	104.4	78.2	53.0	30.6	11.0
12	154.8	129.6	104.4	78.4	53.6	31.6	11.3
13	156.0	132.0	108.4	78.6	53.8	31.7	11.8
14	157.2	132.0	114.4	79.8	54.0	32.1	12.0
15	159.6	133.2	116.4	80.0	54.0	32.4	12.2
16	162.0	133.4	116.8	82.6	55.6	33.2	12.5
17	164.4	133.8	117.6	82.6	56.8	33.7	12.6
18	168.0	133.8	118.4	84.0	57	34.1	13.1
19	168.0	134.4	118.4	84.6	58.2	34.7	14.5
20	168.0	135.0	119.6	84.6	58.6	34.9	15.0
21	168	135.6	120.0	84.8	59	37.4	15.2
22	169.2	138.6	120.0	85.4	63.5	37.8	15.7
23	170.4	141	120.0	86	65.0	39.2	16.1
24	170.4	142.6	120.0	86.8	65.3	39.8	16.5
25	172.8	144.0	121.2	90.0	65.7	39.8	16.5
26	176.4	147.0	121.2	91.5	68.9	41.3	16.7
27	179.9	150.0	122.0	92.8	69	41.5	16.8
28	182.4	150	123.2	95.8	69.4	41.7	17.1
29	189.1	153.0	128.4	98.2	71.4	41.8	18.8
30	190.1	156.0	130.5	99.6	71.8	44.0	19.4
31	194.4	156.0	132.0	100.0	73.2	45.3	19.8
32	199.2	156.8	132.8	100.0	74.0	47.0	21.1
33	206.4	158.3	142.4	105.0	75.0	47.9	21.2
34	207.6	166.2	148.0	107.4	76.4	48.6	22.5
35	212.4	174.6	148.8	110.2	78.4	48.8	23.9
36	216.0	178.8	154.8	115.0	80.0	49.2	24.1
37	232.8	180.0	156.0	120.0	85.9	52.6	24.5
38	240.0	181.2	158.8	121.6	87.8	53.0	24.6
39	240.0	184.2	160.0	133.0	90.2	56.8	25.1
40	242.4	223.2	180.0	140.6	92.0	62.3	34.9
41	262.8	230.4	199.2	162.8	158.1	141.6	81.0

En la tabla 12 se presentan los datos resultantes del cálculo de los parámetros α y β de la distribución de Gumbell, para una duración de lluvia de 5, 10, 15, 30, 60, 120 y 360 min.

Tabla 12: Datos del cálculo de la media aritmética y desviación estándar.

PARAMETROS	DURACIÓN DE INTENSIDADES EN MINUTOS						
	5	10	15	30	60	120	360
X media	174.01	143.20	123.51	91.07	64.42	40.40	16.89
Desv. Standard	36.81	29.68	24.21	21.75	20.70	18.84	12.20
Alfa	0.03	0.04	0.05	0.06	0.06	0.07	0.10
Beta	157.42	129.83	112.61	81.27	55.09	31.91	11.39

- **Ajuste de los datos a la función de distribución de probabilidad de Gumbell.**

Los datos obtenidos de \bar{X} , S_x y los parámetros de distribución de valores de Gumbell, α y β se sustituyen en la ecuación:

$$Fy = e^{-e^{\alpha(y-\beta)}} \quad \text{(Ecuación 22)}$$

Donde se determinaron las probabilidades teóricas (P_t) para las diferentes duraciones de las lluvias y de esta manera encontrar la variación máxima ($\Delta_{\text{máx.}}$), y compararla con la variación crítica (Δ_{critico}), para un nivel de significancia de $\alpha=0.05$, el cual corresponde a un nivel de confianza de 0.95.

La distribución empírica se calcula encontrando primeramente el periodo de retorno el cual es:

$$Tr = \frac{n+1}{m} \quad \text{(Ecuación 23)}$$

Donde

T= Periodo de retorno

M= número total de muestra

N= número de orden

El valor de la distribución empírica se obtiene por la siguiente ecuación:

$$\text{distribucion empírica} = \frac{1}{Tr} \quad (\text{Ecuación 24})$$

Tabla 13: Datos del cálculo de la distribución empírica, teórica y desviación máxima absoluta para las duraciones de lluvia de 5 minuto, comprendida entre el periodo 1971 - 2011.

INTENSIDADES DE PRECIPITACIÓN MAXIMAS ANUALES					
ESTACION METEOROLÓGICA: CHINANDEGA					
PERIODO: 1971-2011					
m	INTENSIDADES DE 5 MINUTOS				
	Intensidad	Distribución	Distribución	Desviación	Desviación
	(mm/h)	Empírica P(x)	Teórica F(x)		Absoluta
1	114.6	0.023810	0.01182603	-0.011983	0.011983
2	120.0	0.047619	0.02529152	-0.022328	0.022328
3	122.4	0.071429	0.03395711	-0.037471	0.037471
4	123.6	0.095238	0.03899521	-0.056243	0.056243
5	123.6	0.119048	0.03899521	-0.080052	0.080052
6	132.0	0.142857	0.08874099	-0.054116	0.054116
7	133.2	0.166667	0.09798121	-0.068685	0.068685
8	142.8	0.190476	0.18951476	-0.000961	0.000961
9	142.8	0.214286	0.18951476	-0.024771	0.024771
10	146.4	0.238095	0.23051250	-0.007583	0.007583
11	152.3	0.261905	0.30267644	0.040772	0.040772
12	154.8	0.285714	0.33436574	0.048651	0.048651
13	156.0	0.309524	0.34968713	0.040163	0.040163
14	157.2	0.333333	0.36504110	0.031708	0.031708
15	159.6	0.357143	0.39573779	0.038595	0.038595
16	162.0	0.380952	0.42624940	0.045297	0.045297
17	164.4	0.404762	0.45638947	0.051628	0.051628
18	168.0	0.428571	0.50054829	0.071977	0.071977
19	168.0	0.452381	0.50054829	0.048167	0.048167
20	168.0	0.476190	0.50054829	0.024358	0.024358
21	168	0.500000	0.50054829	0.000548	0.000548
22	169.2	0.523810	0.51491758	-0.008892	0.008892

23	170.4	0.547619	0.52908661	-0.018532	0.018532
24	170.4	0.571429	0.52908661	-0.042342	0.042342
25	172.8	0.595238	0.55677302	-0.038465	0.038465
26	176.4	0.619048	0.59651646	-0.022531	0.022531
27	179.9	0.642857	0.63292312	-0.009934	0.009934
28	182.4	0.666667	0.65750906	-0.009158	0.009158
29	189.1	0.690476	0.71741538	0.026939	0.026939
30	190.1	0.714286	0.72560983	0.011324	0.011324
31	194.4	0.738095	0.75868506	0.020590	0.020590
32	199.2	0.761905	0.79160925	0.029704	0.029704
33	206.4	0.785714	0.83368673	0.047972	0.047972
34	207.6	0.809524	0.83991170	0.030388	0.030388
35	212.4	0.833333	0.86275654	0.029423	0.029423
36	216.0	0.857143	0.87788349	0.020741	0.020741
37	232.8	0.880952	0.92998421	0.049032	0.049032
38	240.0	0.904762	0.94506575	0.040304	0.040304
39	240.0	0.928571	0.94506575	0.016494	0.016494
40	242.4	0.952381	0.94935368	-0.003027	0.003027
41	262.8	0.976190	0.97476769	-0.001423	0.001423
Xmedia	174.010		Desviación	Máxima	0.080052
Desv.Stand	36.813				
n	41				

La realización de los cálculos de las duraciones 10, 15, 30, 60 y 120 minutos se encuentran en la sección de Anexos.

Tabla 14: Delta crítico tomando un valor de N= 31, con un alfa de 0.05.

N	A			
	0.2	0.1	0.05	0.01
5	0.45	0.51	0.56	0.67
10	0.32	0.37	0.41	0.49
15	0.27	0.30	0.34	0.40
20	0.23	0.26	0.29	0.36
25	0.21	0.24	0.27	0.32
30	0.19	0.22	0.24	0.29
35	0.18	0.20	0.23	0.27

40	0.17	0.19	0.21	0.25
45	0.16	0.18	0.20	0.24
50	0.15	0.17	0.18	0.23

Se compara la desviación máxima con el valor crítico de Kolmogorov, para el ajuste analítico a la distribución de Gumbell tipo I, y se obtiene:

Tabla 15: Delta máximo y delta crítico

DURACION	DESV.	VALOR	SE ACEPTA
MINUTOS	MAXIMA ($\Delta_{\text{máx}}$)	CRITICO (Δ_0)	EL AJUSTE?
	F(x) -P(x)	KOLMOGOROV	
5	0.080052	0.232	SI
10	0.092789	0.232	SI
15	0.101640	0.232	SI
30	0.085677	0.232	SI
60	0.062064	0.232	SI
120	0.155180	0.232	SI

Se acepta el ajuste por que la desviación máxima es menor a la desviación crítica. Del procedimiento anterior se obtienen las intensidades de lluvias para los diferentes periodos de retorno ya ajustada por el método analítico.

Tabla 16: Intensidades máximas ajustada por el método analítico para los diferentes tipos de periodos de retorno.

INTENSIDADES DE LLUVIA PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO Y OBTENIDAS A TRAVES DEL AJUSTE ANALITICO						
AÑOS	DURACIÓN DE INTENSIDADES EN MINUTOS					
	5	10	15	30	60	120
2	168.0	138.3	119.5	87.5	61.0	37.3
5	200.5	164.6	141.0	106.7	79.3	54.0
10	222.1	182.0	155.1	119.5	91.4	65.0
25	249.3	203.9	173.1	135.6	106.8	79.0
50	269.6	220.2	186.3	147.5	118.1	89.3

100	289.6	236.4	199.5	159.4	129.4	99.6
1000	355.9	289.9	243.1	198.5	166.7	133.5

Tabla 17: Calculo de las variables “d” y “A” para un periodo de retorno de 50 años.

T=50							
x	log(x+d)	log(xtd) ²	y	log y	(log y) ²	[log(x+d)*log y]	d = 3
5	0.9031	0.8156	269.6	2.4306	5.9080	2.1951	r = 0.6193
10	1.1139	1.2409	220.2	2.3429	5.4891	2.6098	
15	1.2553	1.5757	186.3	2.2703	5.1544	2.8499	
30	1.5185	2.3059	147.5	2.1688	4.7038	3.2934	
60	1.7993	3.2376	118.1	2.0724	4.2947	3.7289	
120	2.0899	4.3677	89.3	1.9508	3.8058	4.0771	
360							
suma	8.6801	13.5434		13.2359	29.3558	18.7542	
Sxx =	19.4600171		b =	0.73547168			
Syy =	27.4489435		A =	0.85659707			
Sxy =	14.3122914		A =	7.18781796			

Parámetros de ajuste para la ecuación de la forma: $I = \frac{A}{(t+d)^b}$

Tabla 18: Parámetros de ajuste para la ecuación de intensidad.

T: Años	R	A	d	B
2	0.3026	15.6371	16.0	-0.3416
5	0.9661	1.5123	11.0	-1.1011
10	0.7288	4.39164145	8.0	-0.8811
25	0.6852	6.2270	4.0	-0.8448
50	0.6193	7.18781796	3.0	-0.7355
100	0.5798	9.39824966	1.0	-0.6902
1000	0.5443	14.190605	-1.0	-0.6654

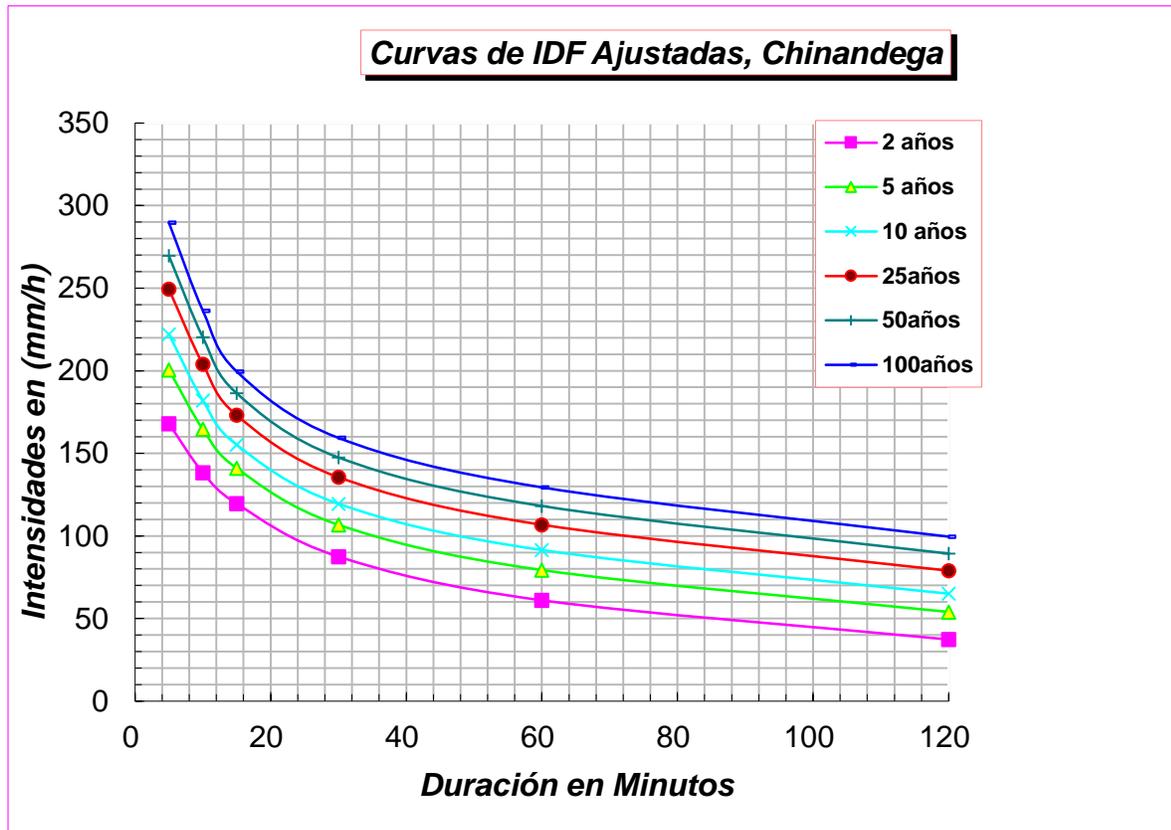


Ilustración 28: curvas intensidad duración frecuencia (IDF) ajustadas.

5.3.2 Determinación del caudal por el Método Racional

Calculo de la pendiente

$$s = \frac{H - h}{L} = \frac{300 - 128.4}{4190} = 0.04095 = 4.095\%$$

Factor de forma de la cuenca

$$k = 3.28 \frac{L}{\sqrt{S}} = 3.28 \frac{4190 \text{ m}}{\sqrt{0.042}} = 67910.3919$$

Tiempo de concentración

$$T_c = 0.0041(k)^{0.77} = 0.0041(67910.3919)^{0.77} = 21.55 \text{ min}$$

Según las curvas IDF la intensidad es de 172 mm/h

Para el cálculo del coeficiente de escorrentía se utilizó la ecuación:

$$C = \frac{\sum Ci * Ai}{\sum Ai} \quad (\text{Ecuación 25})$$

$$C = \frac{\sum Ci * Ai}{\sum Ai} = \frac{384.119}{848.6} = 0.4527$$

Para calcular el caudal se obtiene:

$$Q = \frac{CIA}{360} = \frac{0.4527 * 172 * 848.6}{360} = \mathbf{183.54 \text{ m}^3/\text{S}}$$

Tabla 19: Determinación del coeficiente de escorrentía para cada sub-cuenca.

SUB CUENCA	ÁREA	C	A*c
	Ha		
A1	133	0.48	63.84
A2	194.2	0.48	93.216
A3	244.1	0.43	104.963
A4	49.6	0.35	17.36
A5	30.6	0.45	13.77
A6	125.1	0.48	60.048
A7	30.1	0.37	11.137
A8	31	0.48	14.88
A9	10.9	0.45	4.905
Total	848.6		384.119

5.3.3 Determinación del Caudal por el Método de Transito de Avenidas

Para calcular el caudal, se dividió la cuenca en nueve sub-cuencas para poder aplicar el método racional y trasladar el caudal al punto de interés.

Tabla 20: Características de cada una de las sub-cuencas.

SUB CUENCA	ÁREA	Hmax	Hmin	Longitud
	Ha	m	m	M
A1	133	287.91	172.65	1,998
A2	194.2	300	172.75	2,066
A3	244.1	260	157.5	2,586
A4	49.6	172.65	157.5	874
A5	30.6	157.5	137.27	843
A6	125.1	280	137.27	1,774
A7	30.1	240	132.05	1,052
A8	31	137.27	132.05	245
A9	10.9	132.05	128.4	161

- **Calculo de los caudales por el Método Racional para las nueve sub-cuencas.**

Tabla 21: Parámetros de cada sub-cuenca por el método racional.

Cálculos de caudales de las subcuencas por el método racional											
SUB CUENCA	ÁREA	Hmax	Hmin	Longitud	Sc	tc	I	C	K	Caudal	
	Ha	m	m	m	m/m	min	mm/hora			m3/s	
1	2	3	4	5	6	7	8	12		13	
A1	133	287.91	172.65	1,998	0.05769	5.77%	10.6770	200	0.48	27285.2390	35.4667
A2	194.2	300	172.75	2,066	0.06159	6.16%	10.6829	200	0.48	27304.8895	51.7867
A3	244.1	260	157.5	2,586	0.03964	3.96%	15.0475	168	0.43	42604.4234	48.9827
A4	49.6	172.65	157.5	874	0.01733	1.73%	8.9742	230	0.35	21773.8224	11.0911
A5	30.6	157.5	137.27	843	0.02400	2.40%	7.7007	238	0.45	17849.1387	9.1035
A6	125.1	280	137.27	1,774	0.08046	8.05%	8.5716	228	0.48	20513.8244	38.0304
A7	30.1	240	132.05	1,052	0.10261	10.26%	5.2197	260	0.37	10771.7466	8.0434
A8	31	137.27	132.05	245	0.02131	2.13%	3.1131	270	0.48	5505.3853	11.1600
A9	10.9	132.05	128.4	161	0.02267	2.27%	2.1999	270	0.45	3507.2460	3.6788
	848.6										217.3432

Hidrograma unitarios de las sub-cuencas para el puente Paso Hondo, Santo Tomas del Norte.

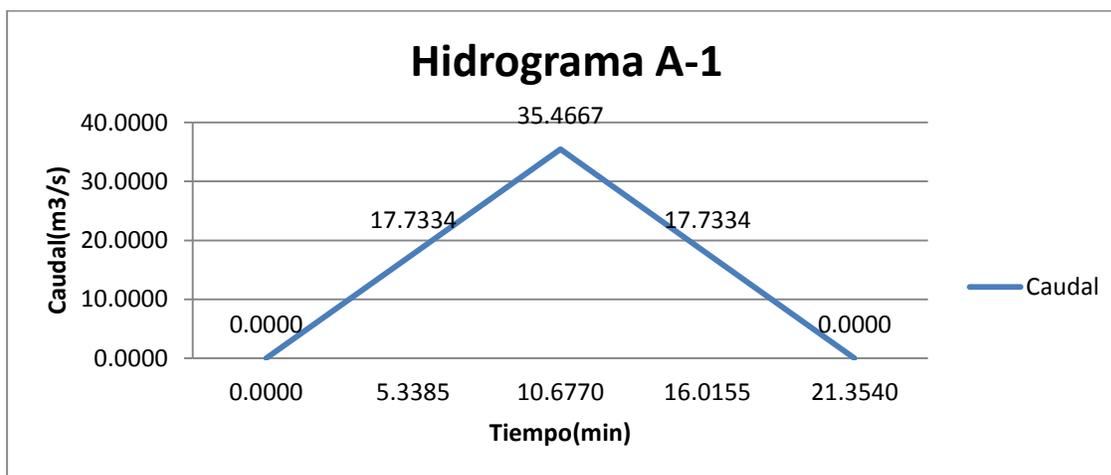


Ilustración 29: Hidrograma sintético de la sub-cuenca 1

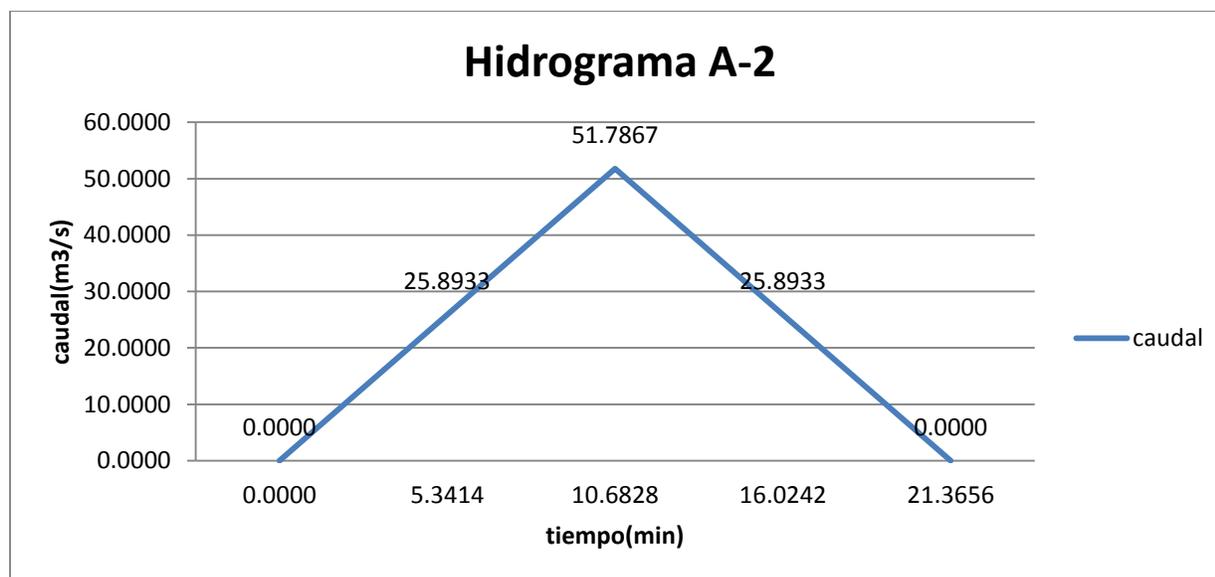


Ilustración 30: Hidrograma sintético de la sub-cuenca 2.

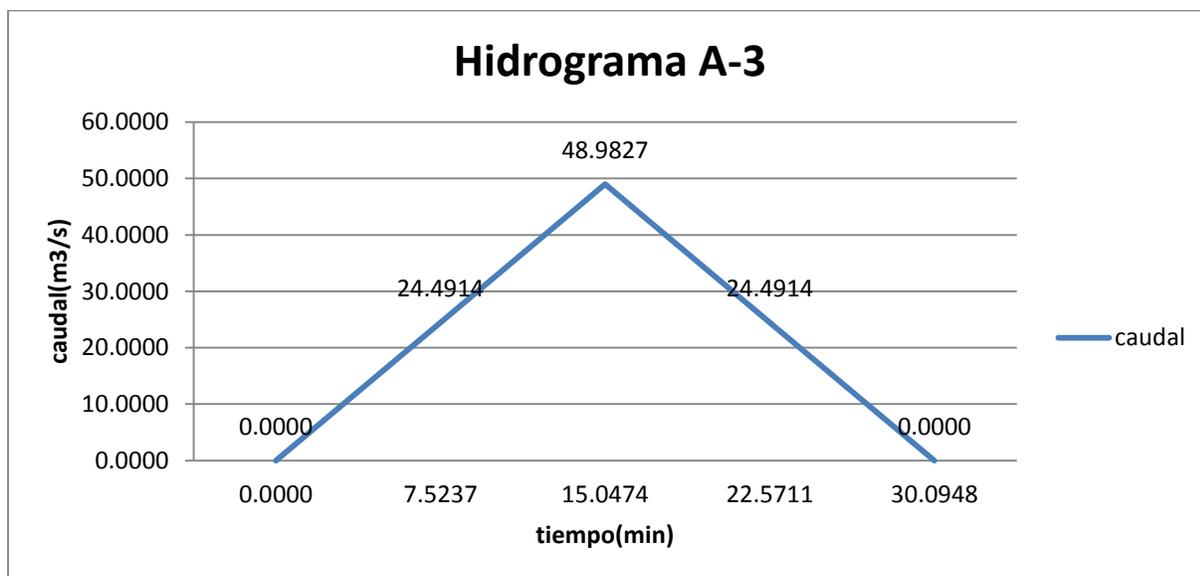


Ilustración 31: Hidrograma sintético de la sub-cuenca 3.

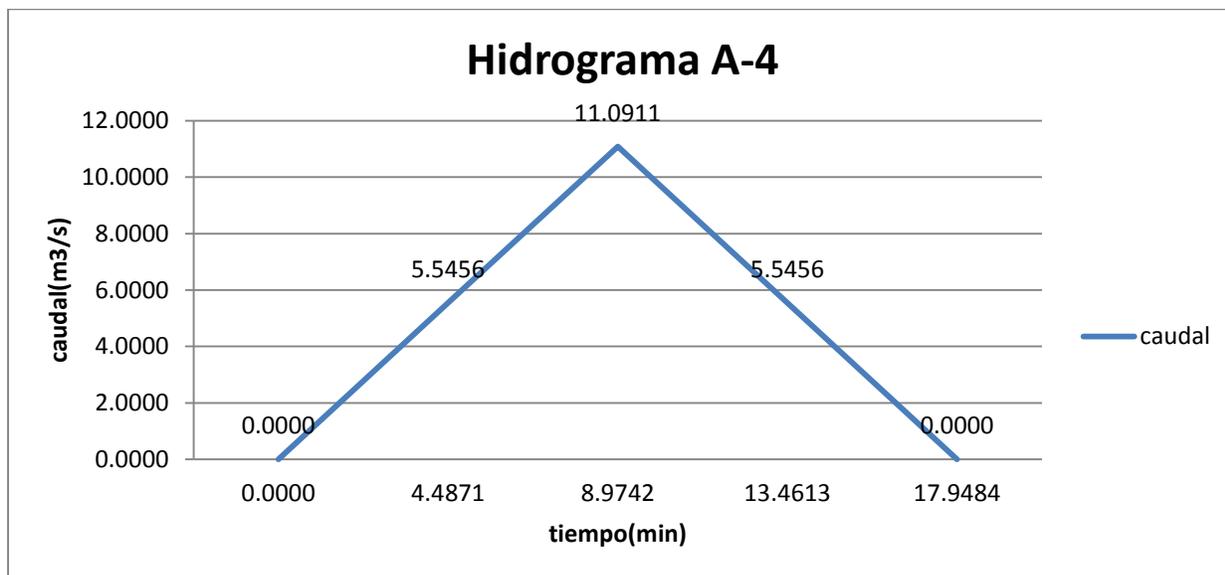


Ilustración 32: Hidrograma sintético de la sub-cuenca 4.

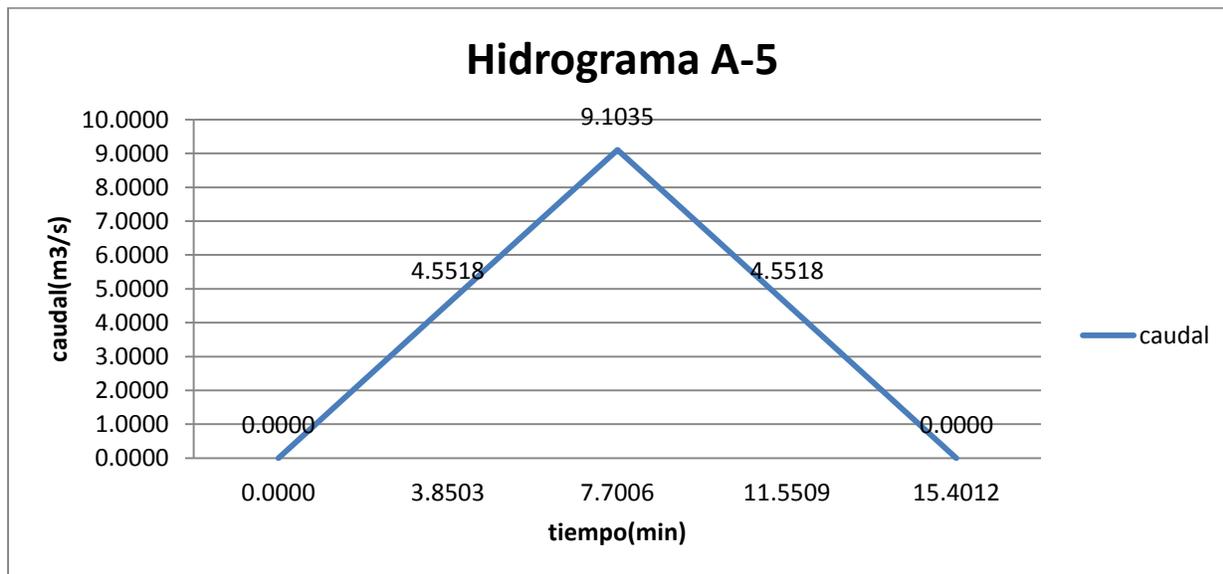


Ilustración 33: Hidrograma sintético de la sub-cuenca 5.

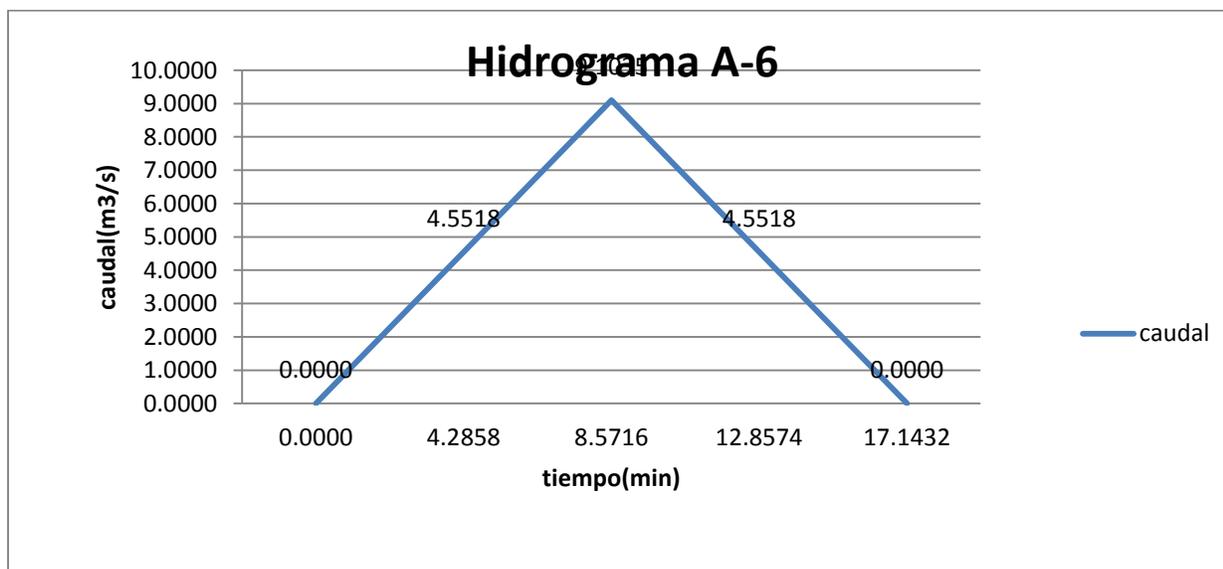


Ilustración 34: Hidrograma sintético de la sub-cuenca 6.

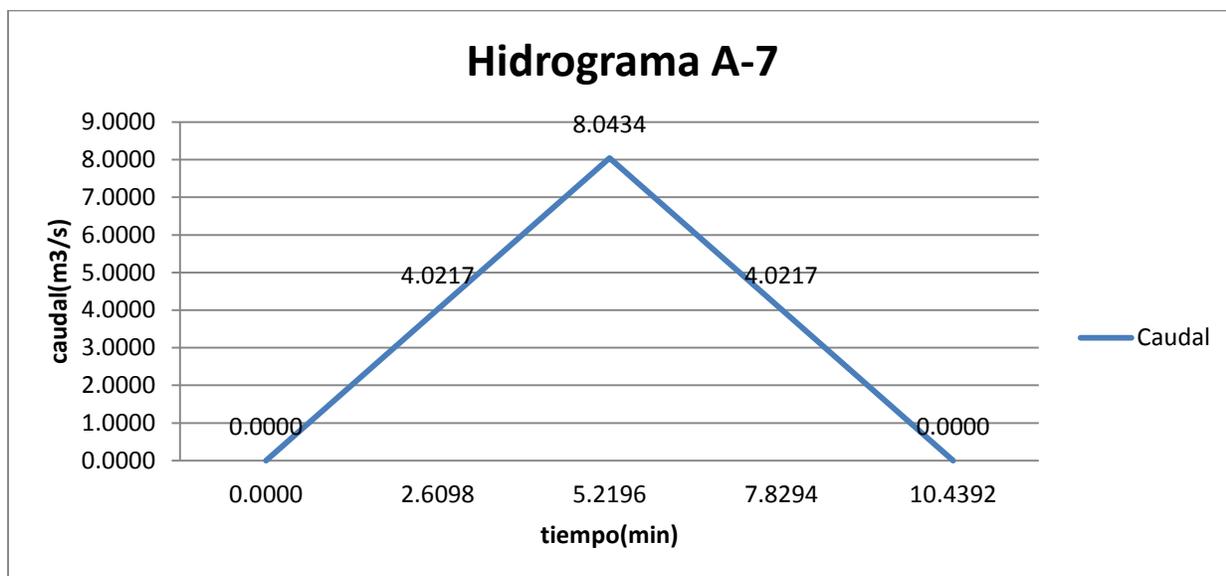


Ilustración 35: Hidrograma sintético de la sub-cuenca 7.

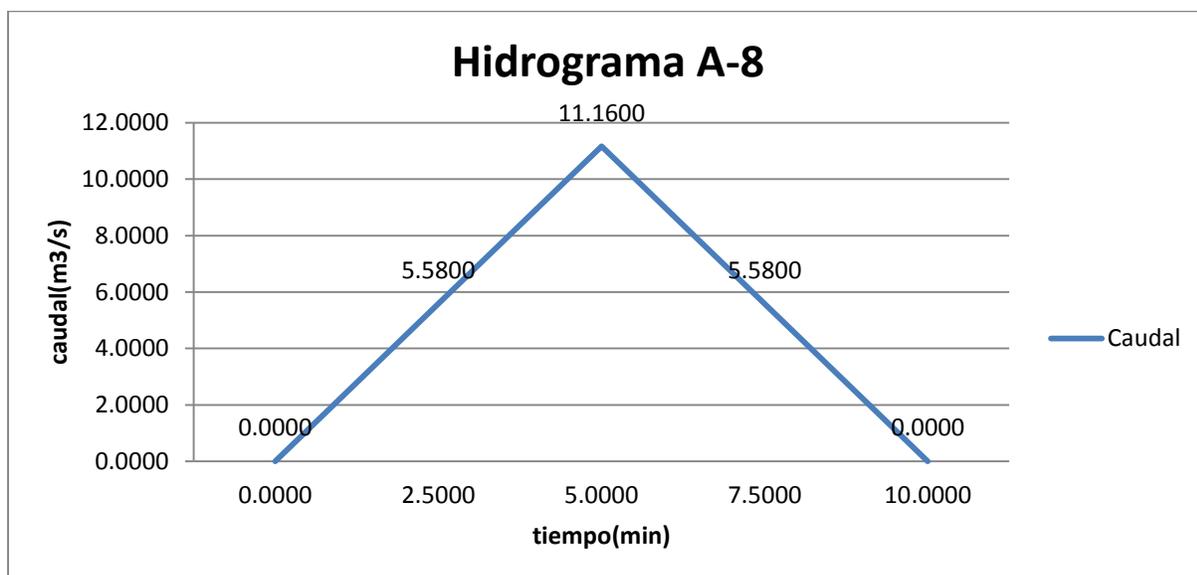


Ilustración 36: Hidrograma sintético de la sub-cuenca 8.

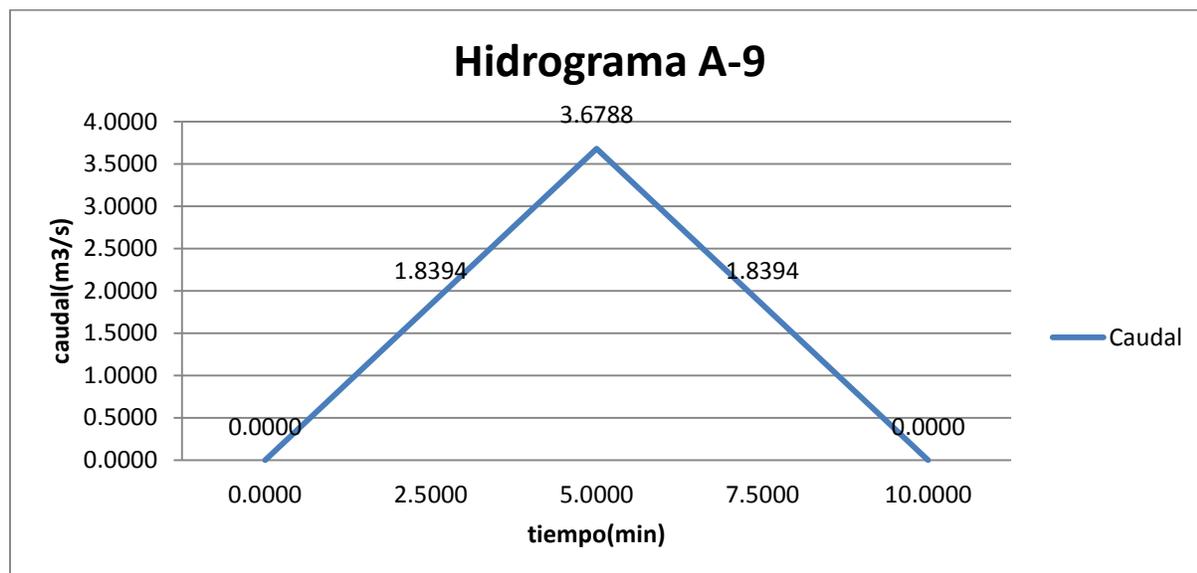


Ilustración 37: Hidrograma sintético de la sub-cuenca 9.

➤ **Cálculo de los parámetros del tránsito**

- Velocidad del tránsito (V_t)

$$V = \frac{L}{t_c} \quad (\text{Ecuación 26})$$

- Longitud de tránsito (L_t)

Distancia entre el punto de control 1 al punto de control 2 sobre el cauce principal de la cuenca.

- Tiempo de retardo (K)

$$K = \frac{L_t}{v_t} \quad (\text{Ecuación 27})$$

- Tiempo de concentración hidrograma a transitar (t)

$$T_c = \frac{\Delta t}{2} \quad (\text{Ecuación 28})$$

Tabla 22: Cálculo de los parámetros de tránsito (tránsito de 1,2 al 4).

SUB CUENCA	V cuenca	V transito	L transito	K	t	tp	X	C0	C1	C2	SUMA
	m/min	m/min	m	min	min	min					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Parámetro de tránsito del punto de control 1 al punto de control 4											
A1	187.1312	187.1312	874	4.6705	10.677	5.3385	0.2	0.2709	0.5625	0.1666	1.0000
Parámetro de tránsito del punto de control 2 al punto de control 4											
A2	193.3932	193.3932	874	4.5193	10.6829	5.3414	0.2	0.2811	0.5686	0.1503	1.0000

Tabla 23: Hidrograma transitado de 1 al 4.

Hidrograma transitado del 1 al 4							
K=	4.6705		t=	5.3385			
C0=	0.2709	C1=	0.5625	C2=	0.1666		
t				antes del trans		momento del trans	
min	C0*I2	C1*I1	C2*O1	I1	O1	I2	O2
0	0.0000	0.0000	0	0	0	0.0000	0
5.3385	4.8040	0.0000	0	0.0000	0.0000	17.7334	4.8040
10.677	9.6079	9.9750	0.800340488	17.7334	4.8040	35.4667	20.3833
16.0155	4.8040	19.9500	3.395854264	35.4667	20.3833	17.7334	28.1498
21.354	0.0000	9.9750	4.689762932	17.7334	28.1498	0.0000	14.6648
26.6925	0.0000	0.0000	2.443151066	0.0000	14.6648	0	2.4432
32.031	0.0000	0.0000	0.407028968	0	2.4432	0	0.4070
37.3695	0.0000	0.0000	0.067811026	0	0.4070	0	0.0678
42.708	0.0000	0.0000	0.011297317	0	0.0678	0	0.0113
48.0465	0.0000	0.0000	0.001882133	0	0.0113	0	0.0019
					0.0019		

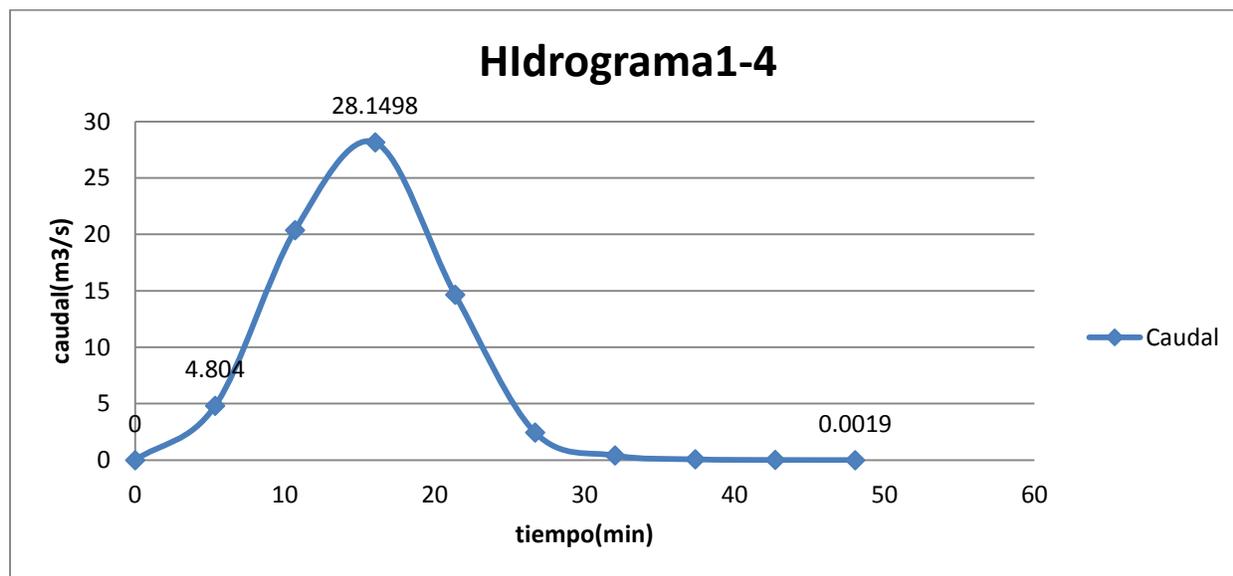


Ilustración 38: Hidrograma transitado de 1 al 4.

Tabla 24: Hidrograma transitado de 2 al 4.

Hidrograma transitado del 2 al 4							
K=	4.5193		t=	5.3414			
C0=	0.2811	C1=	0.5686	C2=	0.1503		
t	antes del trans			momento del trans			
min	C0*I2	C1*I1	C2*O1	I1	O1	I2	O2
0	0.0000	0.0000	0	0	0	0	0
5.3414	7.2786	0.0000	0	0	0.0000	25.8933	7.2786
10.6828	14.5572	14.7229	1.093974576	25.8933	7.2786	51.7867	30.3741
16.0242	7.2786	29.4459	4.565234193	51.7867	30.3741	25.8933	41.2898
21.3656	0.0000	14.7229	6.205850694	25.8933	41.2898	0	20.9288
26.707	0.0000	0.0000	3.145595795	0	20.9288	0	3.1456
32.0484	0.0000	0.0000	0.472783048	0	3.1456	0	0.4728
37.3898	0.0000	0.0000	0.071059292	0	0.4728	0	0.0711
42.7312	0.0000	0.0000	0.010680212	0	0.0711	0	0.0107
48.0726	0.0000	0.0000	0.001605236	0	0.0107	0	0.0016
					0.0016		

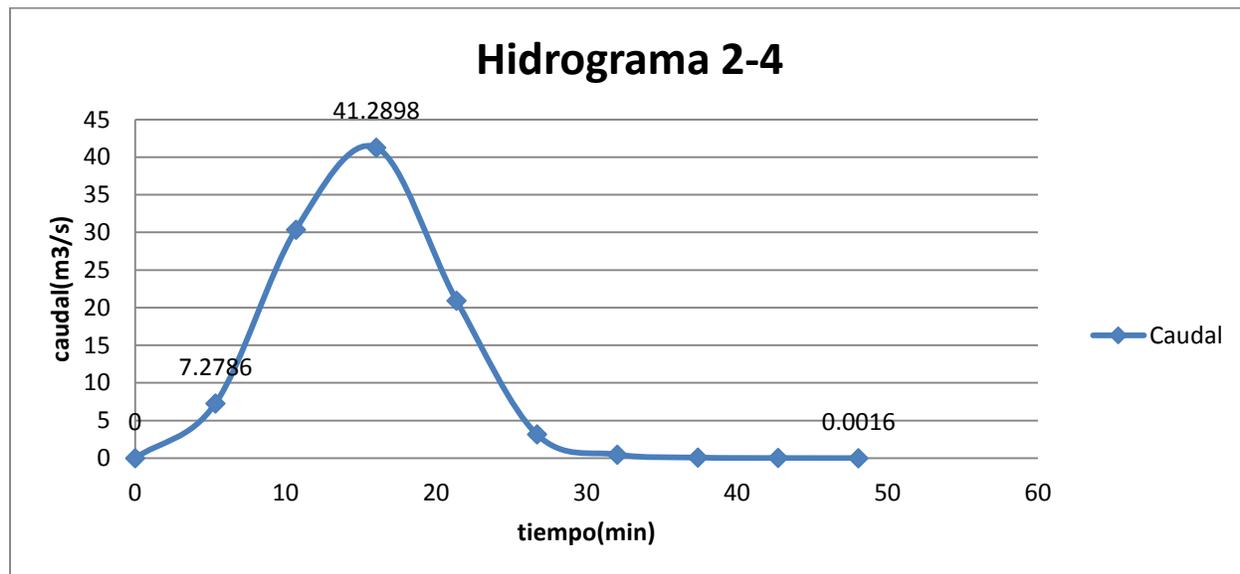


Ilustración 39: Hidrograma transitado de 2 al 4.

Tabla 25: Hidrograma suma en 4.

Hidrograma suma en el punto 4				
t	Hidrograma transitado 1-4	Hidrograma transitado de 2-4	Hidrograma 4	Suma
min	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)
1	2	3	4	5
0	0	0	0	0.00000
4.4871	4.0378	6.1145	5.5456	15.69791
5.3385	4.804	7.2746	6.5978	18.67647
5.3414	4.8125	7.2786	6.6014	18.69247
8.9742	15.4140	22.9863	11.0911	49.49147
10.677	20.3833	30.3490	8.9867	59.71897
10.6828	20.3917	30.3741	8.9795	59.74532
13.4613	24.4330	36.0523	5.5456	66.03083
16.0155	28.14798	41.2720	2.3889	71.80887
16.0242	28.1260	41.2898	2.3781	71.79392
17.9484	23.2662	33.9447	0	57.21083
21.354	14.6648	20.9447	0	35.60950
21.3656	14.6382	20.9288	0	35.56704
26.6925	2.4432	3.1939	0	5.63708
26.707	2.4377	3.1456	0	5.58327
32.031	0.407	0.4815	0	0.88851

32.0484	0.4059	0.4728	0	0.87869
37.3695	0.0678	0.0726	0	0.14043
37.3898	0.0675	0.0711	0	0.13865
42.708	0.0019	0.0110	0	0.01286
42.7312	0.0019	0.0107	0	0.01260

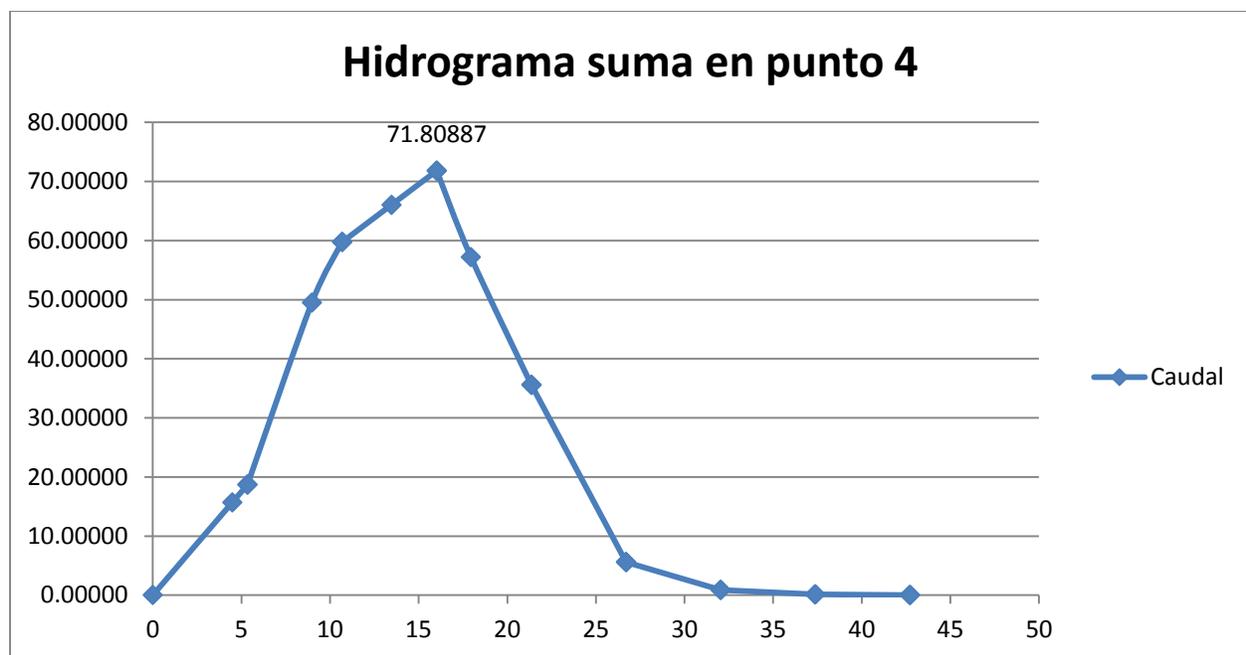


Ilustración 40: Hidrograma suma en 4.

Tabla 26: Cálculo de los parámetros de tránsito (tránsito de 3,4 al 5).

SUB CUENCA	Vcuenca	Vtransito	Ltransito	K	t	tp	X	C0	C1	C2	SUMA
	m/min	m/min	m	min	min	min					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Parámetro de tránsito del punto de control 1 al punto de control 4											
A3	171.8569	171.8569	843	4.9052	15.0474	7.5237	0.2	0.3618	0.6171	0.0211	1.0000
Parámetro de tránsito del punto de control 2 al punto de control 4											
v(1-4)	187.1312										
V(2-4)	193.3932										
A4	97.3903	159.3049	843	5.2917	8.9742	4.4871	0.2	0.1830	0.5098	0.3072	1.0000

Tabla 27: Hidrograma transitado de 3 al 5

Hidrograma transitado del 3 al 5							
K=	4.9052		t=	7.5237			
C0=	0.3618	C1=	0.6171	C2=	0.0211		
t				antes del trans		momento del trans	
min	C0*I2	C1*I1	C2*O1	I1	O1	I2	O2
0	0.0000	0.0000	0.0000	0	0	0	0
7.5237	8.8610	0.0000	0.0000	0	0.0000	24.4914	8.8610
15.0474	17.7219	15.1136	0.1870	24.4914	8.8610	48.9827	33.0226
22.5711	8.8610	30.2272	0.6968	48.9827	33.0226	24.4914	39.7850
30.0948	0.0000	15.1136	0.8395	24.4914	39.7850	0	15.9531
37.6185	0.0000	0.0000	0.3366	0	15.9531	0	0.3366
45.1422	0.0000	0.0000	0.0071	0	0.3366	0	0.0071
52.6659	0.0000	0.0000	0.0001	0	0.0071	0	0.0001
					0.0001		

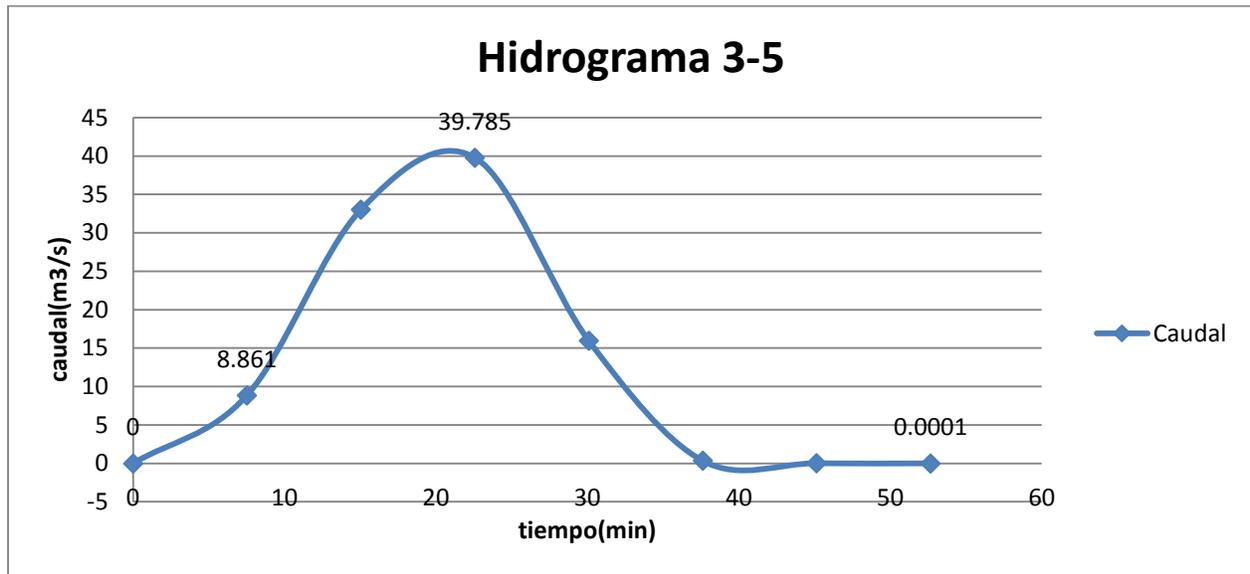


Ilustración 41: Hidrograma transitado de 3 al 5.

Tabla 28: Hidrograma transitado de 4 al 5.

Hidrograma transitado del 4-5							
K=	5.2917		t=	4.4871			
C0=	0.183	C1=	0.5098	C2=	0.3072		
t				antes del trans		momento del trans	
min	C0*I2	C1*I1	C2*O1	I1	O1	I2	O2
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
4.4871	2.8727	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	15.6979	2.8727
8.9742	9.0569	8.0028	0.8825	15.6979	2.8727	49.4915	17.9422
13.4613	12.0836	25.2308	5.5119	49.4915	17.9422	66.0308	42.8263
17.9484	10.4696	33.6625	13.1562	66.0308	42.8263	57.2108	57.2883
22.4355	5.4034	29.1661	17.5990	57.2108	57.2883	29.5266	52.1684
26.9226	0.9869	15.0527	16.0261	29.5266	52.1684	5.3931	32.0657
31.4097	0.3544	2.7494	9.8506	5.3931	32.0657	1.9364	12.9544
35.8968	0.0631	0.9872	3.9796	1.9364	12.9544	0.3447	5.0298
40.3839	0.0124	0.1757	1.5452	0.3447	5.0298	0.0679	1.7333
44.871	0.0000	0.0346	0.5325	0.0679	1.7333	0.0000	0.5671
49.3581	0.0000	0.0000	0.1742	0.0000	0.5671	0.0000	0.1742
53.8452	0.0000	0.0000	0.0535	0.0000	0.1742	0.0000	0.0535
					0.0535		

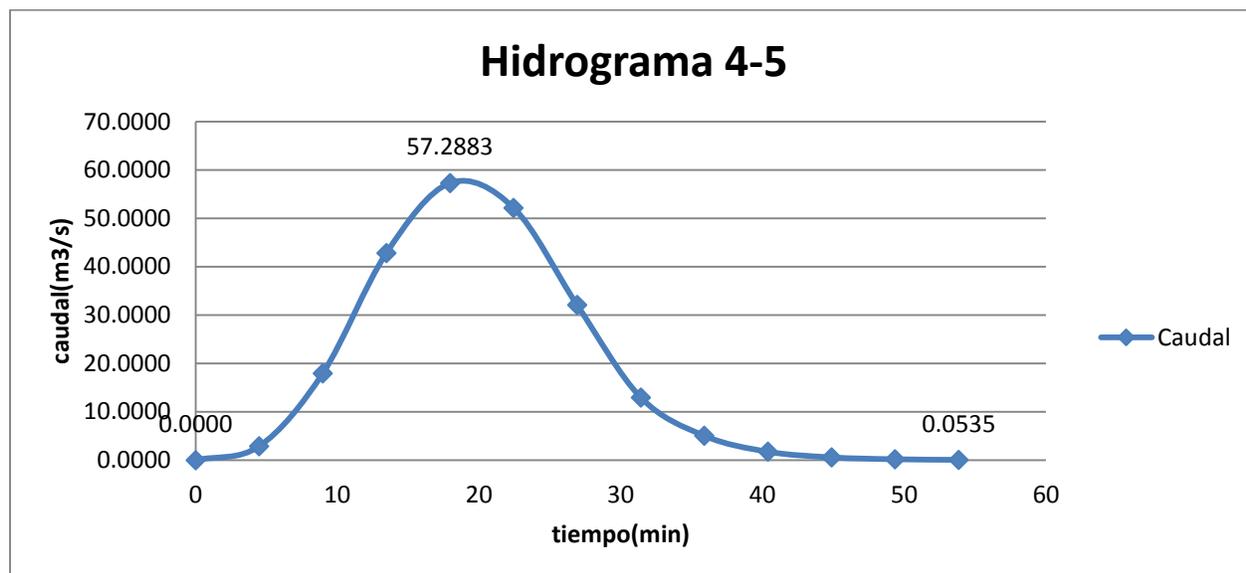


Ilustración 42: Hidrograma transitado de 4 al 5.

Tabla 29: Hidrograma suma en 5.

Hidrograma suma en el punto 5				
t	Hidrograma transitado 3-5	Hidrograma transitado de 4-5	Hidrograma 5	Suma
min	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)
1	2	3	4	5
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
3.8503	4.5347	2.4650	4.5518	11.5515
4.4871	5.2847	2.8727	5.3046	13.4620
7.5237	8.8610	13.0708	7.9515	29.8834
7.7006	9.4291	13.6649	9.1035	32.1975
8.9742	13.5191	17.9422	7.5979	39.0592
11.5509	21.7939	32.2318	4.5518	58.5775
13.4613	27.9290	42.8263	2.2933	73.0486
15.0474	33.0226	47.9383	0.4183	81.3792
15.4012	33.3406	49.0786	0.0000	82.4192
17.9484	35.6301	57.2883	0.0000	92.9184
22.4355	39.6631	52.1684	0.0000	91.8315
22.5711	39.7850	51.5609	0.0000	91.3459
26.9226	26.0013	32.0657	0.0000	58.0670
30.0948	15.9531	18.5548	0.0000	34.5079

31.4097	13.2238	12.9544	0.0000	26.1782
35.8968	3.9102	5.0298	0.0000	8.9400
37.6185	0.3366	3.7649	0.0000	4.1015
40.3839	0.2155	1.7333	0.0000	1.9488
44.8710	0.0190	0.5671	0.0000	0.5861
45.1422	0.0071	0.5328	0.0000	0.5399
49.3581	0.0078	0.0003	0.0000	0.0081

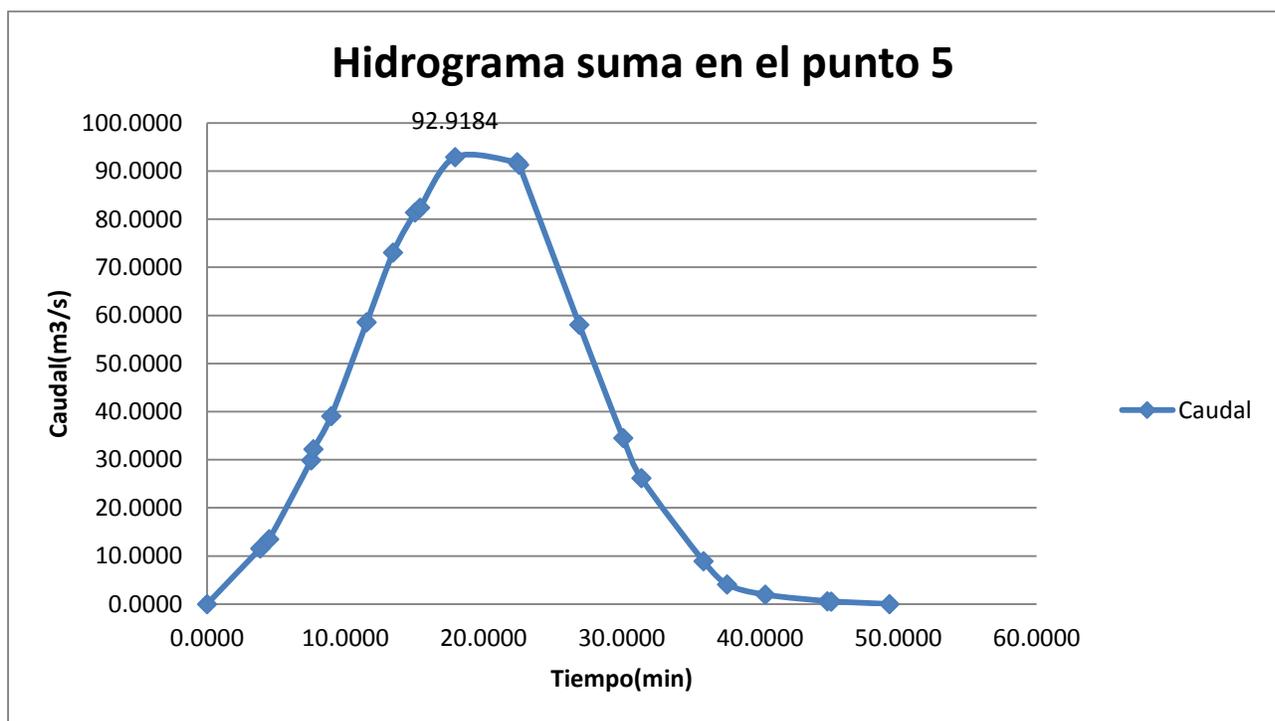


Ilustración 43: Hidrograma suma en 5.

Tabla 30: Cálculo de los parámetros de tránsito (tránsito de 5, 6 al 8).

SUB CUENCA	Vcuenca	Vtransito	Ltransito	K	t	tp	X	C0	C1	C2	SUMA
	m/min	m/min	m	min	min	min					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Parámetro de tránsito del punto de control 1 al punto de control 4											
A5	109.4706	56.023	245	4.3732	7.7007	3.8504	0.2	0.1937	0.5162	0.2901	1.0000
Parámetro de tránsito del punto de control 2 al punto de control 4											
V(4-5)	159.3049										
A6	206.9625	183.1337	245	1.3378	8.5716	4.2858	0.2	0.5836	0.7502	- 0.3338	1.0000

Tabla 31: Hidrograma transitado de 5 al 8.

Hidrograma transitado del 5 al 8							
K=	4.3732		t=	3.8504			
C0=	0.1937	C1=	0.5162	C2=	0.2901		
T				antes del trans		momento del trans	
Min	C0*I2	C1*I1	C2*O1	I1	O1	I2	O2
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
3.8504	2.2375	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	11.5515	2.2375
7.7007	6.2367	5.9629	0.6491	11.5515	2.2375	32.1975	12.8486
11.5511	11.3465	16.6203	3.7274	32.1975	12.8486	58.5775	31.6942
15.4014	15.9646	30.2377	9.1945	58.5775	31.6942	82.4192	55.3968
19.2518	17.9098	42.5448	16.0706	82.4192	55.3968	92.4616	76.5252
23.1021	16.9071	47.7287	22.2000	92.4616	76.5252	87.2850	86.8357
26.9525	11.2046	45.0565	25.1911	87.2850	86.8357	57.8449	81.4521
30.8028	5.8154	29.8595	23.6293	57.8449	81.4521	30.0228	59.3042
34.6532	2.6571	15.4978	17.2042	30.0228	59.3042	13.7176	35.3590
38.5035	0.6610	7.0810	10.2577	13.7176	35.3590	3.4126	17.9997
42.3539	0.2616	1.7616	5.2217	3.4126	17.9997	1.3505	7.2449
46.2042	0.0786	0.6971	2.1017	1.3505	7.2449	0.4059	3.0605
50.0546	0.0000	0.6971	0.8878	1.3505	3.0605	0.0000	1.8466
53.9049	0.0000	0.6971	0.5357	1.3505	1.8466	0.0000	1.2328
					1.2328		

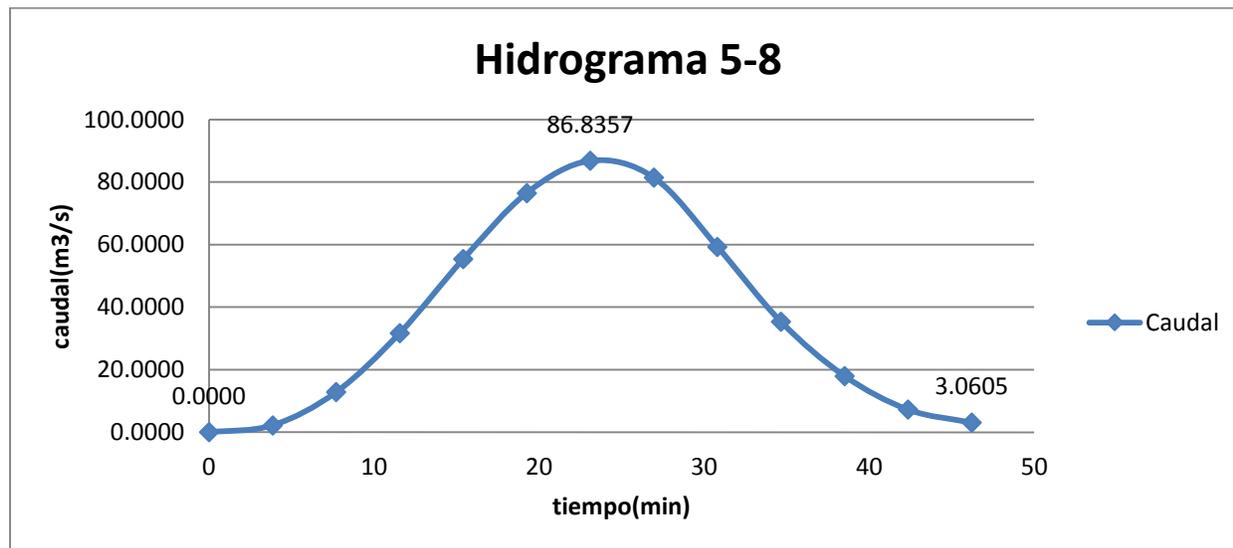


Ilustración 44: Hidrograma transitado de 5 al 8. Fuente.

Tabla 32: Hidrograma transitado de 6 al 8.

Hidrograma transitado del 6 al 8							
K=	1.3378		t=	4.2858			
C0=	0.5835	C1=	0.7502	C2=	-0.3338		
t				antes del trans		momento del trans	
min	C0*I2	C1*I1	C2*O1	I1	O1	I2	O2
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0	0.0000
4.2858	11.0954	0.0000	0.0000	0	0.0000	19.0152	11.0954
8.5716	22.1907	14.2652	-3.7036	19.0152	11.0954	38.0304	32.7523
12.8574	11.0954	28.5304	-10.9327	38.0304	32.7523	19.0152	28.6931
17.1432	0.0000	14.2652	-9.5777	19.0152	28.6931	0	4.6875
21.4290	0.0000	0.0000	-1.5647	0	4.6875	0.0000	-1.5647
25.7148	0.0000	0.0000	0.5223	0.0000	-1.5647	0.0000	0.5223
30.0006	0.0000	0.0000	-0.1743	0.0000	0.5223	0.0000	-0.1743
34.2864	0.0000	0.0000	0.0582	0.0000	-0.1743	0.0000	0.0582
38.5722	0.0000	0.0000	-0.0194	0.0000	0.0582	0.0000	-0.0194
42.858	0.0000	0.0000	0.0065	0.0000	-0.0194	0.0000	0.0065
47.1438	0.0000	0.0000	-0.0022	0.0000	0.0065	0.0000	-0.0022
					-0.0022		

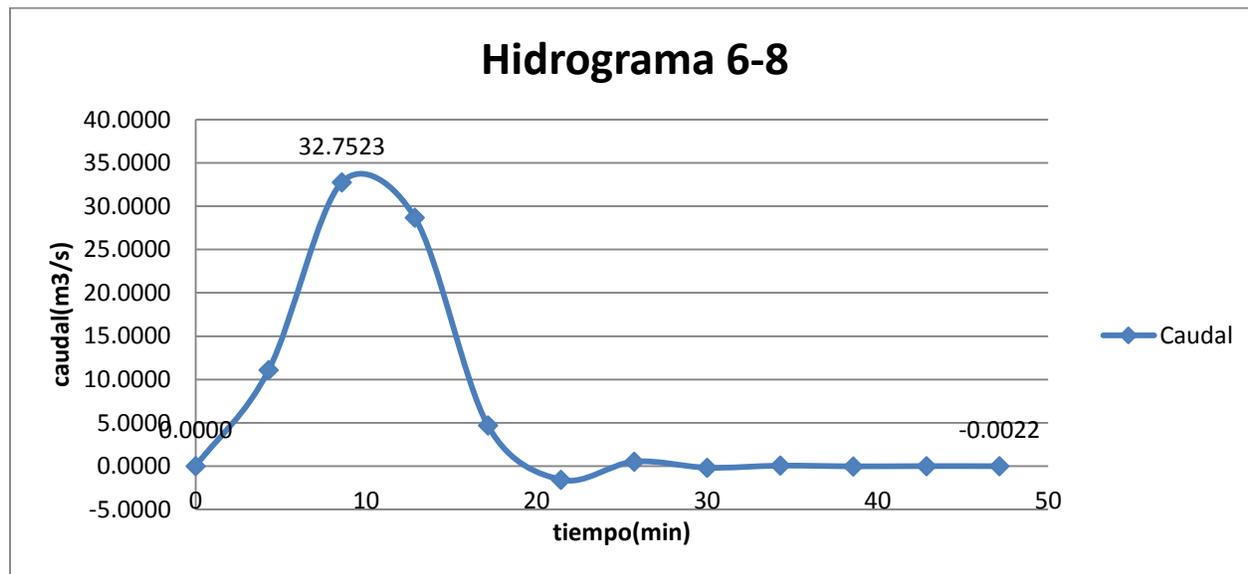


Ilustración 45: Hidrograma transitado de 6 al 8.

Tabla 33: Hidrograma suma en 8.

Hidrograma suma en el punto 8				
t	Hidrograma transitado 5-8	Hidrograma transitado de6-8	Hidrograma 8	Suma
min	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)
1	2	3	4	5
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2.5	1.4528	6.4722	5.5800	13.5050
3.8504	2.2375	9.9681	8.5940	20.7996
4.2858	3.4375	11.0954	9.5659	24.0989
5	5.4058	14.0279	11.1600	30.5937
7.5	12.2955	24.2931	5.5800	42.1686
7.7007	12.8486	25.1171	5.1320	43.0978
8.5716	17.1112	28.6931	3.1882	48.9925
10	24.1026	28.6931	0.0000	52.7957
11.5511	31.6942	28.6931	0.0000	60.3873
12.8574	39.7360	28.6931	0.0000	68.4291
15.4014	55.3968	14.4433	0.0000	69.8401
17.1432	64.9547	4.6869	0.0000	69.6416
19.2518	76.5252	1.6112	0.0000	78.1364

21.4290	82.3555	-1.5647	0.0000	80.7908
23.1021	86.8357	-0.7500	0.0000	86.0857
25.7148	83.1826	0.5223	0.0000	83.7049
26.9525	81.4521	0.3211	0.0000	81.7732
30.0006	63.9186	-0.1743	0.0000	63.7443
30.8028	59.3042	-0.1308	0.0000	59.1734
34.2864	37.6398	0.0582	0.0000	37.6980
34.6532	35.359	0.0516	0.0000	35.4106
38.5035	17.9997	-0.0182	0.0000	17.9815
38.5722	17.8078	-0.0194	0.0000	17.7884
42.3539	7.2449	0.0000	0.0000	7.2449
42.858	6.6628	0.0065	0.0000	6.6693
46.2042	2.7989	0.0000	0.0000	2.7989
47.1438	2.5665	0.0000	0.0000	3.0605
50.0546	1.8466	0.0000	0.0000	1.8466
53.9049	1.2328	0.0000	0.0000	1.2328

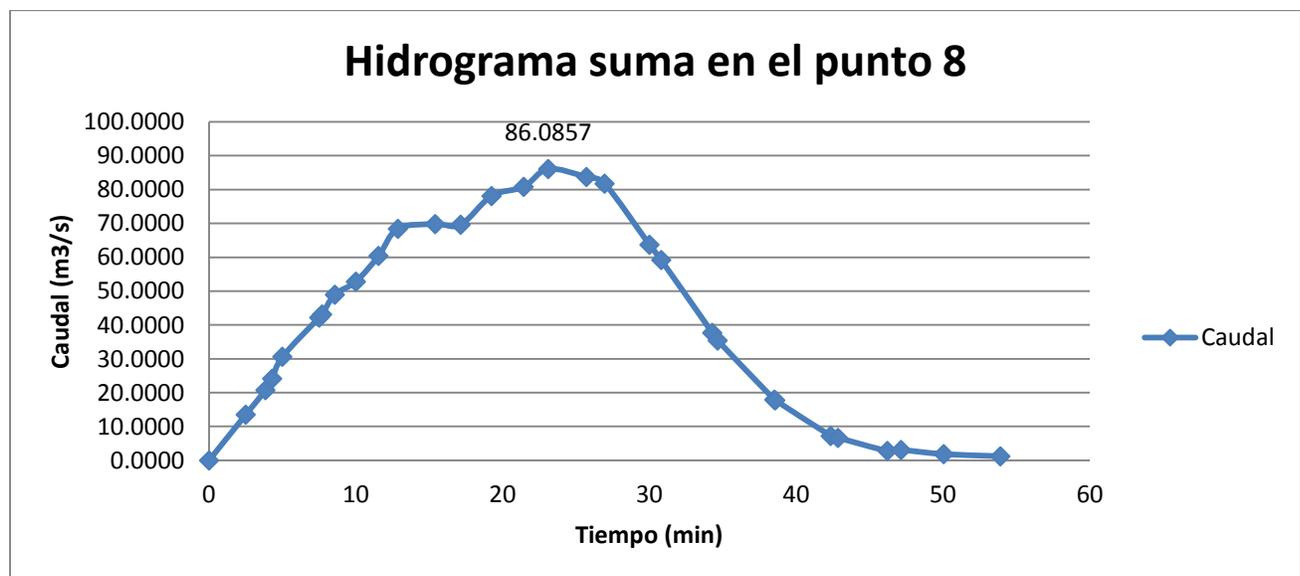


Ilustración 46: Hidrograma suma en 8.

Tabla 34: Calculo de los parámetros de tránsito (tránsito de 7, 8 al 9).

SUB CUENCA	Vcuenca	Vtransito	Ltransito	K	t	tp	X	C0	C1	C2	SUMA
	m/min	m/min	m	min	min	min					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Parámetro de transito del punto de control 1 al punto de control 4											
A7	56.0230	56.023	161	2.8738	5.2197	2.6099	0.2	0.2026	0.5216	0.2758	1.0000
Parámetro de transito del punto de control 2 al punto de control 4											
V(5-6)	93.9438										
A8	49.0000	71.4719	161	2.2526	5	2.5	0.2	0.2619	0.5572	0.1809	1.0000

Tabla 35: Hidrograma transitado de 7 al 9.

Hidrograma transitado del 7 al 9							
K=	2.8738		t=	2.6099			
C0=	0.2026	C1=	0.5216	C2=	0.2758		
T				antes del trans		momento del trans	
Min	C0*12	C1*11	C2*01	I1	O1	I2	O2
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0	0.0000
2.8738	0.8148	0.0000	0.0000	0	0.0000	4.0217	0.8148
5.7476	1.6296	2.0977	0.2247	4.0217	0.8148	8.0434	3.9520
8.6214	0.8148	4.1954	1.0900	8.0434	3.9520	4.0217	6.1002
11.4952	0.0000	2.0977	1.6824	4.0217	6.1002	0	3.7802
14.3690	0.0000	0.0000	1.0426	0	3.7802	0.0000	1.0426
17.2428	0.0000	0.0000	0.2875	0.0000	1.0426	0.0000	0.2875
20.1166	0.0000	0.0000	0.0793	0.0000	0.2875	0.0000	0.0793
22.9904	0.0000	0.0000	0.0219	0.0000	0.0793	0.0000	0.0219
25.8642	0.0000	0.0000	0.0060	0.0000	0.0219	0.0000	0.0060
28.738	0.0000	0.0000	0.0017	0.0000	0.0060	0.0000	0.0017
					0.0017		

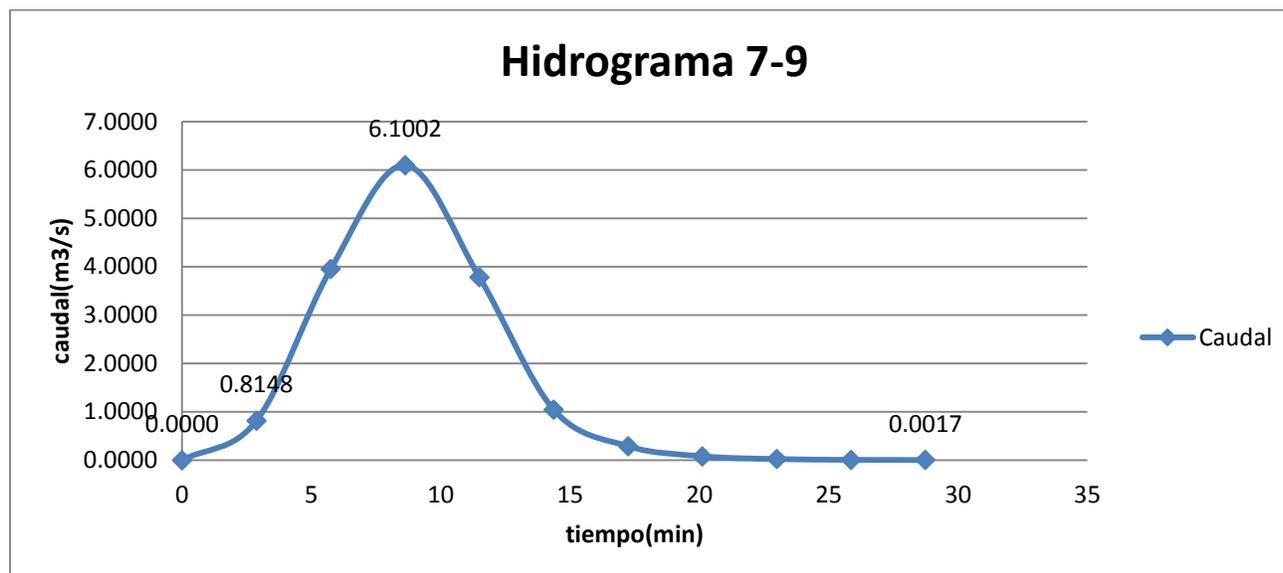


Ilustración 47: Hidrograma transitado de 7 al 9.

Tabla 36: Hidrograma transitado de 8 al 9.

Hidrograma transitado del 8 al 9							
K=	2.2526		t=	2.5			
C0=	0.2619	C1=	0.5572	C2=	0.1809		
t				antes del trans		momento del trans	
min	C0*I2	C1*I1	C2*O1	I1	O1	I2	O2
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0	0.0000
2.5000	3.5370	0.0000	0.0000	0	0.0000	13.505	3.5370
5	8.0125	7.5250	0.6398	13.505	3.5370	30.5937	16.1773
7.5000	11.0440	17.0468	2.9265	30.5937	16.1773	42.1686	31.0172
10	13.8272	23.4963	5.6110	42.1686	31.0172	52.7957	42.9346
12.5000	17.3453	29.4178	7.7669	52.7957	42.9346	66.2289	54.5300
15	18.2330	36.9027	9.8645	66.2289	54.5300	69.6181	65.0002
17.5000	16.5054	38.7912	11.7585	69.6181	65.0002	63.0217	67.0551
20	20.7028	35.1157	12.1303	63.0217	67.0551	79.0486	67.9488
22.5000	22.0495	44.0459	12.2919	79.0486	67.9488	84.1904	78.3873
25	22.0910	46.9109	14.1803	84.1904	78.3873	84.3489	83.1821
27.5000	19.3003	46.9992	15.0476	84.3489	83.1821	73.6933	81.3471

30	16.6733	41.0619	14.7157	73.6933	81.3471	63.6627	72.4509
32.5000	13.0275	35.4729	13.1064	63.6627	72.4509	49.7422	61.6067
35	9.5797	27.7164	11.1447	49.7422	61.6067	36.5778	48.4407
37.5000	6.5209	20.3812	8.7629	36.5778	48.4407	24.8983	35.6649
40	4.0315	13.8733	6.4518	24.8983	35.6649	15.3931	24.3566
42.5000	1.7907	8.5770	4.4061	15.3931	24.3566	6.8375	14.7739
45	1.0978	3.8099	2.6726	6.8375	14.7739	4.1917	7.5803
47.5000	0.7930	2.3356	1.3713	4.1917	7.5803	3.0277	4.4998
50	0.3611	1.6870	0.8140	3.0277	4.4998	1.3788	2.8622
				1.3788	2.8622		

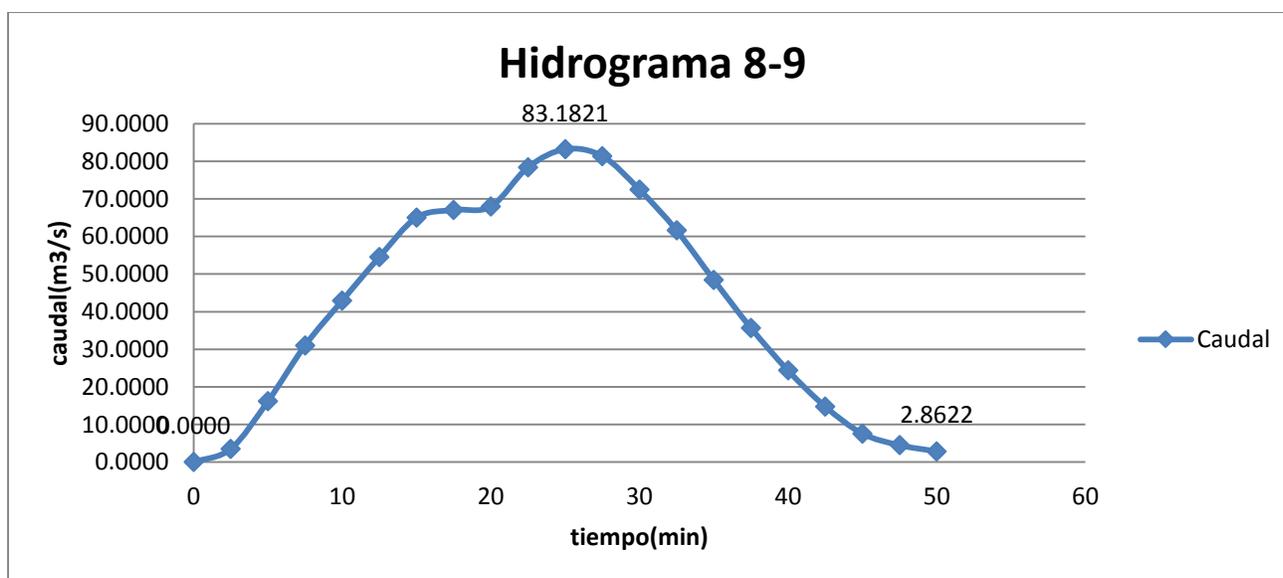


Ilustración 48: Hidrograma transitado de 8 al 9.

Tabla 37: Hidrograma suma en 9.

Hidrograma suma en el punto 9				
t	Hidrograma transitado 7-9	Hidrograma transitado de 8-9	Hidrograma 9	Suma
min	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)
1	2	3	4	5
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2.5000	0.7088	3.5370	1.8394	6.0852
2.8738	0.8148	5.4270	2.1144	8.3562
5	3.1359	16.1773	3.6788	22.9920
5.7476	3.9520	20.6150	3.1287	27.6958
7.5000	5.2619	31.0172	1.8394	38.1185
8.6214	6.1002	36.3608	1.0143	43.4753
10	4.9873	42.9300	0.0000	47.9173
11.4952	3.7802	49.8677	0.0000	53.6479
12.5000	2.8230	54.5300	0.0000	57.3530
14.3690	1.0426	62.3575	0.0000	63.4001
15	0.8768	65.0002	0.0000	65.8770
17.2428	0.2875	66.8437	0.0000	67.1312
17.5000	0.2689	67.0551	0.0000	67.3240
20	0.0877	67.9488	0.0000	68.0365
20.1166	0.0793	68.4357	0.0000	68.5150
22.5000	0.0317	78.3873	0.0000	78.4190
22.9904	0.0219	79.3278	0.0000	79.3497
25	0.0108	83.1821	0.0000	83.1929
25.8642	0.0060	82.5478	0.0000	82.5538
27.5000	0.0036	81.3471	0.0000	81.3507
28.738	0.0017	76.9417	0.0000	76.9434
30	0.0000	72.4509	0.0000	72.4509
32.5000	0.0000	61.6067	0.0000	61.6067
35	0.0000	48.4407	0.0000	48.4407
37.5000	0.0000	35.6649	0.0000	35.6649
40	0.0000	24.3566	0.0000	24.3566
42.5000	0.0000	14.7739	0.0000	14.7739
45	0.0000	7.5803	0.0000	7.5803
47.5000	0.0000	4.4998	0.0000	4.4998
50	0.0000	2.8622	0.0000	2.8622

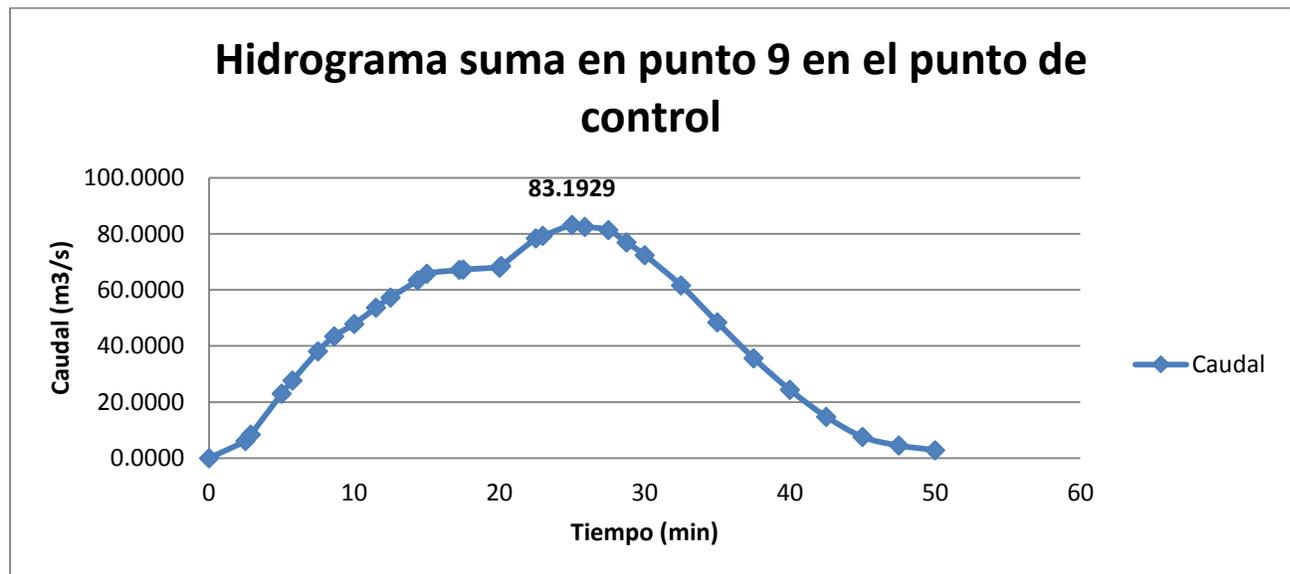


Ilustración 49: Hidrograma suma en 9.

Por tanto el caudal en el punto donde se pretende realizar la construcción del puentes corresponde a 83.20 m³/s y un tiempo de concentración de 25 min y según las curvas intensidad-duración-frecuencia la intensidad para dicho tiempo de concentración (T_c) es de 52mm/h.

5.4 Estudio de Impacto Ambiental

Cristian Rojas define evaluación como “un conjunto de técnicas que buscan como propósito fundamental un manejo de los asuntos humanos de forma que sea posible un sistema de vida en armonía con la naturaleza”²⁵.

La evaluación del impacto ambiental, en el contexto actual, se entiende como un proceso de análisis que anticipa los futuros impactos ambientales negativos y positivos de acciones humanas, permitiendo seleccionar la alternativa que cumpliendo con los objetivos propuestos maximice los beneficios y disminuyan los impactos no deseados.

²⁵Rojas, C. (s.f.). Evaluación de Impacto Ambiental. Recuperado el 04 de enero de 2010, de <http://www.monografias.com/trabajos13/impac/impac.shtml>.

5.4.1 Identificación y Evaluación del paisaje

La Evaluación de Impacto Ambiental es la identificación de un estudio técnico de los efectos de una acción propuesta en el medio ambiente y los recursos naturales, para buscar medidas preventivas que permitan el desarrollo con el menor daño o deterioro ambiental el cual deberá incluir una comparación entre las diversas alternativas posibles para alcanzar el objetivo deseado²⁶.

El objetivo de la evaluación es determinar la envergadura de los impactos potenciales con el propósito de definir las medidas de mitigación adecuadas, que eviten, reduzcan, controlen o compensen estos impactos, así como para determinar el nivel de estas medidas.

Al inicio del trabajo monográfico se realizó una visita al proyecto para hacer un reconocimiento de la situación donde se proyectara la obra propuesta para mejorar las vías de interés entre comunidades, y tener en cuenta el daño que puede sufrir el medio ambiente con la ejecución de la obra una vez aprobada por la alcaldía.

5.4.2 Especificaciones Técnicas Ambientales Generales

La reparación, reemplazo, ampliación y construcción de cualquier infraestructura puede producir efectos adversos sobre el medio ambiente si no se toman en consideración las medidas de mitigación necesarias. Los impactos ambientales comúnmente asociados a los proyectos son la contaminación del aire por generación de polvo, contaminación de cuerpos de agua por arrastre de sedimentos y mala disposición de excretas del personal y producción de desechos sólidos de construcción y en nuestro caso el ruido por el uso de maquinaria y equipo de construcción.

Estos efectos son generalmente de carácter temporal con un área de influencia puntual o local de intensidad variable, mitigables y prevenibles con la ampliación de normas y medidas sencillas.

²⁶ Comisión nacional del medio ambiente de la presidencia de la república de Guatemala. Instructivo de procedimiento para las evaluaciones de impacto ambiental. Capítulo 2. www.ccad.ws/documentos/legislacion/GT/A-15-10.pdf

5.4.3 Características del Área del Proyecto

- a) No existen establecimientos industriales, talleres u otros que puedan afectar el proyecto.
- b) No existen problemas de humo, malos olores o ruidos que puedan afectar la actividad de salud del personal.
- c) El tipo de cobertura vegetal en el terreno es mínimo con áreas pobladas por las diferentes comunidades.

5.4.4 Efectos que genera el proyecto al Medio Ambiente

Un efecto importante es la producción del polvo provocado por los trabajos preliminares y el movimiento de tierra, ya que afecta a las personas aledañas al proyecto provocando enfermedades respiratorias, se mitigara con el riego de tal forma que en la época de construcción el polvo se mantenga controlado. También se procura no afectar más áreas de lo que se estime necesario.

En segunda estancia está el factor de ruido provocado durante el día por el uso de maquinaria, equipos livianos, así como de vibradores manuales o compactadoras que temporalmente producirán ruido, esto no será todo el día, ni por mucho tiempo, pero se recomendará los correspondientes silenciadores y el manejo calibrado y buen estado mecánico de los equipos de tal manera que se produzca la menor emisión de ruido posible.

Como tercer efecto se tiene la disposición de materiales y residuos sólidos, ya que los materiales removidos, así como los escombros, sobrante de materiales, empaques de cemento, plástico, madera, lata de pintura, varilla de hierro, solventes de pinturas, etc, estos se trasladarán a un sitio donde no afecten a terceros. Por ningún motivo se permitirá botar los residuos en ríos o quebradas, calzadas, canales de agua pluviales o cauces, o cualquier otro sitio donde puedan ser causa de contaminación o deterioro del paisaje.

Seguido tenemos los residuos líquidos como grasas, aceites y pintura con base de aceite se le deberá dar una disposición final de acuerdo a las siguientes recomendaciones, las grasas y aceites se deben almacenar en recipientes apropiados y podrán quemarse utilizándolos como combustible. Esto produce emisiones de

partículas como óxidos de azufre e hidrocarburo en forma temporal, pero es preferible que enterrarla porque puede contaminar los acuíferos y fuente de agua potable.

Para concluir tenemos el efecto de la tala de árboles, solo si es requerida para la construcción del proyecto se derribará el árbol y el hueco será rellenado. El contratista deberá contar con el permiso de MARENA, y de acuerdo al reglamento establece que cada año que tenga el árbol derribado se deberá sembrar 3 árboles hasta un máximo.

Impactos ambientales que genera el proyecto

Tabla 38: Impactos ambientales.

Acciones impactantes	Efectos	Factor ambiental
Trabajos preliminares	Producción de polvo	Calidad del aire
	Producción de ruidos	Ruido
	Producción de desechos orgánicos e inorgánicos	Calidad y cantidad de aguas superficiales
	Producción de excretas humanas	suelos
Trabajos de movimientos de tierra	Producción de polvo	Calidad de aire
	Producción de ruido	Calidad de ruido
	Riesgo de erosión	Calidad de suelo
	Riesgo de inestabilidad de taludes	
	Alteración de geomorfología	
	Riesgo de inundación o alteración régimen hidrológico	Cantidad y calidad de las aguas superficiales y de las aguas subterráneas
	Riesgo de contaminación grasa y combustible	Cantidad y calidad de las aguas subterráneas
	Posible aumento de arrastres de sedimentos	Calidad y cantidad de las aguas superficiales
		Calidad de suelo
Intrusión visual en el	Medio construido	

	paisaje	
Obras de construcción	Cambio a la forma de esorrentía	Calidad y cantidad de las aguas superficiales
	Producción de polvo	Calidad de vida
	Producción de ruido	
	Riesgo de erosión	Calidad de suelo
Funcionamiento de obras de drenaje	Riesgo de inundaciones	Población
	Deterioro de la obra ante una eventual falta de mantenimiento	Medio constructivo

Medida de mitigación de los impactos ambientales

Tabla 39: Medida de mitigación.

Acciones impactantes	Efectos	Medidas de mitigación
Trabajos preliminares	Producción de polvo	Humedecimiento de la tierra
	Producción de ruidos	Colocación de barreras
	Producción de desechos orgánicos e inorgánicos	Selección del sitio receptor de los desechos, recolección, transporte y disposición de los desechos.
	Producción de excretas humanas	Alquilar letrina para los trabajadores
Trabajos de movimientos de tierra	Producción de polvo	Humedecimiento de la tierra
	Producción de ruido	Colocación de barreras
	Riesgo de erosión	Recubrir el suelo con tierra vegetal y plantas de cobertura al concluir los trabajos.
	Riesgo de inestabilidad de taludes	Realizar el corte de talud con el ángulo de reposo adecuado
	Alteración de geomorfología	Disponer en el sitio la corteza vegetal

	Riesgo de inundación o alteración régimen hidrológico	Nivelar el terreno Restituir capa vegetal
	Riesgo de contaminación grasa y combustible	Selección de sitios para mantenimiento de la maquinaria y recolectar residuos grasas y combustibles.
	Riesgo de daño a la infraestructura pública o privada	Realización de sondeos para localizar red de cables, tuberías, etc. Reparación de daños causados a la propiedad pública o privada
	Posible arrastre de sedimentos	Mantener adecuada compactación y protección contra el arrastre de sedimentos
	Intrusión visual en el paisaje	Cercado provisional del sitio.
Obras de construcción	Cambio a la forma de escorrentía	Realizar un adecuado drenaje del sitio durante la ejecución de los trabajos.
	Producción de polvo	Humedecimiento de la tierra
	Producción de ruido	Colocación de barreras
	Riesgo de erosión	Recubrir el suelo con tierra vegetal y planta de cobertura al concluir los trabajos
Funcionamiento de obras de drenaje	Riesgo de inundaciones	Construcción de obra según diseño
	Deterioro de la obra ante una eventual falta de mantenimiento	Mantenimiento sistemático y labor de apoyo comunitario.

6. DISEÑO HIDRAULICO

6.1 Trabajo de Gabinete

A partir del caudal de diseño mediante el estudio hidrológico ($Q_d=83.1929 \text{ m}^3/\text{s}$), y de la sección natural real del cauce determinada por los estudios topográficos, se determinó por el programa Hec-ras las variables hidráulicas, y el tirante normal y el tirante crítico que puede producirse en el cauce durante una avenida.

6.2 Resultados obtenidos con el programa HEC-RAS

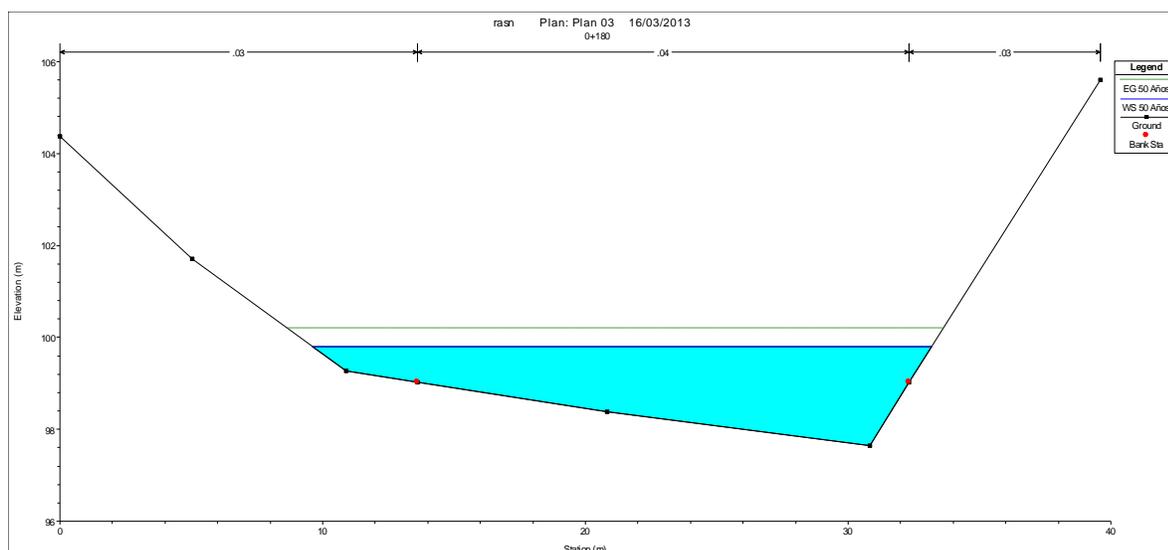


Ilustración 50: Sección aguas arriba.

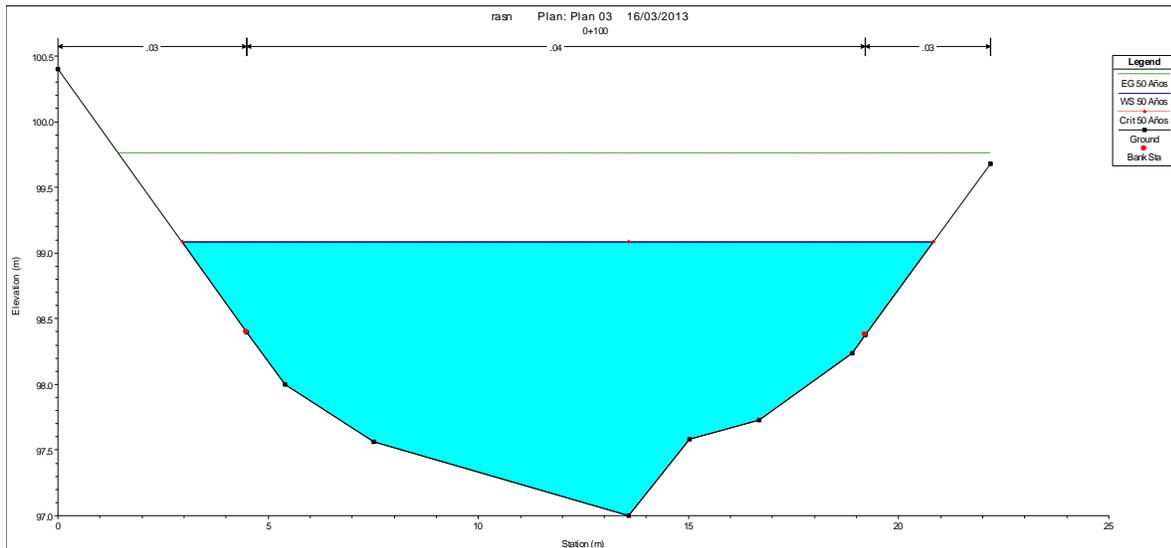


Ilustración 51: Sección del puente.

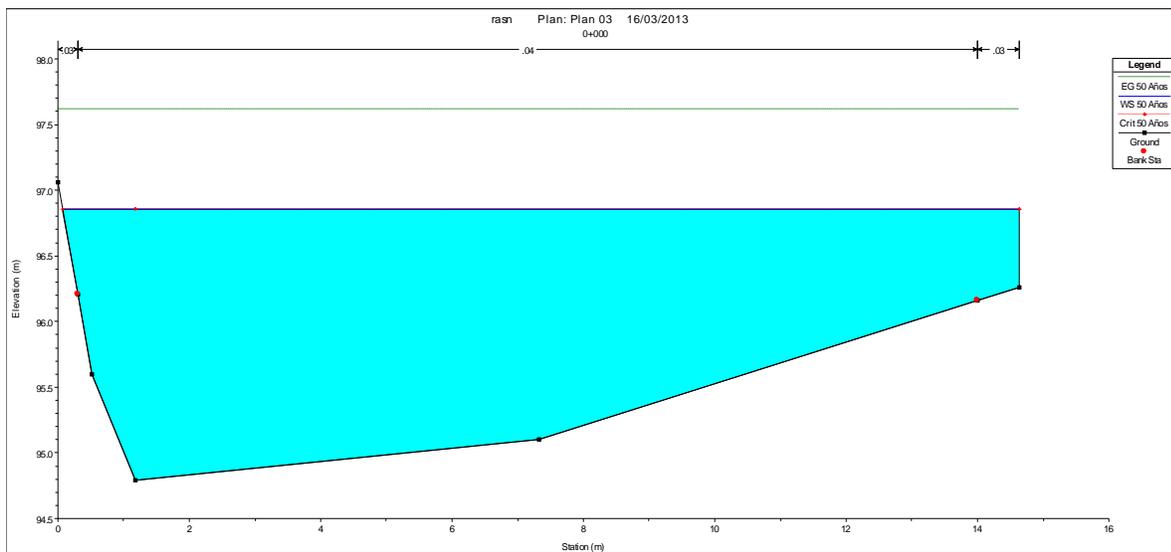


Ilustración 52: Sección aguas abajo.

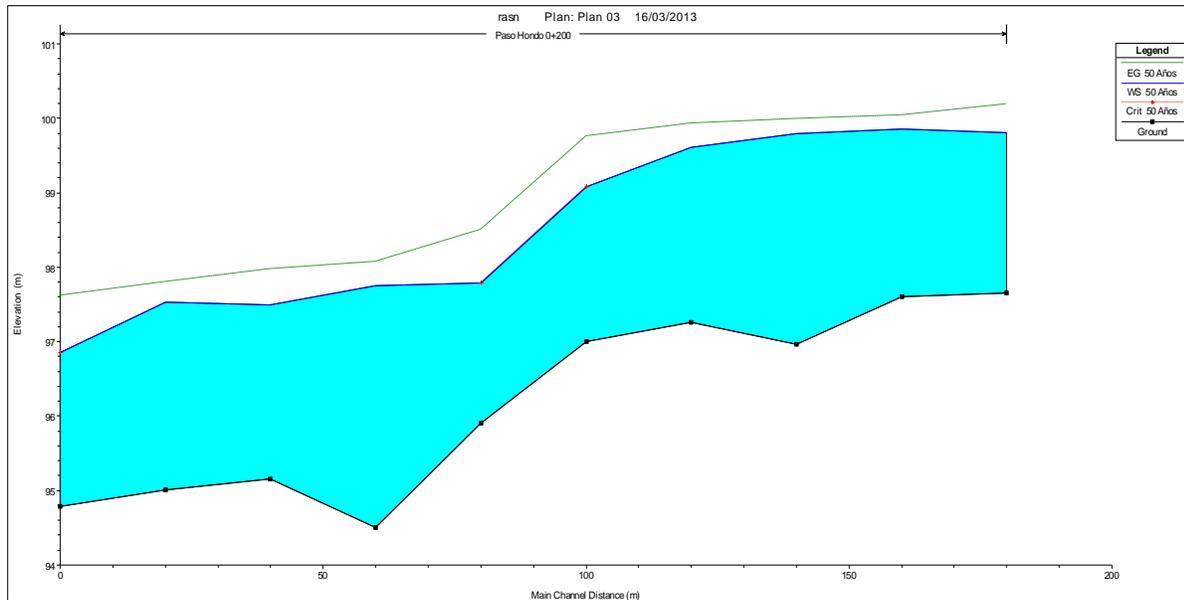


Ilustración 53: Perfil hidráulico.

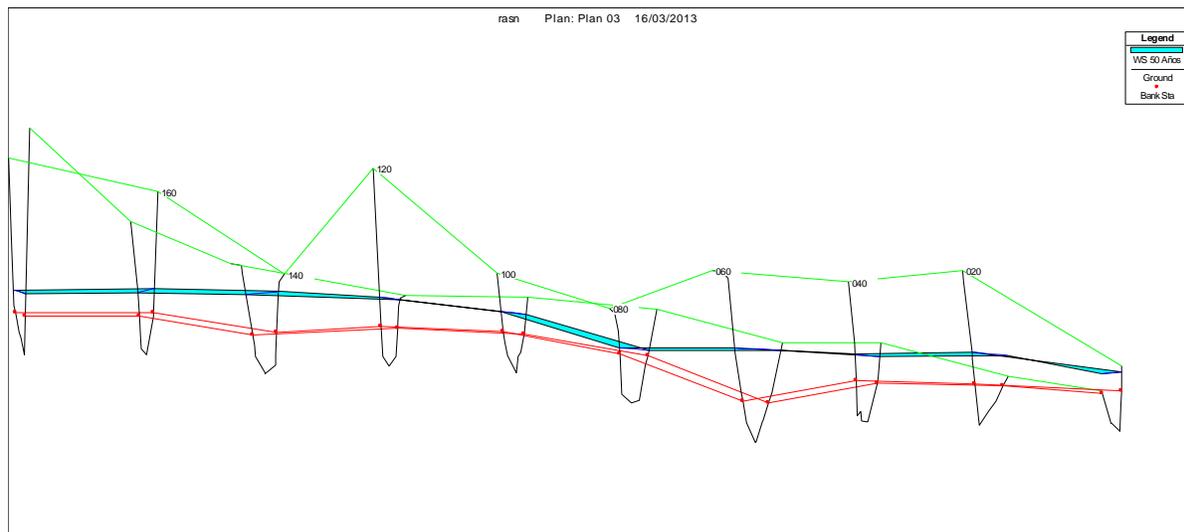


Ilustración 54: Perfil Isométrico del cauce.

Tabla 40: Cálculo de las variables hidráulicas

Est.	Q Total	Elevación del canal principal	Elevación de la superficie del agua	Elevación de la profundidad crítica	Elevación del gradiente de energía	Pendiente del gradiente de energía	Velocidad de flujo	Área de flujo	Ancho hidráulico	Froude
	(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
180	83.2	97.65	99.8		100.19	0.007692	2.81	30.49	23.59	0.73
160	83.2	97.6	99.85		100.04	0.002896	1.95	43.55	27.89	0.47
140	83.2	96.97	99.8		100	0.002057	2.01	43.15	21.18	0.41
120	83.2	97.26	99.61		99.93	0.004015	2.5	33.88	18.46	0.56
100	83.2	97	99.08	99.08	99.76	0.01299	3.68	23.19	17.86	0.96
80	83.2	95.91	97.79	97.79	98.5	0.014779	3.73	22.35	16.17	0.99
60	83.2	94.51	97.76		98.08	0.003213	2.63	34.25	17.9	0.52
40	83.2	95.16	97.49		97.97	0.007027	3.09	27.6	16.27	0.71
20	83.2	95.01	97.53		97.8	0.004043	2.35	36.6	22.64	0.55
0	83.2	94.79	96.86	96.86	97.61	0.014602	3.88	21.72	14.57	0.99

A través del programa se observó que el tirante crítico para el caudal de diseño es de 2.08m y la velocidad en esa sección es de 3.68 m/s.

6.3 Estudios de socavación

Tenemos en la parte derecha del estribo:

$$\alpha = 48^\circ$$

$$P_\alpha = 0.90$$

Q_1 = caudal que teóricamente pasara por el estribo (83.20 m³/s)

Q = caudal total que escurre por el rio (método racional $Q=183.54$ m³/s)

$$Q_1/Q = 0.45$$

$$P_q = 3.52$$

Talud de 2.00m el $P_R=0.61$

$H_\phi=1.65$

La socavación local del estribo será:

$$S = P_\alpha \times P_q \times P_R \times H_\phi$$

$$S = 0.90 \times 3.52 \times 0.61 \times 1.65 = \mathbf{3.20\ mts.}$$

Tenemos en la parte izquierda del estribo:

$\alpha=52^\circ$

$P_\alpha=0.92$

Q_1 = caudal que teóricamente pasara por el estribo (83.20 m³/s)

Q = caudal total que escurre por el rio (método racional $Q=183.54\ m^3/s$)

$Q_1/Q=0.45$

$P_q=3.52$

Talud de 1.80 m el $P_R=0.71$

$H_\phi=1.45$

La socavación local del estribo será:

$$S = P_\alpha \times P_q \times P_R \times H_\phi$$

$$S = 0.92 \times 3.52 \times 0.71 \times 1.45 = \mathbf{3.33\ mts.}$$

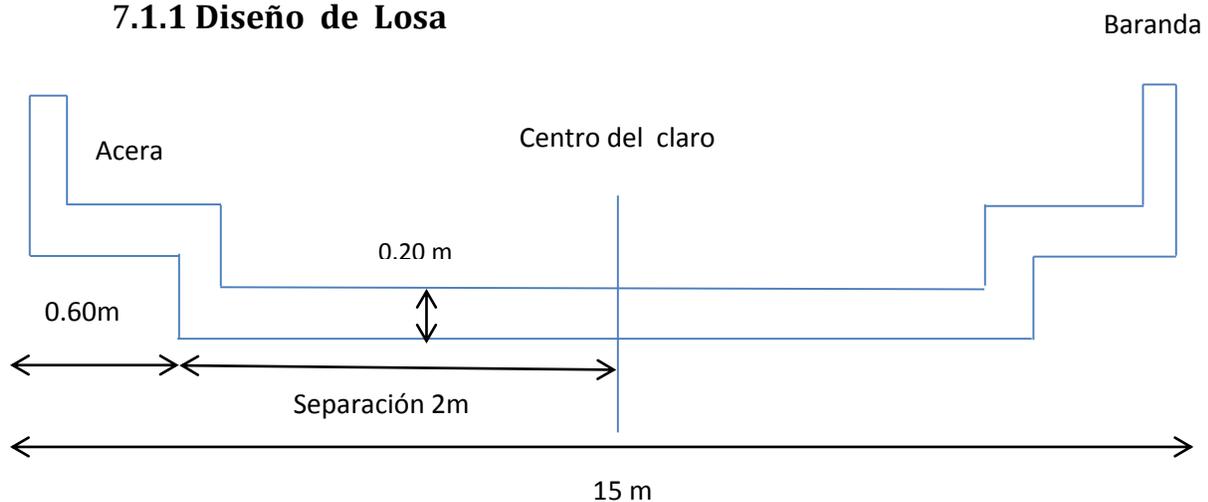
7. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE

Para el análisis y diseño se considera:

- Reglamento Nacional de la construcción (RNC 2007)
- Manual del Instituto Americano del Concreto (ACI 2005)
- Manual del Instituto Americano del Acero (AISC 2005)
- Especificaciones Técnicas de la AASHTO 2005
- Especificaciones NIC-2000.

7.1 Diseño de la Superestructura

7.1.1 Diseño de Losa



Se usará una losa de concreto.

- Ancho útil: 4.0m
- Sobrecarga: HS- 20 - 44
- Luz útil: 15m

Según el artículo 9.7.1.1 de la AASHTO LR (2005) especifica que la altura de un tablero de hormigón deberá ser mayor o igual que 175mm.

7.1.1.1 Cálculo de peralte

Según especificaciones AASHTO 8.9.2 (2005) para losas con refuerzo principal perpendicular a la dirección del tráfico se recomienda:

$$T = \frac{1.2(L+3.05)}{30} \geq 0.17\text{m}$$

Donde L es la separación =2m

$$T = \frac{1.2(2.0 + 3.05)}{30}$$

$$T = 0.20 \geq 0.17\text{m}$$

7.1.1.2 Cálculo carga muerta

❖ Peso de la losa

$$W_{Losa} = W_c * T * 1$$

$$W_{Losa} = 2400 * 0.2 * 1$$

$$W_{Losa} = 480 \text{ Kg/m}$$

❖ Carpeta asfáltica

$$W_{Asfalto} = W_a * T * 1$$

$$W_{Asfalto} = 2200 * 0.05 * 1$$

$$W_{Asfalto} = 110.00 \text{ Kg/m}$$

❖ Peso de la acera

$$W_{Acera} = 0.15 * 0.60 * 2400 * 2$$

$$W_{Acera} = 432.00 \text{ Kg/m}$$

❖ Peso barandal

$$W_{Baranda} = 19 * 2$$

$$W_{Baranda} = 38.00 \text{ Kg}$$

Sumatoria de carga

$$W_{Losa} = 480 \text{ Kg/m}$$

$$W_{Asfalto} = 110.00 \text{ Kg/m}$$

$$W_{Acera} = 432.00 \text{ Kg/m}$$

$$W_{Baranda} = 38.00 \text{ Kg/m}$$

$$\sum 1,060.00 \text{ Kg/m}$$

7.1.1.3 Peso de carga muerta ultima

Según el Art.32 de las normas NIC-2000 se toma un factor de carga de 1.4, entonces tenemos:

$$W_{Cmu} = 1.4 * W_{cm} \quad \text{Donde la carga total es } W_{cm} = 1,060 \text{ Kg/m}$$

Entonces tenemos:

$$W_{Cmu} = 1.4 * 1,060 \text{ Kg/m}$$

$$W_{Cmu} = 1,484 \text{ Kg/m}$$

Momentos

Los momentos que se analizaran son: momento por carga muerta, sobrecarga e impacto; obteniendo con ellos el momento total con el cual se procederá posteriormente al cálculo del refuerzo.

7.1.1.4 Momento debido a la carga muerta

$$M_{cm} = \frac{W_{cmu} \times S^2}{10}$$

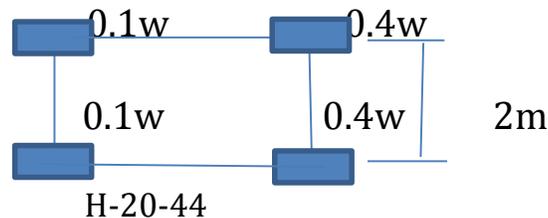
$$W_{cm} = \frac{(1,484 \text{ Kg/m})(2.0 \text{ m})^2}{10}$$

$$W_{cm} = 593.6 \text{ kg} * \text{m}$$

7.1.1.5 Momento debido a la sobrecarga (Camión HS-20-44)

Según especificaciones AASHTO 3.24.3 caso A (2005), para refuerzo principal perpendicular a la dirección del tráfico, el momento por carga viva está dado por:

$$M_{cv} = \left(\frac{S+0.6}{9.75} \right) * P$$



Corte máximo $W = \text{brazo} * w = 0.4 * 20 = 8 \text{ ton} = 8,000.00 \text{ Kg}$

Carga actuante $P_{15} = W * 1.7 = 1.7 * 8000 = 13,600.00 \text{ Kg}$

$$M_{cv} = \left(\frac{2.0 \text{ m} + 0.6}{9.75} \right) * 13,600 \text{ Kg}$$

$$M_{cv} = 3,626.67 \text{ Kg} * \text{m}$$

7.1.1.6 Momento debido al impacto

El momento debido al impacto está especificado como una fracción de la carga viva y puede determinarse por la formula AASHTO 1.2.12. Grupo C (2005).

$$I = \left(\frac{15}{L+38} \right) \leq 30\%$$

Donde

I: fracción de impacto, siendo $I_{max} = 30\%$

L: es la longitud del puente ($L = 15\text{m}$) donde la carga produce el máximo esfuerzo.

$$I = \left(\frac{15}{15+38} \right) = 0.283$$

$$M_I = I * M_{Cv}$$

$$M_I = 0.283 * 3626.67 \text{ Kg.m}$$

$$M_I = 1026.35 \text{ Kg.m}$$

7.1.1.7 Momento total de la losa

$$M_U = M_{cm} + M_{cv} + M_I$$

$$M_U = 593.6 \text{ Kg.m} + 3,626.67 \text{ kg.m} + 1026.35 \text{ Kg.m}$$

$$M_U = 5,246.62 \text{ Kg.m}$$

7.1.1.8 Chequeo del peralte

De acuerdo a las especificaciones ACI (2005), se produce a calcular el peralte mínimo con la siguiente formula:

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi * \rho * F_y * b \left(1 - 0.59 * \rho * \frac{f_y}{f_c} \right)}}$$

Tenemos el momento total el cual es $M_U = 5,246.62 \text{ Kg.m}$

Factor de resistencia $\phi = 0.90$

Porcentaje mínimo de acero $P = 0.0277$

$b = 100 \text{ cm}$

$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$

$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

$$d = \sqrt{\frac{5,246.62 * 100}{0.90 * 0.0277 * 2800 * 100 \left(1 - 0.59 * 0.0277 * \frac{2800}{210}\right)}}$$

$$d = 9.80 \text{ cm}$$

Nota: El peralte debe de ser menor que el canto de eficaz

7.1.1.9 Canto eficaz

Canto eficaz = espesor total - recubrimiento

$$\text{canto eficaz} = 0.20 - 2.5 = 17.5 > 9.80 \text{ cm} \text{ "ok"}$$

Lo que quiere decir que el peralte asumido está correcto.

7.1.1.10 Calculo del refuerzo A_s por momento de flexión

$$d = 17.5 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$M_u = 5246.62 \text{ kg*m}$$

$$A_s = \frac{M_u * b}{F_R * F_Y * d}$$

$$A_s = \frac{5246.62 * 100}{0.9 * 2800 * 17.5} = 11.90 \text{ cm}^2$$

➤ Calculo del acero mínimo

$$A_{s \text{ min}} = \rho_{\text{min}} * b * d$$

Donde

$$\rho_{\text{min}} = \frac{14}{F_y} = \frac{14}{2800} = 0.005$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.005 * 100 * 17.5 = 8.75 \text{ cm}^2$$

➤ Cálculo del acero máximo

$$A_{S \max} = P_{\max} * b * d$$

Donde

$$P_{\max} = 0.5Pb$$

$$\beta_1 = 0.90$$

$$Pb = \beta_1 * \left(\frac{0.85 * F_c}{F_y} \right) * \left(\frac{6120}{6120 + F_y} \right)$$

$$Pb = 0.90 * \left(\frac{0.85 * 210}{2800} \right) * \left(\frac{6120}{6120 + 2800} \right) = 0.039$$

$$P_{\max} = 0.5 * 0.039 = 0.02$$

$$A_{S \max} = 0.02 * 100 * 17.5 = 35 \text{ cm}^2$$

$$A_S > A_{S \min} \text{ Por tanto } 11.90 > 8.75 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto utilizar 11.90 cm^2 usando varilla de 5/8" con un área de acero de

$$a_s = 1.98 \text{ cm}^2$$

La separación será:

$$S = \frac{100 * a_s}{A_s}$$

$$S = \frac{100 * 1.98}{11.90} = 16.64 \text{ cm}$$

Usar varillas N° 5 @ 20cm perpendicular al tráfico.

7.1.1.11 Calculo del refuerzo A_s de repartición

Según especificaciones AASHTO 3.24.10.1 (2005), se coloca área de acero para suministrar distribución lateral de las cargas vivas concentradas, ubicándolo transversalmente a la dirección del refuerzo principal en todas las losas.

Se utilizara la siguiente formula:

$$\% = \frac{121}{\sqrt{s}} \quad \text{Donde } s = \text{separación entre viga y el porcentaje deberá ser } < 67\%$$

$$\% = \frac{121}{\sqrt{2}} = 85.56\% > 67\%$$

Dado que no cumple la condición se utilizara 67%

El acero por repartición se determina multiplicando el porcentaje calculado por la cantidad de acero por flexión, con una distribución proporcional en el área equivalente a $L/2$ al centro de la sección, en los extremos con una longitud igual a $L/4$, se coloca como refuerzo el 50% del área de acero de $L/2$.

$$A_{s \text{ repart}} = \% A_s = 0.67 * 11.90 \text{ cm}^2 = 7.97 \text{ cm}^2 \text{ en } L/2$$

Usando varillas de $1/2''$ tenemos un área de acero de $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$

Entonces la separación

$$S = \frac{100 * a_s}{A_s} = \frac{100 * 1.27}{7.97} = 15.93 \text{ cm}$$

Usar varillas N° 4 @ 20cm

7.1.1.12 Calculo del refuerzo A_s por temperatura

Según la AASHTO 8.20.1 (2005), el área total de refuerzo suministrado será al menos de $2.64 \text{ cm}^2 / \text{m}$, en cada dirección.

$$A_{s \text{ temp}} = 0.002 * b * T = 0.002 * 100 * 20 = 4 \text{ cm}^2 > 2.64 \text{ cm}^2$$

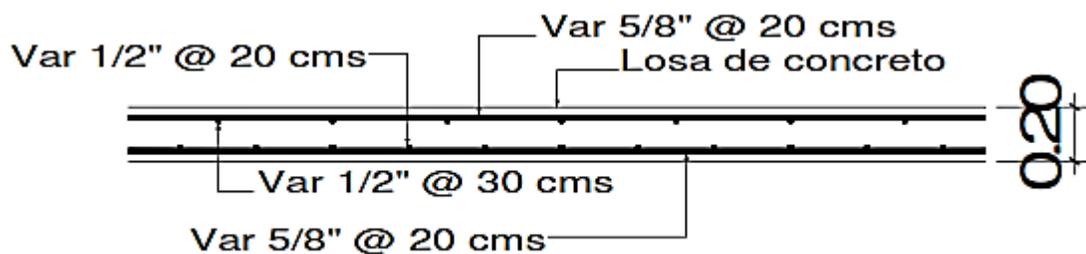
Usando varillas de $1/2''$ tenemos $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$

La separación es:

$$S = \frac{100 * a_s}{A_s} = \frac{100 * 1.27}{4} = 31.75 \text{ cm}$$

Usar varillas N° 4 @ 30 cm

Detalles de refuerzo de losa



7.1.2 Diseño de la Acera

Espesor de la acera (T) = 0.15m

Longitud de la acera (L) = 0.60m

🚧 Carga muerta

Peso de la acera = $0.15 * 0.60 * 2400 = 216 \text{ Kg/m}$

Peso de la baranda (tubo de 3") = 19 = 19 Kg/m

🚧 Carga muerta total

$$W_{cm} = 216 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 19 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 235 \text{ kg/m}$$

✚ Carga muerta total ultima

$$W_{cmu} = 1.4 * W_{cm} = 1.4 * 235kg/m = 329kg/m$$

✚ Carga viva de la acera

$$W_{cv} = 300Kg/m$$

$$W_{cvu} = 1.7 * W_{cv} = 1.7 * \frac{300kg}{m} = 510 kg/m$$

✚ Carga total

$$W_t = W_{cmu} + W_{cvu} = 329kg/m + 510kg/m = 839kg/m$$

✚ Momento

$$M = \frac{W_t * L^2}{2} = \frac{839 * (0.6)^2}{2} = 151.02 Kg.m$$

✚ Calculo del refuerzo transversal

$$b = 100cm$$

$$d = 12.5cm$$

$$M_u = 151.02 Kg.m$$

$$A_s = \frac{M_u * b}{F_R * F_Y * d} = \frac{151.02 * 100}{0.90 * 2800 * 12.5} = 0.48cm^2$$

✚ Calculo del acero mínimo

$$A_{S \min} = P_{\min} * b * d$$

Donde $P_{\min} = 0.005$

$$A_{S \min} = 0.005 * 100 * 12.5 = 6.25 \text{cm}^2$$

✚ Calculo del acero máximo

$$A_{S \max} = P_{\max} * b * d$$

Donde

$$P_{\max} = 0.5Pb$$

$$\beta_1 = 0.90$$

$$Pb = \beta_1 * \left(\frac{0.85 * F_c}{F_y} \right) * \left(\frac{6120}{6120 + F_y} \right)$$

$$Pb = 0.90 * \left(\frac{0.85 * 210}{2800} \right) * \left(\frac{6120}{6120 + 2800} \right) = 0.039$$

$$P_{\max} = 0.5 * 0.039 = 0.02$$

$$A_{S \max} = 0.02 * 100 * 12.5 = 25 \text{cm}^2$$

$$A_S < A_{S \min} \quad \text{Utilizar } A_{S \min} = 6.25 \text{cm}^2$$

Usando varillas de 5/8" tenemos un área de acero de $a_s = 1.98 \text{cm}^2$

La separación será:

$$S = \frac{100 * a_s}{A_s} = \frac{100 * 1.98}{6.25} = 31.68 \text{cm}$$

Usar varillas N° 5 @ 30 cm

✚ Calculo del refuerzo longitudinal

$$A_s = 67\% A_s \text{ transversal}$$

$$A_s = 0.67 * 6.25 = 4.19 \text{ cm}^2$$

Usando varillas de 1/2" tenemos $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{100 * a_s}{A_s} = \frac{100 * 1.27}{4.19} = 30.31 \text{ cm}$$

Usar varillas N° 4 @ 25 cm

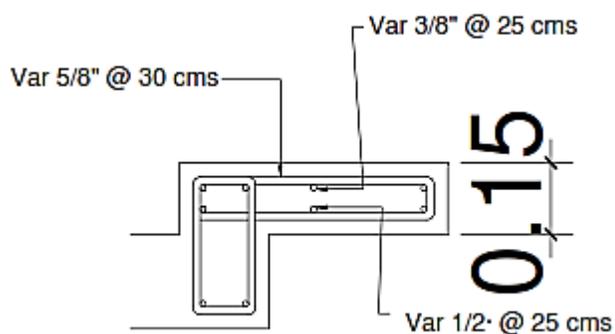
✚ Calculo del refuerzo por temperatura

$$A_{s \text{ temp}} = 0.002 * b * T = 0.002 * 100 * 0.15 = 3 \text{ cm}^2 > 2.64 \text{ cm}^2$$

Usando varillas de 3/8" tenemos $a_s = 0.71 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{100 * a_s}{A_s} = \frac{100 * 0.71}{3} = 23.67 \text{ cm}$$

Usar varillas N° 3 @ 25 cm



7.1.3 Diseño de la Viga Metálica

Acero estructural

Límite de fluencia $F_y = 36.00 \text{ Ksi}$

Esfuerzo permisible por flexión $0.65F_y = 21.6 \text{ ksi}$

Esfuerzo permisible por cortante $0.33F_y = 11.88 \text{ ksi}$

Peso del acero $W_s = 490.00 \text{ ksi}$

Módulo de elasticidad $E = 29000.00 \text{ ksi}$

Concreto estructural clase A

Peso del concreto $W_c = 150.00 \text{ pcf}$

Resistencia a la compresión = $F'_c = 3000 \text{ psi}$

Esfuerzo permisible a la compresión $0.40F'_c = 1200 \text{ psi}$

Peso del asfalto $W_a = 140 \text{ psi}$

❖ Carga muerta inicial.

$B_{losa} = 2m = 6.56 \text{ ft}$

$H_{losa} = 0.20m = 0.66 \text{ ft}$

$L_{losa} = 15m = 49.21 \text{ ft}$

Peso de losa: $0.15 \times 0.66 \times 6.56 = 0.66 \text{ K/ft}$

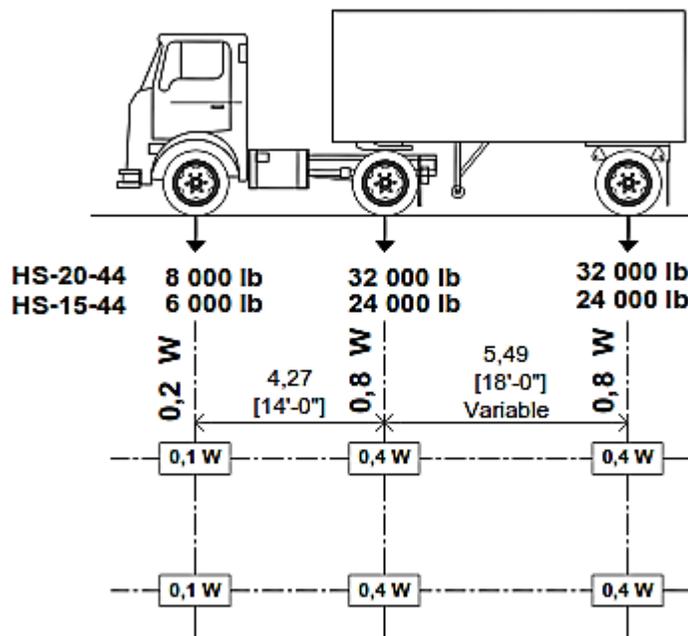
Peso de viga (pre dimensionamos W36x194): 0.194 K/ft

$W = 0.66 \text{ K/ft} + 0.194 \text{ K/ft} = 0.854 \text{ K/ft}$

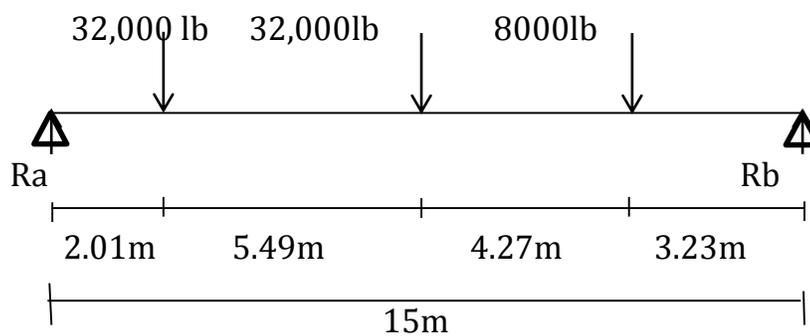
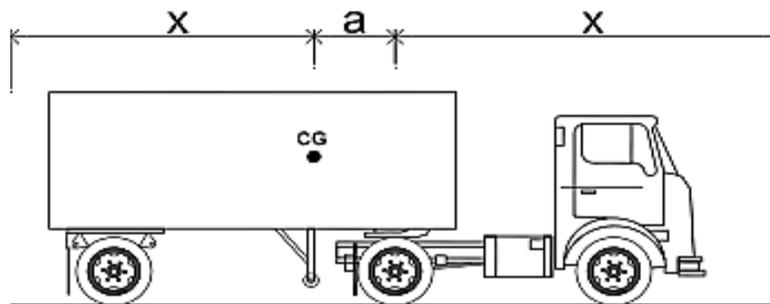
❖ **Calculo del momento**

$$M_{cm} = \frac{Wl^2}{8} = \frac{0.854 \frac{K}{ft} \times (49.21 ft)^2}{8} = 258.51 K * ft$$

❖ **Calculo de carga viva a través de línea de influencia.**



Encontrando momento máximo para diseño colocando el centro de gravedad en el centro de viga camión HS20-44



Datos importantes

Carga eje 1 = 32K = P1 Distancia eje 1-2 = 18ft = X1

Carga eje 2 = 32K = P2 Distancia eje 2-3 = 14ft = X2

Carga eje 3 = 8K = P3

❖ **Calculo de la distancia "a".**

$$a = \frac{((P1 \times X1) - (P3 \times X2))}{(P1 + P2 + P3)}$$

$$a = \frac{((32K \times 18ft) - (8K \times 14ft))}{(32K + 32K + 8K)}$$

$$a = 6.44ft$$

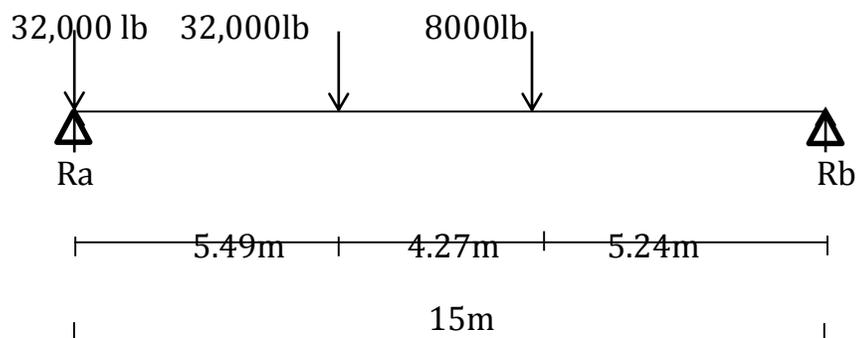
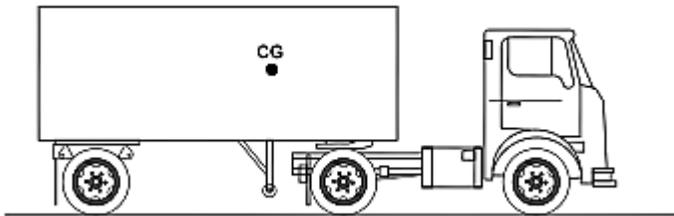
❖ **Momento máximo por carga viva**

$$M_{cv} = \left(\frac{(P1 + P2 + P3)((L/2) + (a/2))^2}{L} \right) - (P1 * X1)$$

$$M_{cv} = \left(\frac{(32K + 32K + 8K)((49.21ft/2) + (6.44ft/2))^2}{49.21} \right) - (32 \times 18)$$

$$M_{cv} = 556.8 \text{ k} \cdot \text{ft}$$

❖ **Calculo de cortante máximo**



Carga eje 1 = 32K =P1 Distancia eje 1-2 = 18ft =X1

Carga eje 2 = 32K =P2 Distancia eje 2-3 =14ft =X2

Carga eje 3 = 8K =P3

❖ **Cortante máximo.**

$$V_{cv} = \frac{(P1 + P2 + P3)(L - X1 + a)}{L}$$

$$V_{cv} = \frac{(32K + 32K + 8K)(49021ft - 18ft + 6.44ft)}{49.21ft}$$

$$V_{cv} = 55.09K$$

❖ **Factor de distribución**

$$Fd = \frac{S}{5.5} = \frac{6.56ft}{5.5} = 1.19$$

❖ **Factor de impacto**

$$I = \frac{15.24}{(38 + s)} = \frac{15.24}{(38 + 6.56ft)} = 0.34$$

0.34 > 0.3 Usar 0.3

❖ **Momento máximo por carga viva más impacto y distribución**

$$M_{cv} = 556.8 K \cdot ft \times 1.19 \times 1.3$$

$$M_{cv} = 861.3696 K \cdot ft$$

❖ **Cortante máximo por carga viva más impacto**

$$V_{cv} = 55.09K \times 1.3 = 71.617K$$

7.1.4 Calculo del momento del Diafragma

Las especificaciones de AASHTO 8.12.1. Indica, 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.

La especificación de AASHTO 8.12.2 dice que en construcción un diafragma intermedio es recomendado en el punto de máximo momento positivo para luces mayores de 40 pies (12.19m).

$$S = 2m = 6.56 \text{ ft}$$

$$Fd = 0.9$$

$$P = 24.00 \text{ klb}$$

$$P_1 = 21.6 \text{ klb}$$

- **Calculo del momento máximo por carga puntual**

$$M_u = \frac{p_1 * L}{4} = \frac{21.6 \text{ klb} * 6.67 \text{ ft}}{4} = 36.018 \text{ klb.ft}$$

- **Calculo de Módulo de Sección**

$$F_b = 21.6 \text{ klb/in}^3$$

$$S_x = \frac{M_u * 12}{F_b}$$

$$S_x = \frac{36.018 \text{ klb.ft} * 12}{21.6 \text{ klb/in}^3} = 20.01 \text{ in}^3$$

Perfil seleccionado según tabla²⁷ W12x26

²⁷ Manual del Instituto Americano del Acero. (2005).

- **Momentos totales de carga muerta y carga viva más diafragmas.**

$$M_t = 258.51 \text{ K/ft} + 861.3696 \text{ K/ft} + 36.018 \text{ K/ft}$$

$$M_t = 1155.90 \text{ K/ft}$$

- **Calculo del perfil a utilizar**

$$F_b = 21.6 \text{ klb/in}^3$$

$$S_x = \frac{M_u * 12}{F_b}$$

$$S_x = \frac{115590 \text{ klb.ft} * 12}{21.6 \text{ klb/in}^3} = 642.17 \text{ in}^3 \text{ "OK" cumple para el perfil seleccionado}$$

- **Peralte mínimo**

$$d = \frac{L}{25} = \frac{(49.21 * 12) \text{ in}}{25} = 23.62 \text{ in}$$

Según los datos calculados se utilizara un perfil W36x194 que tiene un módulo de sección de 664 in^3 .

Propiedades del perfil de acero W36x194 a utilizar.

$$A = 57 \text{ in}^2$$

$$d = 36.49 \text{ in}$$

$$t_w = 0.765 \text{ in}$$

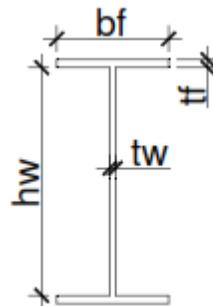
$$S_x = 664 \text{ in}^3$$

$$I = 12,100 \text{ in}^4$$

$$b_f = 12.115 \text{ in}$$

$$t_f = 1.26 \text{ in}$$

$$h_w = 32.0125 \text{ in}$$



- **Revisión del perfil**

✓ Esfuerzos

$$F_D = \frac{M_{max}}{S_x} = \frac{(1155.90 \times 12) \text{ ksi}}{664 \text{ in}^4}$$

$$F_D = 20.90 \text{ ksi} < 21.6 \text{ ksi "OK" cumple}$$

✓ Por pandeo

Patín a compresión

$$\frac{b_f}{t_f} = \frac{103}{\sqrt{F_b}} \leq 24$$

Esfuerzo del acero a compresión $F_b = 15.35 \text{ ksi}$

$$\frac{103}{\sqrt{15.35}} = 26.28 > 24 \text{ usar } 24$$

$$\frac{12.115 \text{ in}}{1.26 \text{ in}} = 9.62 < 24 \text{ "OK" cumple.}$$

✓ Pandeo del alma

$$\frac{h_w}{t_w} < 68$$

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{32.0125 \text{ in}}{0.765 \text{ in}} = 41.846 < 68 \text{ "OK" cumple}$$

Propiedades del diafragma W12X26

$$A = 22.30 \text{ in}^2$$

$$d = 18.25 \text{ in}$$

$$t_w = 0.44 \text{ in}$$

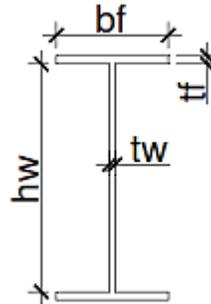
$$S_x = 146.00 \text{ in}^3$$

$$I = 1330.00 \text{ in}^4$$

$$b_f = 11.00 \text{ in}$$

$$t_f = 0.69 \text{ in}$$

$$h_w = 16.38 \text{ in}$$



7.1.5 Diseño de la placa base

$$L = 49.2 \text{ m}$$

$$W_{cm} = 0.854 \text{ K/ft}$$

$$P_{cv} = 71.617 \text{ K}$$

❖ Cortante por carga muerta

$$V_{cm} = \frac{(0.854 \text{ K/ft} \times 49.2 \text{ m})}{2}$$

$$V_{cm} = 20.77 \text{ K}$$

❖ Cortante por carga viva

$$V_{cv} = \frac{(71.617 \text{ K})}{2}$$

$$V_{cv} = 35.81 \text{ K}$$

❖ **Cortante total**

$$V_t = V_{cm} + V_{cv} = 20.77K + 35.81K$$

$$V_t = 56.58K$$

❖ **Probando PL 14" × 20"**

$$\text{Tenemos } A_1 = 14in^2 : A_2 = 20in^2$$

$$A_T = 14 \times 20 = 280in^2$$

$$t = \frac{V_t}{A_T} = \frac{56.88K}{280in^2}$$

$$t = 0.20 \text{ ksi}$$

$$t = 0.35f'_c\sqrt{(A_2/A_1)}$$

$$t_{perno} = 0.35(3000psi)\sqrt{(20in^2/14in^2)}$$

$$t_{perno} = 1254.99 \text{ psi} \cong 1.25\text{ksi}$$

$$t_{perno} > t \Rightarrow 1.25\text{ksi} > 0.20\text{ksi}$$

❖ **Espesor de la placa**

$$t = m \times \sqrt{\frac{3t}{0.75fy}} = 3 \times \sqrt{\frac{3(0.20\text{ksi})}{0.75(36)}}$$

$$t = 0.45 \text{ in}$$

Por tanto usar **PL 14" × 20" × 1"**

❖ Pernos de anclaje con sismo

Cortante

$$V = 0.45 \times 20.77 \times 2 = 18.69K$$

Probando perno de 1"

$$V_{max} = 110 d^2 \sqrt{f'c}$$

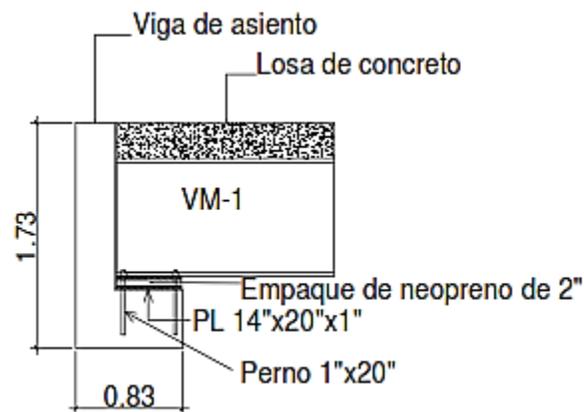
$$V_{max} = 110 \times 1^2 \times \sqrt{3000psi}$$

$$V_{max} = 6.025 K$$

Número de pernos

$$N = \frac{V}{V_{max}} = \frac{18.69K}{6.025K}$$

$$N = 3.10 \approx 4 \text{ pernos de 1"}$$



7.2 Diseño de la subestructura

7.2.1 Diseño de la cortina

Según AASHTO 1.2.22 (2005), la cortina esta empotrada sobre la viga de apoyo, actuando en ellas las fuerzas de: empuje de tierra (E), fuerzas longitudinales (FL) y la fuerza de sismo (EQ).

❖ Fuerza longitudinal

$$F_L = \frac{0.05P}{2H}$$

Dónde:

P = peso del camión

H= Altura de la cortina

$$P = \frac{(32000lb \times 0.8)}{2.2lb} = 11636.36 \text{ kg}$$

H = 1m

$$F_L = \frac{0.05(11636.36kg)}{2(1m)}$$

$$F_L = 290.91 \text{ Kg}$$

$$Brazo = H + 6' = 1 + 1.83m = 2.83m$$

❖ Momento longitudinal

$$M_{FL} = F_L \times Brazo = 290.91kg \times 2.83m$$

$$M_{FL} = 823.28 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

❖ **Cálculo de la fuerza por sismo**

Ancho de la cortina= 0.30m

Altura de la cortina= 1m

Largo de la cortina= 7m

❖ **Peso de la cortina**

$$W = 2400 \text{ kg/m} \times 0.3\text{m} \times 1\text{m} \times 7\text{m}$$

$$W = 5040 \text{ kg}$$

❖ **Momento por sismo**

$$S = CW = 0.45 \times 5040\text{kg} = 2268 \text{ kg}$$

$$M = \frac{S \times H}{2} = \frac{(2268)(1)}{2} = 1134 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

❖ **Empuje en la cortina**

Se considera una sobrecarga del suelo equivalente líquido a 2' de alto con una presión de 480 kg/m^3 , según AASHTO 3.20.

$$\text{Presión} = 480 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Altura} = 0.61\text{m}$$

$$P_{sob} = 480 \text{ kg/m}^3 \times 0.61\text{m} = \mathbf{292.61 \text{ kg/m}^2}$$

$$E_{sob} = P_{sob} \times H = 292.61 \text{ kg/m}^2 \times 1\text{m} = \mathbf{292.61 \text{ kg/m}}$$

$$P_s = 480 \text{ kg/m}^3 \times 1\text{m} = 480 \text{ kg/m}^2$$

$$E_s = P_s \times \frac{H}{2} = 480 \text{ kg/m}^2 \times \frac{1\text{m}}{2} = \mathbf{240 \text{ kg/m}}$$

❖ **Empuje total sobre la cortina**

$$E_T = E_{sob} + E_s = 292.61 \text{ kg/m} + 240 \text{ kg/m} = \mathbf{532.61 \text{ kg/m}}$$

❖ **Calculo del momento de empuje**

$$M_{Esob} = E_{sob} \times \frac{H}{2} = 292.61 \text{ kg/m} \times \frac{1\text{m}}{2} = \mathbf{146.31 \text{ kg} \cdot \text{m}}$$

$$M_{Es} = E_s \times \frac{H}{3} = 240 \text{ kg/m} \times \frac{1\text{m}}{3} = \mathbf{80 \text{ kg} \cdot \text{m}}$$

❖ **Momentos finales**

$$M = 1.3(M_{Esob} + M_{Es} + M_{FL})$$

$$M = 1.3(146.31 \text{ kg} \cdot \text{m} + 80 \text{ kg} \cdot \text{m} + 823.28 \text{ kg} \cdot \text{m})$$

$$\mathbf{M = 1364.467 \text{ kg} \cdot \text{m}}$$

$$M = 1.3(M_{Esob} + M_{Es} + M_s)$$

$$M = 1.3(146.31 \text{ kg} \cdot \text{m} + 80 \text{ kg} \cdot \text{m} + 1134 \text{ kg} \cdot \text{m})$$

$$\mathbf{M = 1768.40 \text{ kg} \cdot \text{m}}$$

Se toma el **momento máximo 1768.40 kg·m**

❖ **Calculo del área de acero**

$$M = 1768.40 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

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

$$d = 27\text{cm}$$

$$A_s = \frac{Mu}{F_r \times F_y \times d} = \frac{1768.40 \text{ kg} \cdot \text{m} \times 100}{0.90 \times 2800 \text{ kg/m}^3 \times 27\text{cm}} = \mathbf{2.60\text{cm}^2}$$

Acero mínimo

$$A_{s_{min}} = \frac{14.1 \times b \times d}{F_y} = \frac{14.1 \times 100\text{cm} \times 27\text{cm}}{2800} = \mathbf{13.60\text{cm}^2}$$

Acero máximo

$$A_{s_{max}} = 0.5 \times P_b \times b \times d$$

$$A_{s_{max}} = 0.5 \times \left[\beta_1 \times \left(\frac{0.85 \times f'_c}{F_y} \right) \left(\frac{6120}{6120 + F_y} \right) \right] \times b \times d$$

$$A_{s_{max}} = 0.5 \times \left[0.90 \times \left(\frac{0.85 \times 210}{2800} \right) \left(\frac{6120}{6120 + 2800} \right) \right] \times 100 \times 27$$

$$A_{s_{max}} = \mathbf{53.14\text{cm}^2}$$

Se toma el área de acero mínima de 13.60cm^2

Usar varilla de 5/8" con área de acero de $a_s = 1.98\text{cm}^2$

La separación será:

$$S = \frac{100 \times 1.98\text{cm}^2}{13.60\text{cm}^2} = \mathbf{14.56 \text{ cm}} \quad \text{Usar varilla numero } 5@ 15 \text{ cm.}$$

❖ Chequeo por corte

$$F = 1.3(F + F_L) = 1.3(532.61\text{kg} + 290.91\text{kg}) = \mathbf{1070.58\text{kg}}$$

$$F = 1.3(F + S) = 1.3(532.61\text{kg} + 2268\text{kg}) = \mathbf{3640.79\text{kg}}$$

Se toma el corte mayor 3640.79kg

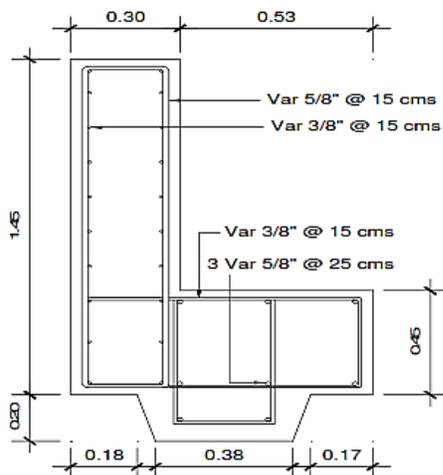
$$\text{corte del concreto} = 0.5 \times \sqrt{f'c} \times b \times d$$

$$\text{corte del concreto} = 0.5 \times \sqrt{210} \times 100 \times 27$$

$$\text{corte del concreto} = 19563.36 \text{ kg} > 3640.79\text{kg}$$

La separación es:

$$S = \frac{d}{2} = \frac{27}{2} = 13.5\text{cm} \quad \text{Colocar estribos numero 3 @ 15cm}$$



7.2.2 Diseño de la viga de apoyo

Ancho de la viga = 0.83m

Alto de la viga = 0.45m

Largo de la viga = 7m

- **Carga muerta**

$$W_{viga} = 2400 \text{ kg/m}^3 \times 0.83\text{m} \times \frac{0.45\text{m}}{2} = 448.2 \text{ kg/m}$$

- **Calculo del momento y cortante de la viga**

$$M_{cm} = \frac{W \times L^2}{8} = \frac{(448.2 \text{ kg/m})(7m^2)}{8} = 2745.23 \text{ kg} \cdot m$$

$$V = \frac{W \times l}{2} = \frac{(448.2 \text{ kg/m})(7m)}{2} = 1568.7 \text{ kg}$$

- **Carga viva camión (HS20-44)**

$$P_{camión} = 32Klb = \frac{32000lb}{2.2lb} = 14545.45 \text{ kg}$$

$$M = \frac{W \times l}{4} = \frac{14545.45kg \times 7m}{4} = 25454.54kg \cdot m$$

$$V = \frac{W}{2} = \frac{14545.45kg}{2} = 7273kg$$

- **Sismo en la viga de apoyo**

$$Viga = W = 2400 \text{ kg/m}^3 \times 0.83m \times 0.45m = 896.4 \text{ kg/m}$$

$$S = CW = 0.45 \times 896.4 \text{ kg/m} = 403.38kg/m$$

- **Carga muerta en la superestructura**

$$\text{Peso de losa (Wl): } 2400 \times 2 \times 15 \times 0.20 = 14400 \text{ kg}$$

$$\text{Peso del asfalto (Wa): } 2200 \times 2 \times 15 \times 0.05 = 3300 \text{ kg}$$

$$\text{Peso de la acera (Wa): } 2400 \times 0.60 \times 15 \times 0.15 = 3240 \text{ kg}$$

$$\text{Peso de la viga I (Wv): } 288.67 \times 15 = 4330.05 \text{ kg}$$

$$\text{Peso del diafragma (Wd): } 38.70 \times 2 \times 7 = 541.80 \text{ kg}$$

Peso total (Wt) = 14400 + 3300 + 3240 + 4330.05 + 541.80 = 25811.85 kg

▪ **Momento sísmico de la superestructura**

$S = cWt = 0.45 \times 25811.85 \text{ kg} = 11615.33 \text{ kg}$

$$M_s = \frac{Wt \times l}{8} = \frac{25811.85 \times 7}{8} = 22585.37 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$V_s = \frac{Wt \times l}{10} = \frac{25811.85 \times 7}{10} = 18068.30 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

▪ **Momentos finales de la viga de apoyo**

$$M = 1.3(M_{cm} + M_{cv})$$

$$M = 1.3(2745.23 \text{ kg} \cdot \text{m} + 25454.54 \text{ kg} \cdot \text{m})$$

$$\mathbf{M = 36659.70 \text{ kg} \cdot \text{m}}$$

$$M = 1.3(M_{cm} + M_s)$$

$$M = 1.3(2745.23 \text{ kg} \cdot \text{m} + 22585.37 \text{ kg} \cdot \text{m})$$

$$\mathbf{M = 32929.78 \text{ kg} \cdot \text{m}}$$

Se toma el momento máximo 36659.70 kg·m

▪ **Calculo del área de acero**

$$M = 36659.70 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 42 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{F_r \times F_y \times d} = \frac{36659.70 \text{ kg} \cdot \text{m} \times 100}{0.90 \times 2800 \text{ kg/m}^3 \times 42 \text{ cm}} = \mathbf{34.64 \text{ cm}^2}$$

Acero mínimo

$$A_{s_{min}} = \frac{14.1 \times b \times d}{F_y} = \frac{14.1 \times 100 \text{ cm} \times 42 \text{ cm}}{2800} = \mathbf{21.15 \text{ cm}^2}$$

Acero máximo

$$A_{s_{max}} = 0.5 \times P_b \times b \times d$$

$$A_{s_{max}} = 0.5 \times \left[\beta_1 \times \left(\frac{0.85 \times f'_c}{F_y} \right) \left(\frac{6120}{6120 + F_y} \right) \right] \times b \times d$$

$$A_{s_{max}} = 0.5 \times \left[0.90 \times \left(\frac{0.85 \times 210}{2800} \right) \left(\frac{6120}{6120 + 2800} \right) \right] \times 100 \times 42$$

$$A_{s_{max}} = \mathbf{82.67 \text{ cm}^2}$$

Se usara acero 34.64 cm²

Usar varilla de 5/8" con un área de acero de a_s = 1.98cm²

La separación es

$$S = \frac{100 \times 1.98 \text{ cm}^2}{34.64 \text{ cm}^2} = \mathbf{5.71 \text{ cm}} \quad \text{Usar varilla numero 5@ 15 cm.}$$

- **Chequeo por corte**

$$V = 1.3(V_{cm} + V_{cv}) = 1.3(1568.7 \text{ kg} + 7273 \text{ kg}) = \mathbf{11494.21 \text{ kg}}$$

$$V = 1.3(V_{cm} + V_s) = 1.3(1568.7 \text{ kg} + 18068.30 \text{ kg}) = \mathbf{25528.1 \text{ kg}}$$

Se toma **el corte mayor 25528.1 kg**

$V_c > V_u$ donde el espaciamiento máximo será $S = \frac{d}{2} = \frac{42}{2} = 21 \text{ cm}$

Usar estribo número 3 a cada 15 cm

7.2.3 Diseño del neopreno

$$A_p = \frac{P}{f_c \times \phi_c}$$

Donde

A_p = Área de aplastamiento

P = carga que llega a la viga de apoyo

f_c = esfuerzo máximo del concreto

ϕ_c = constante de corte (0.7)

$$P = V_{cm} + V_{cv} + V_s = 1568.7 + 7273 + 18068.30 = 26910 \text{ kg}$$

$$A_p = \frac{26910 \times 2}{210 \times 0.7} = 366.12 \text{ cm}^2$$

$$B_b = \sqrt{A_p} = \sqrt{366.12} = 19.13 \text{ cm}$$

Usar base de neopreno de 35 x 50 cm con un espesor de 5cms

7.2.4 Diseño del estribo

El estribo a diseñar será de concreto ciclópeo, obteniendo con esto la ventaja de que su diseño es más simple, ya que consiste en asumir su sección y luego verificar tres condiciones: deslizamiento, volteo y presiones.

Presión admisible $6s = 50000 \text{ kg/m}^2$ (obtenida de los estudios de suelo).

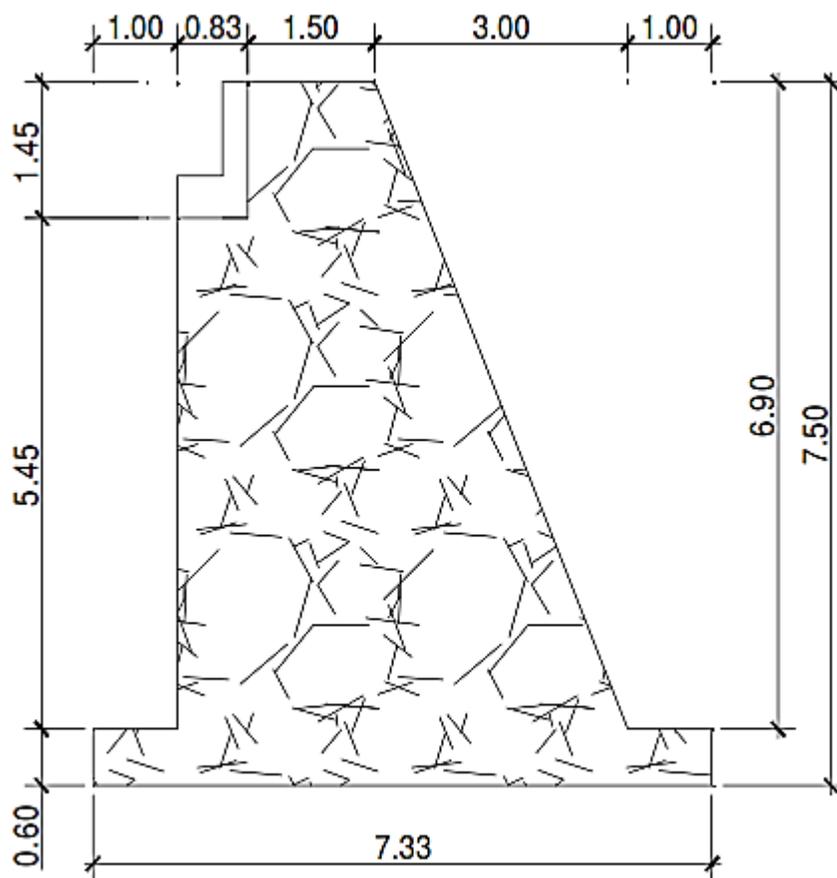
Ancho del estribo (B) = 7m

Altura del estribo (H) = 7.50m

Peso de tierra (Ws) = 1680 kg/m³

Angulo de fricción interna (Ø)=30°

Coefficiente de fricción (f)=0.40



SECCION ESTRIBO

✚ Coeficiente de presión activa (k_a)

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi} = \frac{1 - \text{sen}30}{1 + \text{sen}30} = 0.33$$

✚ **Coefficiente de presión pasiva (kp)**

$$Kp = \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi} = \frac{1 + \text{sen}30}{1 - \text{sen}30} = 3$$

✚ **Presión activa (empuje total de tierra)**

$$P = \frac{1}{2} \times Ka \times Ws \times H^2 \times B$$

$$P = \frac{1}{2} \times 0.33 \times 1680 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times (7.50 \text{ m})^2 \times 7\text{m} = 109147.5 \text{ kg}$$

$$M = \frac{P \times H}{3} = \frac{109147.5 \times 7.50}{3} = 272868.75 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

✚ **Carga muerta proveniente de la superestructura**

$$P = Wt \times \text{Numero de viga}$$

$$P = 25811.85 \text{ kg} \times 3 \text{ viga} = 77435.55 \text{ kg}$$

$$B = 1.27 \text{ m}$$

$$M = 77435.55 \text{ kg} \times 1.27\text{m} = 98343.15 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

✚ **Carga viva sobre la superestructura**

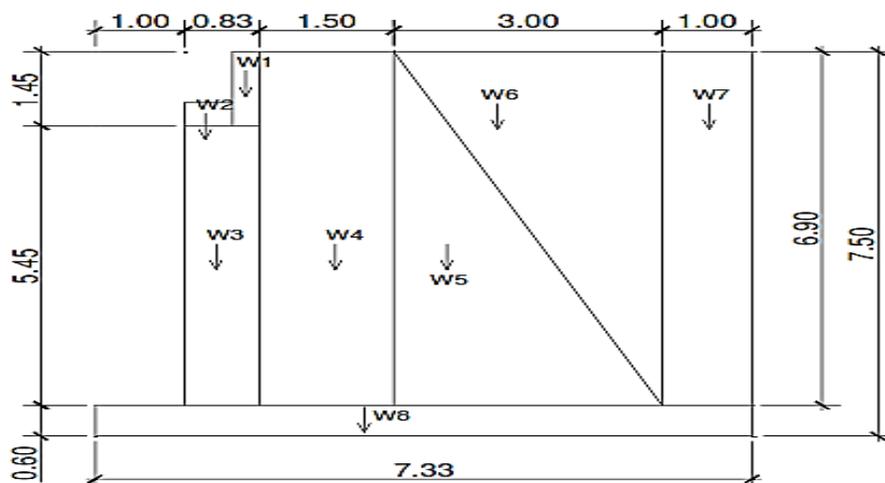
$$P = 20\text{k} = 9090.91 \text{ kg}$$

$$P = 1.30 \times 9090.91 \text{ kg} = 11818.18 \text{ kg}$$

$$B = 1.27 \text{ m}$$

$$M = 11818.18 \text{ kg} \times 1.27\text{m} = 15009.10 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

🚧 Carga de la subestructura



Concreto ciclópeo (W_{cc}) = 1800 kg/m³

Pesos	W (kg)	X (m)	Mr (Kg *m)
W1=2400 x 0.3 x 1.45 x 7	7308	1.68	12277.44
W2=2400 x 0.53 x 0.45 x 7	4006.8	1.265	5068.60
W3=1800 x 0.83 x 5.45 x 7	56996.1	1.415	80649.48
W4=1800 x 1.50 x 6.90 x 7	130410	2.58	336457.8
W5=1800 x 0.5 x 3 x 6.9 x 7	130410	4.33	564675.3
W6=1680 x 0.5 x 3 x 6.90 x 7	121716	5.33	648746.28
W7=1680 x 1 x 6.90 x 7	81144	6.83	554213.52
W8=1800 x 7.33 x 0.6 x 7	55414.8	3.665	203095.24
	Σ 587405.7		Σ 2405183.66

$$\text{Centro de gravedad} = \frac{\sum Mr}{\sum W} = \frac{2405183.66}{587405.7} = 4.095m$$

🚧 Presión debido a la sobrecarga de tierra

H sobrecarga = 0.60 m

H estribo = 7.50m

$$P = \frac{1}{3} \times \delta \times H = \frac{1}{3} \times 1680 \times 0.60 = 336 \text{ Kg/m}^2$$

$$M = P \times H_E \times B \times \frac{H_E}{2} = 336 \times 7.50 \times 7 \times 3.75 = 66150 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

✚ Sismo en la subestructura

Pesos	W (kg)	X (m) vertical	Mr (Kg *m)
W1=2400 x 0.3 x 1.45 x 7 x 0.45	3288.6	6.775	22280.27
W2=2400 x 0.53 x 0.45 x 7 x 0.45	1803.06	6.275	11314.20
W3=1800 x 0.83 x 5.45 x 7 x 0.45	25648.25	3.325	85280.43
W4=1800 x 1.50 x 6.90 x 7 x 0.45	58684.5	4.05	237672.23
W5=1800 x 0.5 x 3 x 6.9 x 7 x 0.45	58684.5	2.90	170185.05
W6=1680 x 0.5 x 3 x 6.90 x 7 x 0.45	52164	5.20	271252.8
W7=1680 x 1 x 6.90 x 7 x 0.45	34776	4.05	140842.8
W8=1800 x 7.33 x 0.6 x 7 x 0.45	24936.66	0.30	7481.0
	Σ 259985.57		Σ 946308.78

✚ Sismo en la superestructura

Altura de la viga= 0.91m

$$P = C \times P_{cm} = 0.45 \times 77435.55 \text{kg} = 34846 \text{kg}$$

$$B = 7.5 \text{m} - \left(\frac{0.91 \text{m}}{2} \right) = 7.05 \text{m}$$

✚ Momento en la superestructura

$$M = P \times B = 34846 \text{kg} \times 7.05 \text{m} = 245,664.3 \text{kg} \cdot \text{m}$$

✚ Sismo en la masa del suelo

5% del empuje provocado por la presión activa

$$P = 0.05 \times 109147.5 \text{kg} = 5457.38 \text{kg}$$

$$M = 0.05 \times 272,868.75 \text{kg} \cdot \text{m} = 13643.44 \text{kg} \cdot \text{m}$$

✚ Diseño de vuelco

Combinaciones de cargas **Grupo I= D + L + E**

Donde

D: carga muerta

L: carga viva

E: carga de empuje del suelo

Carga	Vertical(kg)	Horizontal(kg)	Momento(kg·m)
D	587,405.7		2,405,183.66
	77,435.55		98,343.15
L	11,818.18		15,009.10
			66,150
E		109,147.5	272,868.75

$$F_s = \frac{2,405,183.66kg \cdot m + 98,343.15kg \cdot m + 15,009.10kg \cdot m}{66,150kg \cdot m + 272,868.75kg \cdot m}$$

$$F_s = 7.43 > 1.5 \quad ok$$

Grupo VII= D + EQ + E

Donde

EQ: carga de la fuerza sísmica

Carga	Vertical(kg)	Horizontal(kg)	Momento(kg·m)
D	587,405.7		2,405,183.66
	77,435.55		98,343.15
EQ		259,985.57	946,308.78
		34,846	245,664.3
		5,457.38	13,643.44
E		109,147.5	272,868.75

$$F_s = \frac{2,405,183.66kg \cdot m + 98,343.15kg \cdot m}{946,308.78kg \cdot m + 245,664.3kg \cdot m + 13,643.44kg \cdot m + 272,868.75}$$

$$F_s = 1.70 > 1.5 \quad ok$$

✚ Esfuerzos actuantes en la base del muro

Momento resistente

$$M_{Resistente} = 2,405,183.66 \text{ kg} \cdot \text{m} + 98,343.15 \text{ kg} \cdot \text{m} = 2,503,526.81 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\text{Momento de volteo} = M_{EQ} + M_E = 1,478,485.27 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\text{Fuerza horizontal total} = 409,436.45 \text{ kg}$$

$$\text{Fuerza vertical total} = 664,841.25 \text{ kg}$$

Posición de la resultante

$$X = \frac{M_{Resistente} - M_{volteo}}{F_{VT}}$$

$$X = \frac{(2,503,526.81 \text{ kg} \cdot \text{m}) - (1,478,485.27 \text{ kg} \cdot \text{m})}{664,841.25 \text{ kg}} = 1.54 \text{ m} < L/3$$

$$L/3 = 7.33 \text{ m} / 3 = 2.44 \text{ m} \therefore X < L/3 \quad \text{ok}$$

$$\delta = \frac{2P}{3BX} = \frac{2 \times 664,841.25 \text{ kg}}{3 \times 7 \text{ m} \times 1.54 \text{ m}}$$

$$\delta = 41,115.72 \text{ kg/m}^2 < 50,000.00 \text{ kg/m}^2 \quad \text{OK.}$$

✚ Revisión de estribo por cortante

$$F_{sd} = \frac{F + P_p}{P}$$

Donde

P_p = Presión pasiva.

P = Presión activa.

Presión pasiva

$$P_p = \frac{1}{2} W \times h^2 \times K_p \times L$$

$$L=7m, \quad h=4.26m$$

$$P_p = \frac{1}{2} \times 1680kg \times (4.26m)^2 \times 3m \times 7m$$

$$P_p = 320,123.66kg$$

Fuerza de fricción (F).

$$F = f \times F_{VT} = 0.40 \times 664,841.25 \text{ kg} = 265,936.5kg$$

$$F_{sd} = \frac{(265,936.5kg + 320,123.66kg)}{109,147.5kg}$$

$$F_{sd} = 5.37 > 1.5 \text{ ok}$$

8. RESULTADOS

- ✚ Según los estudios de suelo se comprobó en forma general que predomina superficialmente suelos gravo areno arcilloso (GC) según la clasificación SUCS no plástica hasta en profundidad de 0.46 a 0.91m, seguido se tiene una capa heterogenea de un suelo areno arcilloso (SM) de espesor variable entre los 0.46m y 2.74m. finalmente en las perforaciones realizadas se encuentra en 1.83m y 2.74m de profundidad un manto gravo arenoso compacto en el cual se propone asentar las bases del puente en cuestión.
- ✚ Con las pruebas SPT de laboratorio realizada a la dos perforaciones se obtuvo la capacidad de soporte de 5.00 kg/cm²
- ✚ Los estudios hidrológicos dieron como resultado dos valores de caudales según el método racional $Q = 183.54 \text{ m}^3/\text{s}$, con un tiempo de concentración de 21.55 min y una intensidad de 172mm/h y por el método de transito de avenida que será el caudal de diseño $Q_d = 83.20 \text{ m}^3/\text{s}$, un tiempo de concentración de 25 min y una intensidad de 52 mm/h.
- ✚ El tirante crítico según los estudios hidráulicos es de 2.08m y la velocidad de esa sección es de 3.68 m/s.
- ✚ La socavación local del estribo en la parte derecha es de 3.20 m y en la parte izquierda es de 2.41m.
- ✚ En el diseño de la superestructura la losa será de 0.20m de espesor con un refuerzo de varilla # 4 y # 5, con un peso muerto de **1,060.00 Kg/m**, momento ultimo de **5,246.62 Kg.m**, con una carpeta asfáltica de 5cm de espesor, la acera de 0.15 m x 0.60m de largo con un peso de 235 Kg/m con un refuerzo de varilla #3 @ 25cms, # 4 @ 25 cms y # 5 @ 30cms, con camión de diseño HS-20-44, vigas W 36 x 194 y diafragma W12x26, placa base de 14" x 20" x 1", pernos de 1" x 20", empaque de neopreno base de 35 x 50 cm y espesor de 2", la viga de apoyo de 0.83m de ancho x 0.45m de alto x 7m de largo, el estribo por gravedad con ancho de 7m, altura de 7.5m, largo de 7.33m y cumple las tres condiciones de diseño.
- ✚ El peso propio de la superestructura es 25811.85 kg
- ✚ La carga muerta proveniente de la superestructura 98343.15 kg*m
- ✚ La carga viva de la superestructura 15009.10kg*m
- ✚ Los factores de seguridad al vuelco es de 1.70, de deslizamiento 5.37 y de presión es menor que la permitida.

9. CONCLUSIONES

- ✚ El levantamiento topográfico de la zona permite conocer mejor las dimensiones de la sección transversal del cauce y dan la pauta al estudio hidráulico para conocer mejor la trayectoria que tendrá el flujo. La pendiente del cauce principal de 4.095% siendo de clasificación suave.
- ✚ El área de la cuenca del cauce es de 848.6 Ha.
- ✚ El caudal máximo de diseño con un periodo de retorno de 50 años es de 83.20 m³/s.
- ✚ Del análisis de socavación la mayor profundidad se estimó en 3.20m en la pila derecha, esta profundidad es medida a partir del río y comparación con la profundidad de desplante se tendrá una sobre excavación de 0.85m.
- ✚ Longitud del claro del puente es de 15m.
- ✚ Para puentes de luces cortas (0 a 15 m) no es necesario construir pilas.
- ✚ La función principal de los estribos de entrada y salida es de transmitir las cargas de la superestructura a la cimentación.
- ✚ Los impactos ambientales comúnmente asociados a los proyectos son la contaminación del aire por generación del polvo, contaminación de cuerpos de agua por arrastre de sedimentos y mala disposición de excretas del personal y producción de desechos sólidos de construcción y el ruido por uso de maquinaria y equipo de construcción.
- ✚ Los efectos ambientales son generalmente de carácter temporal con un área de influencia puntual o local de intensidad variable, mitigables y prevenibles con la aplicación de normas y medidas sencillas.
- ✚ Los niveles proyectados y la geometría propuesta del puente son adecuados para el correcto funcionamiento de la obra y para evento máximo analizado.

10. RECOMENDACIONES

- ✚ Debido a que el suelo del lecho del cauce es propenso a socavarse se recomienda construir una losa de concreto ciclópeo para la protección de los muros (únicamente debajo del puente).
- ✚ Colocar el armado de acero de losa y estribo como se especifican en los planos.
- ✚ Dejar bien establecidos los niveles topográficos del puente una vez construido para tener presente posibles asentamientos que puedan producirse.
- ✚ La etapa de construcción debe ser supervisada por un ingeniero civil especialista en puente.
- ✚ Para reducir costos en la construcción del puente carretero se recomienda que la mano de obra y los materiales de construcción sean en su mayoría locales.

11. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE VEHICULAR.

ART. 1 Condiciones generales:

A) Toda mención hecha en estas Especificaciones o indicada en los Planos, obliga a El Contratista a suplir e instalar cada artículo, material o equipo, con el proceso o método indicado, calidad requerida o sujeta a calificación y la mano de obra, equipos y complementarios necesarios para la terminación de la obra, Incluyese las Condiciones Generales y Condiciones Especiales.

B) Trabajo requerido:

El trabajo descrito en esta división consiste en la provisión de todo el concreto, acero de refuerzo y el acabado de las superficies expuestas del concreto, de acuerdo a los planos y a estas Especificaciones.

Las diferentes artes tendrán oportunidad suficiente para instalar sus marcos, ganchos, canalizaciones, pernos de anclaje u otros artefactos empotrados en el concreto. La ubicación de todos y cada uno de estos anclajes y artefactos deberá ser aprobada por El Inspector antes de proceder al chorreado del concreto.

Art. 2 Calidad de los materiales:

A) El Cemento

Será de una marca conocida de cemento Portland que cumpla con las Especificaciones C-150 tipo 1 de la " American Society of Testing Materials ".

El Cemento deberá llegar al sitio en sus empaques originales y enteros, almacenándose en bodegas secas sobre tarimas de madera, en estibas no mayores de diez (10) sacos. Todo cemento con evidencias de daño o endurecimiento será rechazado por El Inspector.

B) El acero de refuerzo:

Será de hierro en varillas deformadas según ASTM A-305, tipo Grado Estructural con un límite de fluencia de 40,000 libras / pulgada cuadrada, de acuerdo con las Especificaciones ASTN A-615.

Todas las varillas deben estar limpias, sin trazas de oxidación avanzada y libre de sustancias extrañas que afecten sus propiedades físicas y su adherencia al concreto.

C) Agregados:

Los agregados utilizados en la preparación del concreto deberán ser clasificados según su tamaño y almacenados en forma ordenada para evitar que se revuelvan o ensucien con sustancias extrañas. El origen y calidad de estos materiales deberá ser aprobado por El Inspector. Deberán llegar y utilizarse limpios, libres de sustancias extrañas que afecten la resistencia del concreto.

El agua a utilizarse será potable preferiblemente. La piedra triturada será graduada en diferentes tamaños, utilizándose así: la que pase por un tamiz de 1 / 2" para las columnas del muro.

ART. 3 Construcción de formaletas:

A) Las formaletas serán construidas de madera-tablones o de cualquier otro material que reúna las condiciones de trabajo requeridas para éstas labores.

B) Las formaletas tendrán la resistencia y rigidez necesarias para soportar el concreto, sin movimientos locales superiores a la milésima (0.001) de luz. Los apoyos estarán dispuestos de modo que en ningún momento se produzcan sobre la parte de la obra ya ejecutada, esfuerzos superiores al tercio (1 / 3) de los esfuerzos de diseño. Las juntas de las formaletas no dejarán rendijas de más de tres (3) milímetros para evitar pérdidas de la lechada, pero deberán dejar el huelgo necesario para evitar que por efecto de la humedad durante el fraguado se compriman y deformen los tablones.

ART. 4 Doblado y colocación del acero:

A) El acero de refuerzo se limpiará de toda suciedad u óxido no adherente. Las barras se doblarán en frío, ajustándose a los Planos y Especificaciones del proyecto, sin errores mayores de un (1) centímetro.

B) Las barras se sujetarán a la formaleta con alambre o tacos de hormigón o piedra entre sí con atadura de alambre de hierro dulce No. 16, de modo que no pueden desplazarse durante el chorreado del concreto y que éste pueda envolverlas

completamente.

C) Salvo indicación especial en los planos, las barras quedarán separadas de la superficie del hormigón 7.50 centímetros en las paredes y en los cimientos sobre el suelo. La separación entre barras y paralelas será como mínimo, igual al diámetro o uno y un tercio ($1 - 1 / 3$) el diámetro del mayor agregado grueso usado en dicho elemento.

D) La posición de las barras se ajustará a lo indicado en los planos del proyecto y las instrucciones de la Inspección. Se revisará la correcta disposición del acero de refuerzo antes de proceder al chorreado del concreto y se anotarán en los planos registros de la obra, que al efecto llevará El Contratista, todas las modificaciones de barras que se introducirán autorizadas por la Inspección.

ART. 5 Empalmes del acero:

No se dispondrá sin necesidad de empalmes del acero de refuerzo no señalados en los planos sin autorización de la Inspección. En caso necesario, se dispondrán donde la armadura trabaje menos de dos tercios ($2 / 3$) de su tensión admisible pudiendo ser por solape o soldadura. El espesor del concreto alrededor del solape no bajará en dos (2) diámetros. Los empalmes con soldadura pueden hacerse con arreglo a las normas de la Americana Welding Society (AWS) para este tipo de soldadura. Los empalmes se distanciarán unos de otros de modo que sus centros queden a más de treinta (30) diámetros a lo largo de la pieza o según indicaciones en planos.

Cuando el Inspector permita el uso de esperas, el diámetro de éstas no deberá ser, bajo ningún caso, menor que el diámetro del refuerzo principal.

ART. 6 Resistencia del concreto:

A) La estructura ha sido diseñada para un hormigón que tenga una fatiga de ruptura mínima de 3,000 lb/in². De compresión a los 28 días de chorreado.

B) La proporción de los materiales para los diferentes tipos de concreto deberá llenar el Vo. Bo. del laboratorio de Materiales autorizados. La mezcla deberá ser satisfactoriamente plástica y laborable con la resistencia requerida.

ART. 7 Preparación del concreto:

A) La preparación del concreto deberá hacerse en una mezcladora mecánica con no menos de 1.5 minuto de revolución continua, una vez que todos los ingredientes hayan sido introducidos dentro de la mezcladora.

Se completará la descarga de la mezcladora dentro de un período de 30 minutos después de la introducción del agua para la mezcla de cemento y los áridos.

- B) El Inspector podrá autorizar la mezcla a mano de las partes de la obra de escasa importancia, debido hacerse entonces sobre una superficie impermeable, haciéndose la mezcla en seco hasta que aparezca de aspecto uniforme y agregando después el agua en pequeñas cantidades hasta obtener un producto homogéneo y cuidando que durante la operación no se mezcle la tierra ni impureza alguna.
- C) El concreto a ser vertido para relleno de los boquetes de las losas prefabricadas, es decir en los puntos donde se unirá las Vigas metálicas con las losetas deberá ser preparado con un adhesivo epóxico que garantice altas resistencias mecánicas de trabajo, preferiblemente de la línea **Sika**. Antes de aplicar dicho concreto se debe asegurar que las superficies estén sanas, rugosa y limpia, libre de partes sueltas, contaminación de aceites, polvos, u otras sustancias extrañas.

ART. 8 Prueba del concreto

A) Si lo dispone el Inspector, de cada fundida El Contratista sin costo alguno para El Inversionista hará hasta 3 cilindros del concreto tomados de la mezcla que el Inspector apruebe y determinará su resistencia a los veintiocho (28) días por medio de ensayos efectuados en el Laboratorio de materiales autorizado.

B) Si los resultados de la ruptura de cilindros a los veintiocho (28) días fueren defectuosos en más de un 25 %, el Inspector podrá rechazar la parte de la obra correspondiente.

C) El Inspector podrá, sin embargo, aceptar la parte de la obra defectuosa, siempre que sea factible sin peligro a su juicio, pero ejecutando una prueba previa con una sobrecarga superior a la del cálculo en un cincuenta por ciento (50 %),

comprobando que resiste en buenas condiciones.

ART. 9 Puesta en obra del concreto:

A) El transporte y chorreado del concreto se hará de modo que no se disgreguen sus elementos, volviendo a mezclarse al menos con una vuelta de pala, los que acusen señales de segregación. No se tolerará colocación de mezcla que acuse un principio de fraguado, prohibiéndose adición de agua o lechada durante la operación del chorreado del concreto.

ART. 10 Vibrado del concreto:

A) El concreto de consistencia blanda o plástica, una vez chorreado será preferentemente agitado con vibrador, accionado con motor eléctrico o de combustión, aunque se permitirá realizarlo también con barras en forma de espátulas, insistiendo en que vibre lo necesario para que el concreto penetre en todos los rincones.

B) En el concreto de consistencia plástica y seca deberá emplearse el apisonado por vibrado lo necesario para que su efecto se extienda a toda la masa sin iniciar disgregaciones locales y en capas no mayores de 20 cms. de espesor.

ART. 11 Curado del concreto:

Se cuidará de mantener continuamente húmeda la superficie del concreto, por lo menos los primeros siete (7) días después de su colocación. Se evitarán causas externas como sobrecargas o vibraciones que puedan provocar fisuras en el concreto, durante el proceso de curado del mismo.

ART. 12 Desencofrados y descimbramientos:

El retiro de formaletas y cimbras se realizara a como se indica en el cuadro siguiente:

A) No se hará ningún descimbramiento mientras el concreto no tenga una resistencia superior del triple, de la carga de trabajo producido por dicha operación. Durante estas operaciones de descimbramiento se cuidará de no dar golpes ni hacer esfuerzos sobre el concreto que puedan perjudicarle y de que el descenso o

separación de los apoyos se haga en forma que no produzcan esfuerzos anormales en algún punto que superen al tercio ($1 / 3$) de lo previsto en los cálculos.

B) Se tendrá especial cuidado en no cargar losas o vigas durante el proceso de fraguado, con almacenamiento de materiales o equipos que puedan causar deformaciones permanentes.

Vigas de asiento 3 Días

Losa de concreto 28 Días

ART. 13 Juntas de concreto:

Antes de llenar secciones adyacentes de un elemento de concreto, deberá de eliminarse del concreto existente todo el material suelto. Y se deberá de piquetear total y cuidadosamente toda la superficie eliminando una capa de 1 cm. de espesor del concreto existente, dejando una superficie áspera que deberá de limpiarse cuidadosamente.

Antes de proceder a colocar el concreto nuevo, debe humedecerse la junta y debe cubrirse con una lechada espesa de cemento inmediatamente antes del chorreado.

Mampostería

Mampostería Clase "A" para el Drenaje Menor: el mortero a utilizar para la mampostería del drenaje menor, cunetas y contra-cunetas, será de arena y cemento en las proporciones necesarias para alcanzar una resistencia a la ruptura de $70 \text{ Kg } \backslash \text{cm}^2$, a los 28 días de edad como mínimo.

Mampostería Clase "A" para el Drenaje Mayor (Cajas y Puentes): el mortero para la mampostería de los puentes y cajas, será de arena y cemento en las proporciones para alcanzar una resistencia a la ruptura de $100 \text{ Kg } \backslash \text{cm}^2$, a los 28 días de edad como mínimo.

ESTRUCTURA DE ACERO

ART. 1 Condiciones generales:

A) Toda mención hecha en éstas Especificaciones o indicada en los planos,

obliga a El Contratista a suplir e instalar cada artículo, material o equipo, con el proceso o método indicado, calidad requerida o sujeta a calificación y la mano de obra, equipos y complementarios necesarios para la terminación de la obra. Incluyese las Condiciones Generales y Condiciones Específicas.

B) Trabajo requerido:

El trabajo consiste en la fabricación de toda la estructura de acero incluyendo las placas, angulares y anclas de las uniones mostradas en los planos.

El Contratista será el único responsable de los errores de fabricación o de cualquier otro detalle que no esté de acuerdo con los planos o éstas Especificaciones.

El Contratista suministrará patrones para la colocación de pernos, de anclajes y esperas. Será responsable, además, de la colocación a su debido tiempo, de todos los elementos de acero que deben quedar empotrados en el concreto.

ART. 2 Normas de construcción:

Para la fabricación y erección de la estructura de acero se utilizarán las reglas y prácticas corrientes establecidas en el Código Practicas Standard para edificios y puertas de acero, y las Especificaciones para "Diseño fabricación y erección de acero estructural para edificios, del instituto Americano de Construcción del Acero", salvo que en los planos se especifique otros métodos.

ART. 3 Materiales:

A) Acero estructural: El acero estructural deberá cumplir las Especificaciones ASTM-A36 para el formado en caliente y ASTM-A570 grado B para el formado en frío.

B) Los pernos de anclaje con sus tuercas y arandelas serán también de calidad aprobada por El Inspector, si no se indica otra calidad, deberán cumplir con la designación ASTM-A307.

C) Todos los elementos de la estructura de acero llegarán a la obra, limpios, libres de materias extrañas, golpes y con una mano de pintura anticorrosiva a base de plomo. Una vez erigida la estructura, se le aplicará otra mano de pintura

anticorrosiva a prueba de óxido, previo retoque de las partes soldadas o rayadas.

ART. 4 Soldadura y cortes:

A) El Contratista deberá someter a la aprobación de El Inspector un detalle completo de los tipos y métodos de soldadura y cortes a utilizar en los trabajos. Igualmente se someterán a aprobación los electrodos a usarse.

B) Si surgiere alguna duda sobre la eficiencia de la soldadura, El Inspector podrá ordenar pruebas de trepanación de soldadura. Si las pruebas resultaren deficientes, se probarán todas las demás soldaduras. Las soldaduras defectuosas serán cortadas todas o parcialmente, según el criterio del Inspector y soldadas de nuevo.

C) Si no se indica otro procedimiento, todos los trabajos de soldadura, diseño de conexiones, electrodos, mano de obra, etc., deberán cumplir con las normas aplicables del American Welding Highway and Rail Road Bridges. Los Electrodos a usarse serán de las series E-70 grado SA-1 para proceso de arco sumergido.

Los ensambles serán precisos y concordantes. La soldadura pareja, uniforme y pulida, sin menoscabar el espesor especificado de la soldadura.

ART. 5 Proceso de fabricación:

A) Requisitos de fabricación:

- Los trabajos de estructura de acero consistentes en el suministro, instalación y pintura de todo el acero estructural, anclajes y artículos misceláneos relacionados con el mismo, necesarios para completar todo el trabajo indicado en los planos y descritos en éstas Especificaciones.

- Estos trabajos incluyen la preparación de Cronogramas de fabricación e instalación, planos de taller y la debida coordinación, con las otras artes.

B) Planos y fabricación:

- Los planos de fabricación para todo el trabajo incluido en ésta sección serán preparados por El Contratista de la estructura de acero y presentada, en tres copias, al Inspector para su revisión y aprobación, antes de iniciar los trabajos.

- Los planos de fabricación deberán incluir información concerniente a la fabricación de todas las partes que componen la estructura. Se indicarán el tamaño y peso de los elementos, tipo y localización de los elementos, conexiones en fábrica y en el campo, tipo y extensión de soldaduras y en los casos que sea requerido la secuencia de soldar.

Se revisará y aprobará además el tamaño y disposición de los elementos principales y auxiliares, y la resistencia de las conexiones.

Cualquier error en las dimensiones indicadas en los planos de fabricación será responsabilidad del Contratista.

Será responsabilidad del Contratista la aclaración oportuna y la solución de cualquier incongruencia u omisión de detalles de unión mostrados en los planos estructurales, para lo cual deberá presentar planos de taller y aprobados por El Supervisor o El Dueño.

C) Mano de obra:

La mano de obra deberá ser calificada y de experiencia reconocida en el ramo. Los equipos y accesorios de trabajo serán los requeridos y necesarios para estos trabajos.

ART. 9 Pintura:

- A) Una vez inspeccionado y aprobado el material y antes de ser retirado del taller de fabricación, se limpiará el acero de adherencias, sarro, salpicaduras, depósitos y residuos de soldadura, aceite, suciedad y otras materias extrañas. Se aplicará una mano de pintura roja a base de plomo a toda la superficie de acero, a excepción de las superficies que serán recubiertas con hormigón, las superficies acabadas a máquina y los cantos y superficies adyacentes a las áreas que se soldarán en sitio. Las superficies deberán estar secas cuando se aplique la pintura. Las superficies acabadas a máquina se protegerán de la corrosión con una pintura apropiada. Se removerá la pintura de las superficies que deberán ser soldadas en una distancia de cinco (5) centímetros de ambos lados de la unión.

- B) Pintura en sitio: Después de la erección, retoque con el mismo tipo de pintura usado para la primera mano, las conexiones hechas en el sitio y las secciones golpeadas y rayadas. A continuación todas las superficies deberán ser pintadas de acuerdo a lo indicado en la División "Pintura" a excepción de las superficies en contacto con aluminio. Estas superficies se pintarán con dos capas de Sika Seal, manufacturada por "Sika Chemical Corp"., o un producto equivalente.

ART. 10 Inspección:

Todo el proceso de fabricación y erección de la estructura metálica estará sujeto a la Inspección en fábrica, taller y en el sitio, de parte del Inspector o de representantes calificados nombrados por él o por El Inversionista.

La inspección no relevará a El contratista de sus responsabilidades en la fabricación y erección de la estructura de acero, de acuerdo a los requisitos del Contrato.

12. BIBLIOGRAFÍA

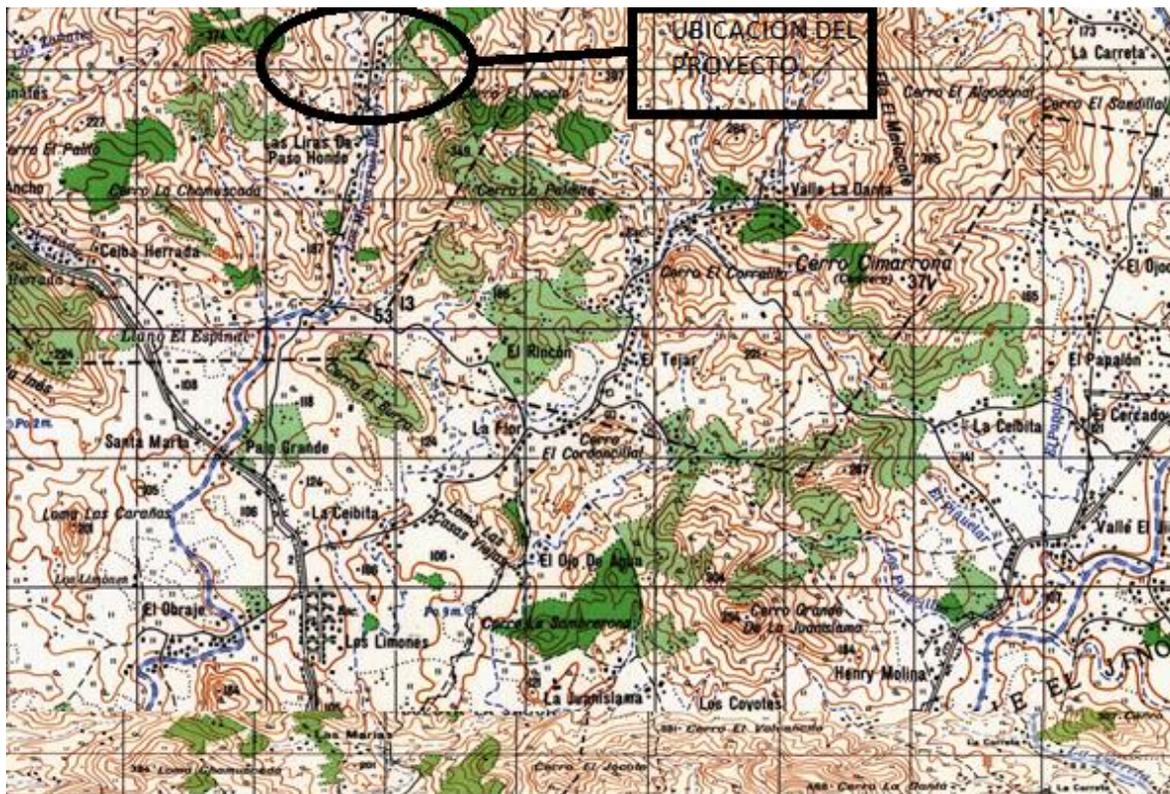
- Alcaldía Municipal. (1999). Plan de Desarrollo Municipal de Santo Tomas del Norte. Chinandega, Nicaragua: Autor.
- Altamirano, L, B. (2000). Apuntes de Puente. Managua, Nicaragua.
- Bernal C.A. (2006). Metodología de la investigación. 2da edición. México, Pearson Educación de México, S.A de C, V.
- Comisión nacional del medio ambiente de la presidencia de la república de Guatemala. Instructivo de procedimiento para las evaluaciones de impacto ambiental. Capítulo 2.
- Fondo de inversión social de emergencia (FISE). (2010). Catálogo de etapas y sub-etapas. Managua, Nicaragua: Nuevo FISE.
- Fondo de inversión social de emergencia (FISE). (2010). Guía de costos- Nuevo FISE. Managua, Nicaragua: Nuevo FISE.
- INIFOM (Instituto Nicaragüense de Fomento Municipal). Ficha municipal. Recuperado el 22 de enero de 2012.
- Jack C. Mc Cormac. (2004). Análisis estructural. 3ra edición.
- Ministerio del ambiente y recursos naturales MARENA. Curso de evaluación de impacto ambiental. Bluefields, Nicaragua.
- Manual de diseño de puente. (2003). Lima, Perú.
- Manual de la AASHTO. (2004).
- Manual de obras de drenaje mayor y menor. (2004).
- Mecánica de suelo, editorial pueblo y educación
- Rojas, C. (s.f.). Evaluación de Impacto Ambiental. Recuperado el 04 de enero de 2010.
- Tirado, P, V. (2009). Apuntes de Hidrología. Managua, Nicaragua.

Web grafía

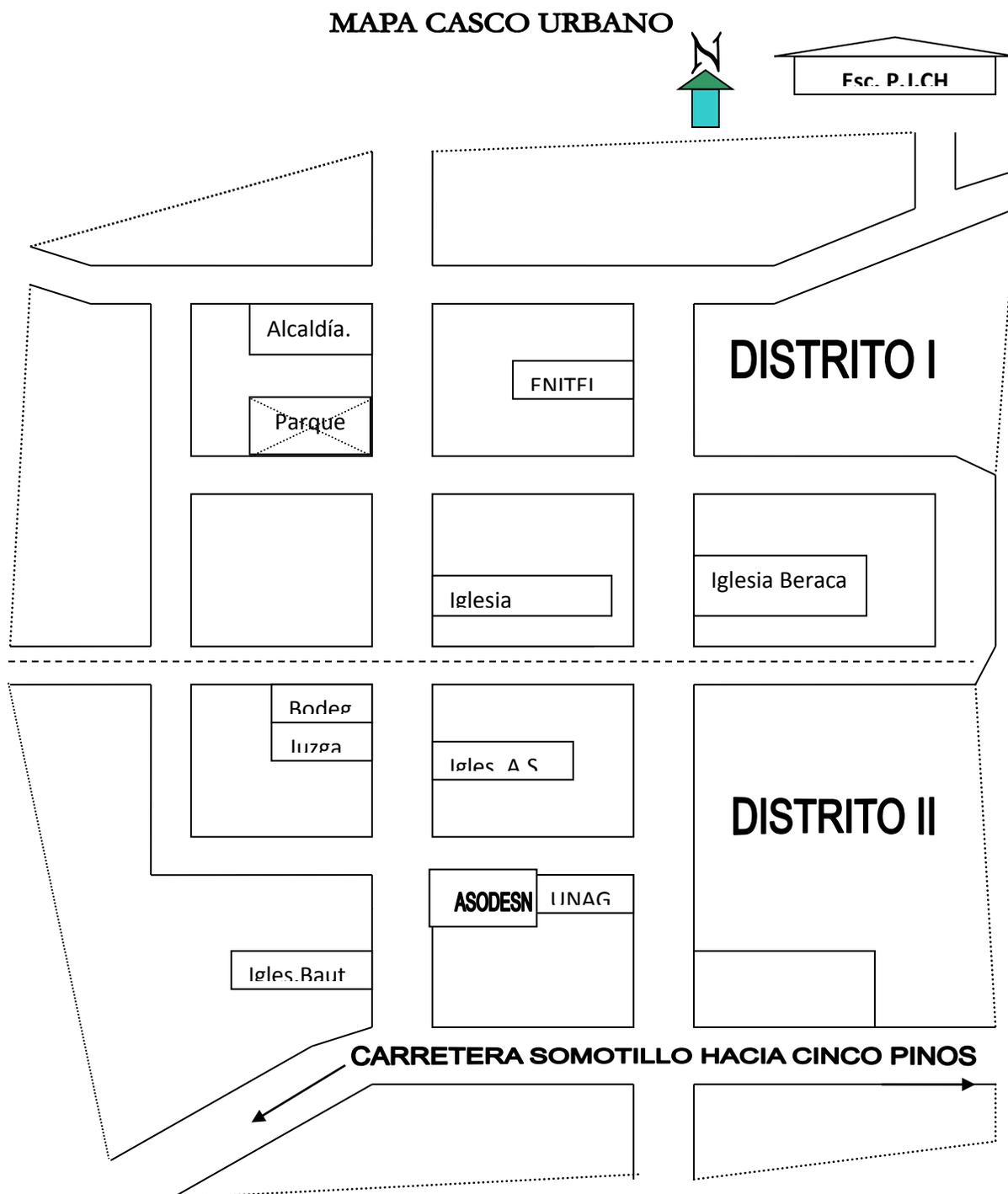
- www.ccad.ws/documentos/legislacion/GT/A-15-10.pdf
- <http://www.monografias.com/trabajos13/impac/impac.shtml>.

13. ANEXOS

MAPA N° 4. UBICACIÓN DEL PROYECTO EN LA COMUNIDAD PASO HONDO DEL MUNICIPIO DE SANTO TOMAS. Fuente: Elaboración Propia. Febrero 2013.



MAPA Nº 5. CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE SANTO TOMAS. Fuente: Alcaldía



MAPA N° 6. COMUNIDAD DE PASO HONDO DEL MUNICIPIO DE SANTO TOMAS.
Fuente: Alcaldía municipal.



MAPA NO. 7. CUENCA N°58. RIO NEGRO. Fuente: Alcaldía municipal.
Diagnóstico de Cuencas. León Chinandega

Fuente:



MAPA N.º 8.USO ACTUAL DEL SUELO. Fuente: Alcaldía municipal

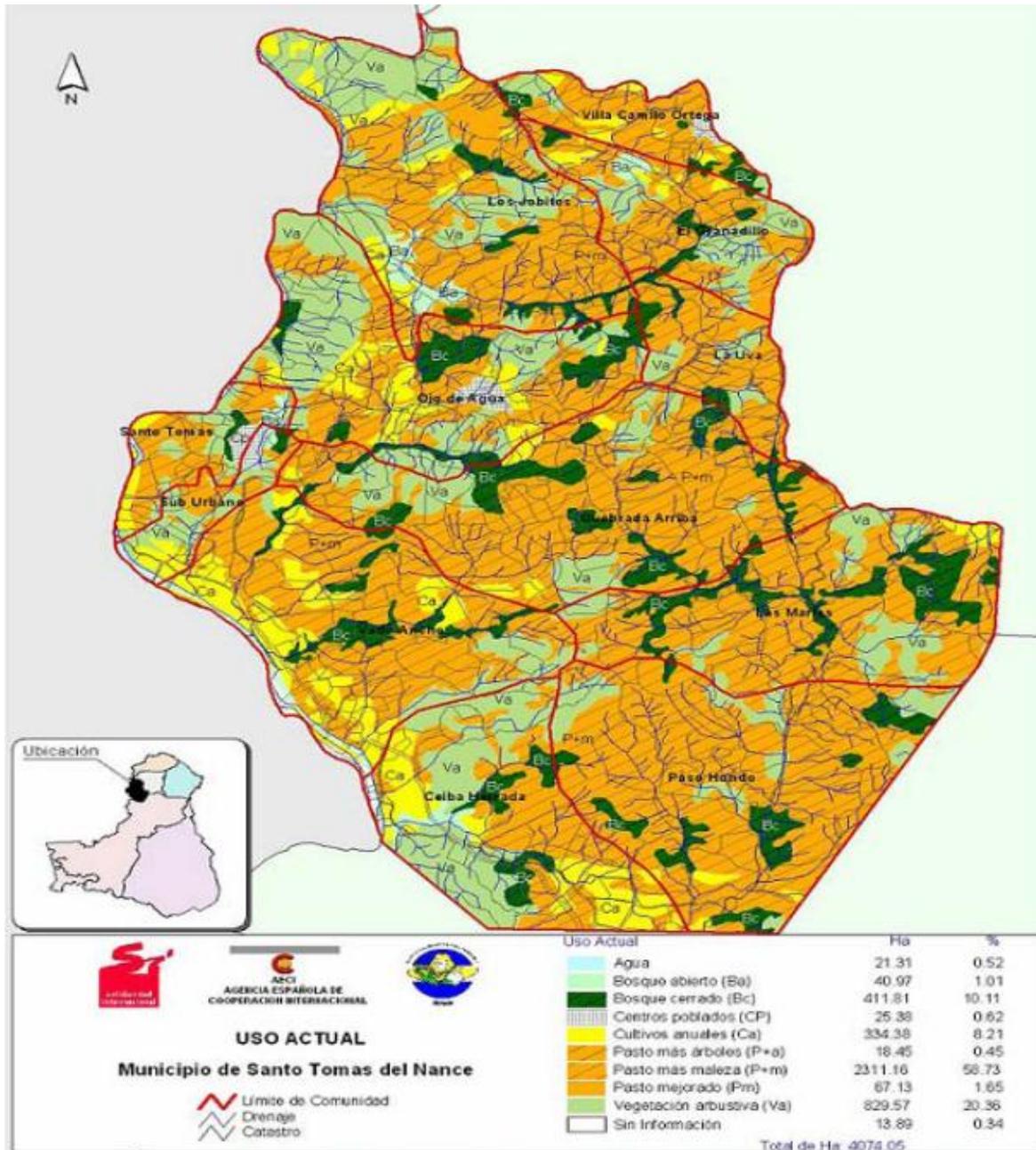




Ilustración 55. Estacionamiento del punto 1. Fuente: Elaboración propia, Noviembre 2012.



Ilustración 56. Estación total marca LEICA Fuente: Elaboración propia, Noviembre 2012.

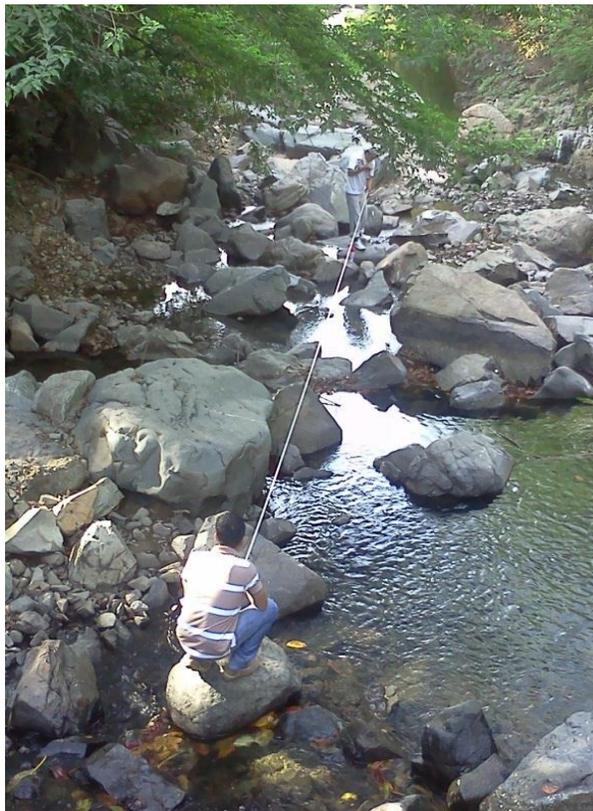


Ilustración 57. Medición de la longitud del río a cada 10m. Fuente: Elaboración propia, Noviembre 2012.



Ilustración 58. Deterioro de las alcantarillas. Fuente: Elaboración propia, Noviembre 2012.



Ilustración 59. Vista de las alcantarillas arriba y abajo del río. Fuente: Elaboración propia, Noviembre 2012.

Resultado de los muestra de suelos.

Determinación de composición de granulometría

Proyecto: Puente Paso Hondo

Perforación: Nº 1

Fecha: -----25 /may/2012-----

Muestra: Nº 1

Profundidad (pies): 0 a 3

Composición Granulométrica del material retenido en la malla Nº 4

Malla	Peso Retenido Parcial grs	% Retenido parcial	% Retenido Acumulado	% Que pasa La Malla
2"	0	0.0	0.0	100.0
1 ½"	0	0.0	0.0	100.0
1"	0	0.0	0.0	100.0
¾"	52.6	11.9	11.9	88.1
½"	49.5	11.2	23.1	76.9
⅜"	48.4	11.0	34.0	66.0
¼"	0	0.0	34.0	66.0
Nº 4	77.5	17.5	51.6	48.4
Pasa la Nº 4	214.0	48.4	100.0	
Suma	442.0	100.0		

Composición Granulométrica del Material Tamizado por la malla (por lavado)

Malla Nº	Peso Retenido Parcial grs	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que pasa La Malla
10	21.2	16.7	16.7	31.8
20		0.0	16.7	31.8
40	14.7	11.6	28.2	20.2
60		0.0	28.2	20.2
100		0.0	28.2	20.2
200	7.7	6.1	34.3	14.1
Pasa :Nº 200	18	14.1	48.4	0.0
suma	61.6	48.4		

Lavado

Tara		V-1
Peso seco (grs)	(1)	61.6
Peso seco lavado (grs)	(2)	43.6
Diferencias (grs)	(1)-(2)=(3)	18
Pasa Nº 200 (grs)	(4)	
Suma	(3)+(4)=(5)	18

Pruebas sobre el material tamizado

Proyecto: Puente Paso Hondo

Perforación: Nº 1

Fecha: -----25/may/2012-----

Muestra: Nº 1

Profundidad (pies): 0 a 3

LIMITE LÍQUIDO

Nº de Golpes N	25	22
RecipienteNº	T-1	T-2
PW + Recipiente (1)	36.40	32.45
PS + Recipiente (2)	33.20	26.91
Agua =(1)-(2) (3)	3.2	3.54
Peso de recipiente (4)	21.5	16.5
PS=(2)-(4) (5)	11.7	12.45
% de Agua = (3)/(5)*100 (6)	27.35%	28.53%
Factor K	1	0.985
Limite Liquido= (6)*K (7)	27.35%	28.10%

FACTORES K

N	K
10	0.895
11	0.906
12	0.915
13	0.924
14	0.932
15	0.940
16	0.947
17	0.954
18	0.961
19	0.967
20	0.973
21	0.979
22	0.985
23	0.990
24	0.995
25	1
26	1.005
27	1.009
28	1.014
29	1.018
30	1.022
31	1.026
32	1.030
33	1.034
34	1.038
35	1.042
36	1.045
37	1.048
38	1.051
39	1.054

LIMITE PLASTICO

RecipienteNº	T-3	T-4
PW + Recipiente (8)	37.60	27.40
PS + Recipiente (9)	34.40	25.20
Agua =(8)-(9) (10)	3.2	2.2
Peso de recipiente (11)	21.4	16.2
PS=(9)-(11) (12)	13	9
Limite Plástico (10)/(12)*100 (13)	24.62%	24.44%

RESULTADOS

Limite Liquido %	27.7 %
Limite Plástico %	24.5 %
Índice de Plasticidad	3.2 %
Cont. Lineal	

Determinación de composición de granulometría

Proyecto: Puente Paso Hondo

Perforación: Nº 1

Fecha: -----25/may/2012-----

Muestra: Nº 2

Profundidad (pies): 3 a 6

Composición Granulométrica del material retenido en la malla Nº 4

Malla	Peso Retenido Parcial grs	% Retenido parcial	% Retenido Acumulado	% Que pasa La Malla
2"	0	0.0	0.0	100.0
1 ½"	0	0.0	0.0	100.0
1"	0	0.0	0.0	100.0
¾"	59	5.4	5.4	94.6
½"	78	7.1	12.5	87.5
⅜"	92	8.4	20.9	79.1
¼"	0	0.0	20.9	79.1
Nº 4	142	13.0	33.9	66.1
Pasa la Nº 4	723.0	66.1	100.0	
Suma	1094.0	100.0		

Composición Granulométrica del Material Tamizado por la malla (por lavado)

Malla Nº	Peso Retenido Parcial grs	% Retenido parcial	% Retenido Acumulado	% Que pasa La Malla
10	18	14.5	14.5	51.6
20		0.0	14.5	51.6
40	22.3	17.9	32.4	33.7
60		0.0	32.4	33.7
100		0.0	32.4	33.7
200	19.3	15.5	47.9	18.2
Pasa la Nº 200	22.6	18.2	66.1	0.0
Suma	82.2	66.1		

Lavado

Tara		V-2
Peso seco (grs)	(1)	82.2
Peso seco lavado (grs)	(2)	59.6
Diferencias (grs)	(1)-(2)=(3)	22.6
Pasa Nº 200 (grs)	(4)	
Suma	(3)+(4)=(5)	22.6

Pruebas sobre el material tamizado

Proyecto: Puente Paso Hondo

Perforación: Nº 1

Fecha: -----25/may/2012-----

Muestra: Nº 2

Profundidad (pies): 3 a 6

LIMITE LÍQUIDO

Nº de Golpes N	18	23
RecipienteNº	T-5	T-6
PW + Recipiente (1)	41.92	45.82
PS + Recipiente (2)	38.75	43.13
Agua =(1)-(2) (3)	3.17	2.69
Peso de recipiente (4)	28	33.4
PS=(2)-(4) (5)	10.75	9.73
% de Agua = (3)/(5)*100 (6)	29.49%	27.65%
Factor K	0.961	0.99
Limite Liquido=(6)*K (7)	28.34%	27.37%

FACTORES K

1	K
10	0.895
11	0.906
12	0.915
13	0.924
14	0.932
15	0.940
16	0.947
17	0.954
18	0.961
19	0.967
20	0.973
21	0.979
22	0.985
23	0.990
24	0.995
25	1
26	1.005
27	1.009
28	1.014
29	1.018
30	1.022
31	1.026
32	1.030
33	1.034
34	1.038
35	1.042
36	1.045
37	1.048
38	1.051
39	1.054

LIMITE PLASTICO

RecipienteNº	T-7	T-8
PW + Recipiente (8)	41.25	31.23
PS + Recipiente (9)	37.45	26.14
Agua =(8)-(9) (10)	3.8	3.09
Peso de recipiente (11)	21.6	15.35
PS=(9)-(11) (12)	15.85	12.79
Limite Plástico (10)/(12)*100 (13)	23.97%	24.16%

RESULTADOS

Limite Liquido %	27.9 %
Limite Plástico %	24.1 %
Índice de Plasticidad	3.8 %
Cont. Lineal	

Determinación de composición de granulometría

Proyecto: Puente Paso Hondo

Perforación: Nº 1

Fecha: -----25/may/2012-----

Muestra: Nº 3

Profundidad (pies): 6 a 9

Composición Granulométrica del material retenido en la malla Nº 4

Malla	Peso Retenido Parcial grs	% Retenido parcial	% Retenido Acumulado	% Que pasa La Malla
2"	0	0.0	0.0	100.0
1 ½"	0	0.0	0.0	100.0
1"	0	0.0	0.0	100.0
¾"	0	0.0	0.0	100.0
½"	24	6.1	6.1	93.9
⅜"	64	16.3	22.4	77.6
¼"	0	0.0	22.4	77.6
Nº 4	122	31.0	53.4	46.6
Pasa la Nº 4	183.0	46.6	100.0	
Suma	393.0	100.0		

Composición Granulométrica del Material Tamizado por la malla (por lavado)

Malla Nº	Peso Retenido Parcial grs	% Retenido parcial	% Retenido Acumulado	% Que pasa La Malla
10	6.8	8.6	8.6	38.0
20		0.0	8.6	38.0
40	8.3	10.5	19.1	27.5
60		0.0	19.1	27.5
100		0.0	19.1	27.5
200	6.4	8.1	27.2	19.4
Pasa la Nº 200	15.3	19.4	46.6	0.0
Suma	36.8	46.6		

Lavado

Tara		V-4
Peso seco (grs)	(1)	36.8
Peso seco lavado (grs)	(2)	21.5
Diferencias (grs)	(1)-(2)=(3)	15.3
Pasa Nº 200 (grs)	(4)	
Suma	(3)+(4)=(5)	15.3

Pruebas sobre el material tamizado

Proyecto: Puente Paso Hondo

Perforación: Nº 1

Fecha: ---25/may/2012-----

Muestra: Nº 3

Profundidad (pies): 6 a 9

LIMITE LÍQUIDO

Nº de Golpes N	10	10
RecipienteNº	T-9	T-10
PW + Recipiente (1)	0.00	0.00
PS + Recipiente (2)	0.00	0.00
Agua =(1)-(2) (3)	0	0
Peso de recipiente (4)	28.9	22.1
PS=(2)-(4) (5)	-28.9	-22.1
% de Agua = (3)/(5)*100 (6)	0.00%	0.00%
Factor K	0.895	0.895
Limite Liquido=(6)*K (7)	0.00%	0.00%

FACTORES K

N	K
10	0.895
11	0.906
12	0.915
13	0.924
14	0.932
15	0.940
16	0.947
17	0.954
18	0.961
19	0.967
20	0.973
21	0.979
22	0.985
23	0.990
24	0.995
25	1
26	1.005
27	1.009
28	1.014
29	1.018
30	1.022
31	1.026
32	1.030
33	1.034
34	1.038
35	1.042
36	1.045
37	1.048
38	1.051
39	1.054

LIMITE PLASTICO

RecipienteNº	T-11	T-12
PW + Recipiente (8)	0.00	0.00
PS + Recipiente (9)	0.00	0.00
Agua =(8)-(9) (10)	0	0
Peso de recipiente (11)	27.4	27.2
PS=(9)-(11) (12)	-27.4	-27.2
Limite Plástico (10)/(12)*100 (13)	0.00%	0.00%

RESULTADOS

Limite Liquido %	0.0%
Limite Plástico %	0.0 %
Índice de Plasticidad	0.0 %
Cont. Lineal	

Determinación de composición de granulometría

Proyecto: Puente Paso Hondo

Perforación: Nº 2

Fecha: --25/may/2012----

Muestra: Nº 4

Profundidad (pies): 0 a 1.5

Composición Granulométrica del material retenido en la malla Nº 4

Malla	Peso Retenido Parcial grs	% Retenido parcial	% Retenido Acumulado	% Que pasa La Malla
2"	0	0.0	0.0	100.0
1 ½"	0	0.0	0.0	100.0
1"	50	9.2	9.2	90.8
¾"	0	0.0	9.2	90.8
½"	37.5	6.9	16.1	83.9
⅜"	25	4.6	20.7	79.3
¼"	0	0.0	20.7	79.3
Nº 4	186	34.2	54.9	45.1
Pasa la Nº 4	245.0	45.1	100.0	
Suma	543.5	100.0		

Composición Granulométrica del Material Tamizado por la malla (por lavado)

Malla Nº	Peso Retenido Parcial grs	% Retenido parcial	% Retenido Acumulado	% Que pasa La Malla
10	20	9.0	9.0	36.1
20		0.0	9.0	36.1
40	48.5	21.9	30.9	14.2
60		0.0	30.9	14.2
100		0.0	30.9	14.2
200	21.1	9.5	40.4	4.7
Pasa la Nº 200	10.4	4.7	45.1	0.0
Suma	100	45.1		

Lavado

Tara		V-1
Peso seco (grs)	(1)	100
Peso seco lavado (grs)	(2)	89.6
Diferencias (grs)	(1)-(2)=(3)	10.4
Pasa Nº 200 (grs)	(4)	
Suma	(3)+(4)=(5)	10.4

Pruebas sobre el material tamizado

Proyecto: Puente Paso Hondo

Perforación: Nº 2

Fecha: -----25/may/2012-----

Muestra: Nº 4

Profundidad (pies): 0a 1.5

LIMITE LÍQUIDO

Nº de Golpes N	10	10
RecipienteNº	T-1	T-2
PW + Recipiente (1)	0.00	0.00
PS + Recipiente (2)	0.00	0.00
Agua =(1)-(2) (3)	0	0
Peso de recipiente (4)	15	14.6
PS=(2)-(4) (5)	-15	-14.6
% de Agua = (3)/(5)*100 (6)	0.00%	0.00%
Factor K	0.895	0.895
Limite Liquido=(6)*K (7)	0.00%	0.00%

FACTORES K

N	K
10	0.895
11	0.906
12	0.915
13	0.924
14	0.932
15	0.940
16	0.947
17	0.954
18	0.961
19	0.967
20	0.973
21	0.979
22	0.985
23	0.990
24	0.995
25	1
26	1.005
27	1.009
28	1.014
29	1.018
30	1.022
31	1.026
32	1.030
33	1.034
34	1.038
35	1.042
36	1.045
37	1.048
38	1.051
39	1.054

LIMITE PLASTICO

RecipienteNº	T-3	T-4
PW + Recipiente (8)	0.00	0.00
PS + Recipiente (9)	0.00	0.00
Agua =(8)-(9) (10)	0	0
Peso de recipiente (11)	15.9	14.9
PS=(9)-(11) (12)	-15.9	-14.9
Limite Plástico (10)/(12)*100 (13)	0.00%	0.00%

RESULTADOS

Limite Liquido %	0.0%
Limite Plástico %	0.0 %
Índice de Plasticidad	0.0 %
Cont. Lineal	

Determinación de composición de granulometría

Proyecto: Puente Paso Hondo

Perforación: Nº 2

Fecha: ----25/may/2012-----

Muestra: Nº 5

Profundidad (pies): 1.5 a 6

Composición Granulométrica del material retenido en la malla Nº 4

Malla	Peso Retenido Parcial grs	% Retenido parcial	% Retenido Acumulado	% Que pasa La Malla
2"	0	0.0	0.0	100.0
1 ½"	0	0.0	0.0	100.0
1"	0	0.0	0.0	100.0
¾"	103	11.0	11.0	89.0
½"	56	6.0	17.0	83.0
⅜"	52	5.6	22.5	77.5
¼"	0	0.0	22.5	77.5
Nº 4	123	13.1	35.7	64.3
Pasa la Nº 4	602.0	64.3	100.0	
Suma	936.0	100.0		

Composición Granulométrica del Material Tamizado por la malla (por lavado)

Malla Nº	Peso Retenido Parcial grs	% Retenido parcial	% Retenido Acumulado	% Que pasa La Malla
10	20	13.1	13.1	51.2
20		0.0	13.1	51.2
40	43	28.2	41.3	23.1
60		0.0	41.3	23.1
100		0.0	41.3	23.1
200	18.8	12.3	53.6	10.7
Pasa la Nº 200	16.4	10.7	64.3	0.0
Suma	98.2	64.3		

Lavado

Tara		V-2
Peso seco (grs)	(1)	98.2
Peso seco lavado (grs)	(2)	81.8
Diferencias (grs)	(1)-(2)=(3)	16.4
Pasa Nº 200 (grs)	(4)	
Suma	(3)+(4)=(5)	16.4

Pruebas sobre el material tamizado

Proyecto: Puente Paso Hondo

Perforación: Nº 2

Fecha: ---25/may/2012-----

Muestra: Nº 5

Profundidad (pies): 1.5 a 6

LIMITE LÍQUIDO

Nº de Golpes N	16	20
RecipienteNº	T-5	T-6
PW + Recipiente (1)	40.10	45.30
PS + Recipiente (2)	37.50	42.80
Agua =(1)-(2) (3)	2.6	2.5
Peso de recipiente (4)	28	33.4
PS=(2)-(4) (5)	9.5	9.5
% de Agua = (3)/(5)*100 (6)	27.37%	26.60%
Factor K	0.947	0.973
Limite Liquido=(6)*K (7)	25.92%	25.88%

FACTORES K

N	K
10	0.895
11	0.906
12	0.915
13	0.924
14	0.932
15	0.940
16	0.947
17	0.954
18	0.961
19	0.967
20	0.973
21	0.979
22	0.985
23	0.990
24	0.995
25	1
26	1.005
27	1.009
28	1.014
29	1.018
30	1.022
31	1.026
32	1.030
33	1.034
34	1.038
35	1.042
36	1.045
37	1.048
38	1.051
39	1.054

LIMITE PLÁSTICO

RecipienteNº	T-7	T-8
PW + Recipiente (8)	40.30	29.32
PS + Recipiente (9)	36.90	26.79
Agua =(8)-(9) (10)	3.4	2.530280908
Peso de recipiente (11)	21.6	15.35
PS=(9)-(11) (12)	15.3	11.43973909
Limite Plástico (10)/(12)*100 (13)	22.22%	22.12%

RESULTADOS

Limite Liquido %	25.9%
Limite Plástico %	22.2%
Índice de Plasticidad	3.7%
Cont. Lineal	

Determinación de composición de granulometría

Proyecto: Puente Paso Hondo

Perforación: Nº 2

Fecha: ---25/may/2012-----

Muestra: Nº 6

Profundidad (pies): 6 a 9

Composición Granulométrica del material retenido en la malla Nº 4

Malla	Peso Retenido Parcial grs	% Retenido parcial	% Retenido Acumulado	% Que pasa La Malla
2"	0	0.0	0.0	100.0
1 ½"	0	0.0	0.0	100.0
1"	0	0.0	0.0	100.0
¾"	0	0.0	0.0	100.0
½"	0	0.0	0.0	100.0
⅜"	0	0.0	0.0	100.0
¼"	0	0.0	0.0	100.0
Nº 4	30	27.8	27.8	72.8
Pasa la Nº 4	78.0	72.2	100.0	
Suma	108.0	100.0		

Composición Granulométrica del Material Tamizado por la malla (por lavado)

Malla Nº	Peso Retenido Parcial grs	% Retenido parcial	% Retenido Acumulado	% Que pasa La Malla
10	6	5.6	5.6	66.6
20		0.0	5.6	66.6
40	16	15.0	20.6	51.6
60		0.0	20.6	51.6
100		0.0	20.6	51.6
200	14	13.1	33.8	38.5
Pasa la Nº 200	41	38.5	72.2	0.0
Suma	77	72.2		

Lavado

Tara		V-4
Peso seco (grs)	(1)	77
Peso seco lavado (grs)	(2)	36
Diferencias (grs)	(1)-(2)=(3)	41
Pasa Nº 200 (grs)	(4)	
Suma	(3)+(4)=(5)	41

Pruebas sobre el material tamizado

Proyecto: Puente Paso Hondo

Perforación: Nº 2

Fecha: --25/may/2012-----

Muestra: Nº 6

Profundidad (pies): 6 a 9

LIMITE LÍQUIDO

Nº de Golpes N	20	25
RecipienteNº	T-9	T-10
PW + Recipiente (1)	45.20	34.40
PS + Recipiente (2)	41.00	31.40
Agua =(1)-(2) (3)	4.2	2.9
Peso de recipiente (4)	28.9	22.1
PS=(2)-(4) (5)	12.1	9.3
% de Agua = (3)/(5)*100 (6)	34.71%	31.18%
Factor K	0.973	1
Limite Liquido=(6)*K (7)	33.77%	31.18%

FACTORES K

N	K
10	0.895
11	0.906
12	0.915
13	0.924
14	0.932
15	0.940
16	0.947
17	0.954
18	0.961
19	0.967
20	0.973
21	0.979
22	0.985
23	0.990
24	0.995
25	1
26	1.005
27	1.009
28	1.014
29	1.018
30	1.022
31	1.026
32	1.030
33	1.034
34	1.038
35	1.042
36	1.045
37	1.048
38	1.051
39	1.054

LIMITE PLÁSTICO

RecipienteNº	T-11	T-12
PW + Recipiente (8)	43.00	39.90
PS + Recipiente (9)	40.00	37.60
Agua =(8)-(9) (10)	3	2.3
Peso de recipiente (11)	27.4	27.2
PS=(9)-(11) (12)	12.6	10.4
Limite Plástico (10)/(12)*100 (13)	23.81%	22.12%

RESULTADOS

Limite Liquido %	32.5%
Limite Plástico %	23.0%
Índice de Plasticidad	9.5%
Cont. Lineal	

Determinación de composición de granulometría

Proyecto: Puente Paso Hondo

Perforación: Nº 2

Fecha: ----25/may/2012-----

Muestra: Nº 7

Profundidad (pies): 9 a 12

Composición Granulométrica del material retenido en la malla Nº 4

Malla	Peso Retenido Parcial grs	% Retenido parcial	% Retenido Acumulado	% Que pasa La Malla
2"	0	0.0	0.0	100.0
1 ½"	0	0.0	0.0	100.0
1"	0	0.0	0.0	100.0
¾"	24	5.2	5.2	94.8
½"	48	10.3	15.5	84.5
⅜"	53	11.4	26.9	73.1
¼"	0	0.0	26.9	73.1
Nº 4	112	24.1	51.0	49.0
Pasa la Nº 4	228.0	49.0	100.0	
Suma	465.0	100.0		

Composición Granulométrica del Material Tamizado por la malla (por lavado)

Malla Nº	Peso Retenido Parcial grs	% Retenido parcial	% Retenido Acumulado	% Que pasa La Malla
10	16.8	12.3	12.3	36.7
20		0.0	12.3	36.7
40	22.3	16.3	28.6	20.4
60		0.0	28.6	20.4
100		0.0	28.6	20.4
200	18.7	13.7	42.3	6.7
Pasa la Nº 200	9.2	6.7	49.0	0.0
Suma	67	49.0		

Lavado

Tara		V-7
Peso seco (grs)	(1)	67
Peso seco lavado (grs)	(2)	57.8
Diferencias (grs)	(1)-(2)=(3)	9.2
Pasa Nº 200 (grs)	(4)	
Suma	(3)+(4)=(5)	9.2

Pruebas sobre el material tamizado

Proyecto: Puente Paso Hondo

Perforación: Nº 2

Fecha: ---25/may/2012---

Muestra: Nº 7

Profundidad (pies): 9 a 12

LIMITE LÍQUIDO

Nº de Golpes N	10	10
RecipienteNº	T-13	T-14
PW + Recipiente (1)	0.00	0.00
PS + Recipiente (2)	0.00	0.00
Agua =(1)-(2) (3)	0	0
Peso de recipiente (4)	22.3	18.3
PS=(2)-(4) (5)	-22.3	-18.3
% de Agua = (3)/(5)*100 (6)	0.00%	0.00%
Factor K	0.895	0.985
Limite Liquido=(6)*K (7)	0.00%	0.00%

FACTORES K

N	K
10	0.895
11	0.906
12	0.915
13	0.924
14	0.932
15	0.940
16	0.947
17	0.954
18	0.961
19	0.967
20	0.973
21	0.979
22	0.985
23	0.990
24	0.995
25	1
26	1.005
27	1.009
28	1.014
29	1.018
30	1.022
31	1.026
32	1.030
33	1.034
34	1.038
35	1.042
36	1.045
37	1.048
38	1.051
39	1.054

LIMITE PLASTICO

RecipienteNº	T-15	T-16
PW + Recipiente (8)	0.00	0.00
PS + Recipiente (9)	0.00	0.00
Agua =(8)-(9) (10)	0	0
Peso de recipiente (11)	18.25	17.32
PS=(9)-(11) (12)	-18.25	-17.32
Limite Plástico (10)/(12)*100 (13)	0.00%	0.00%

RESULTADOS

Limite Liquido %	0.0%
Limite Plástico %	0.0%
Índice de Plasticidad	0.0%
Cont. Lineal	

RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE SUELOS

Per f Nº	Profun d. (pies)	Muestr a Nº	Porcentaje que pasa por tamiz										L.Liq (%)	L.Pla s (%)	Ind. P (%)	Clasifi c. (H.R.B)	Clasifi c (sucs)	G (%)	S (%)	F (%)	W (%)	
			1 ½"	1"	¾"	1/2 "	3/8 "	#4	%p 4	#10	#40	#20 0										%p20 0
			0	0	52.6	49. 5	48. 4	77. 5	21. 4	21. 2	14. 7	7.7	18	Pro m	Pro m							
1	0 a 3	1	100 %	100 %	88%	77 %	66 %	48 %		32 %	20 %	14 %		27.7 3	24.5 3	3.20	A-1- a(0)	GC	52 %	34 %	14 %	13.4 %
			0	0	59	78	92	142	72. 3	18	22. 3	19.3	22.6	Pro m	Pro m							
1	3 a 6	2	100 %	100 %	95%	87 %	79 %	66 %		52 %	34 %	18 %		27.8 6	24.0 7	3.79	A-1- b(0)	SMSC	34 %	48 %	18 %	21.7 %
			0	0	0	24	64	122	183	6.8	8.3	6.4	15.3	Pro m	Pro m							
1	6 a 9	3	100 %	100 %	100 %	94 %	78 %	47 %		38 %	27 %	19 %					A-1- b(0)	GC	53 %	28 %	19 %	17.5 %

RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE SUELOS

Per f Nº	Profun d. (pies)	Muest ra Nº	Porcentaje que pasa por tamiz											L.Li q (%)	L.Pla s (%)	Ind. P (%)	Clasifi c. (H.R.B)	Clasif ic (sucs)	G (%)	S (%)	F (%)	W (%)
			1 ½"	1"	¾"	½"	3/8"	#4	%p 4	#1 0	#4 0	#20 0	%p20 0									
			0	50	0	37.5	25	186	245	20	48.5	21.1	10.4	Pro m	Pro m							
2	0 a 1.5	4	100 %	91%	91%	84%	79%	45 %		36 %	14 %	5%		-----	-----	-----	A-1- a(0)	GC	55 %	40 %	5%	13.4 %
			0	0	103	53	52	123	602	20	43	18.8	16.4	Pro m	Pro m							
2	1.5 a 6	5	100 %	100 %	89%	83%	77%	64 %		51 %	23 %	11 %		25.9 0	22.1 7	3.73	A-1- b(0)	SC	36 %	53 %	11 %	21.7 %
			0	0	0	0	0	30	78	3	16	14	41	Pro m	Pro m							
2	6 a 9	6	100 %	100 %	100 %	100 %	100 %	72 %		67 %	52 %	36 %		32.4 8	22.9 7	9.51	A-4 (1)	CS	28 %	34 %	38 %	28.9 %
			0	0	24	48	53	112	228	16. 8	22. 3	18.7	9.2	Pro m	Pro m							
2	9 a 12	7	100 %	100 %	95%	85%	73%	49 %		37 %	20 %	7%		-----	-----		A-1- a(0)	GM	51 %	42 %	7%	15.1 %

Proyecto: Puente Paso Hondo

Perforación: No 1

Localización: Santo Tomas del Norte, Chinandega

Nivel Freático: 1.25 m

Fecha: -----25/may/2012-----

Hoja: 1 DE 1

Profundidad (mts)	Espesor de estrato	Clasificación SUCS	Descripción geológica y tipo de suelo	Limite Líquido	Índice Plástico	% de humedad	Recobro	Golpes	Golpes por pie	Profundidad	PRUEBA NORMAL DE PENETRACION ASTM D 1586 68 N= GOLPES/PIE															
											10	20	30	40	50	60	70	80	90							
0.914	0.91	GC	Gravas arcillosa, mezclas Grava-arena-arcillas	23	3.2	13.4	12"	21	42	1"																
								22	72																	
								60																		
								12"	60	120	2"															
									68	137																
									69																	
12"	31	62	4"																							
	38	66																								
1.829	0.91	SM	Mezclas Arena-limo	28	3.8	21.7	12"	28		5"																
								35	70																	
								25	70	6"																
								45																		
2.743	0.91	GC	Gravas arcillosas, mezclas grava-arena-arcilla	NP	NP	17.5	13"	57	114	7"																
								53	112																	
								59																		
							13"	57	114	8"																
								62	127																	
								65																		

Proyecto: Puente Paso Hondo

Perforación: No 2

Localización: Santo Tomas del Norte, Chinandega

Nivel Freático: 1. m

Fecha: -----25/may/2012-----

Hoja: 1 De 1

Profundidad (mts)	Espesor de estrato	Clasificación SUCS	Descripción geológica y tipo de suelo	Limite Líquido	Índice Plástico	% de Humedad	Pisobro	Golpes	Golpes por pie	Profundidad	PRUEBA NORMAL DE PENETRACION ASTM D 1586 68 N= GOLPES/PIE									
											10	20	30	40	50	60	70	80	90	
0.457	0.45	GC	Gravas arcillosa, mezclas Grava-arena-arcillas	NP	NP	13.4	12"	8	16	1"										
								24	40											
								16												
							12"	14	28	2"										
								22	77											
								55												
								48	96	3"										
1.629	1.37	SC	Arenas arcillosas	26	3.7	21.7	13"	18	38	4"										
								20												
								25	50											
							14"	9	13	5"										
								4												
2.743	0.91	SC	Arenas arcillosas	32	9.5	28.9	10"	3	6	6"										
								3	6											
								3												
							3"	24	48	7"										
								15	35											
								20												
3.858	0.91	GC	Gravas arcillosas, mezclas grava-arena-arcilla	NP	NP	15.1	10"	72	144	10"										
								68	134											
								66												
							3"	62	124	11"										
								66	139											
								73												

 INSTITUTO NICARAGUENSE DE ESTUDIOS TERRITORIALES								
INETER								
DIRECCION GENERAL DE METEOROLOGIA								
INTENSIDADES MAXIMAS ANUALES DE PRECIPITACION (mm).								
ESTACION : CHINANDEGA						Latitud : 12° 38' 00"		
						Longitud : 87° 08' 00"		
CODIGO : 064018						Elevación : 60 msnm		
						Tipo : HMP		
Periodo : 1971 - 2011								
AÑOS	5	10	15	30	60	120	360	720
1971	179.9	142.6	123.2	91.5	65.3	41.7	19.4	-
1972	114.6	104.6	98.0	62.4	44.2	31.6	12.6	-
1973	152.3	133.4	104.0	82.6	54.0	31.7	10.9	-
1974	190.1	158.3	130.5	78.4	55.6	39.2	24.6	-
1975	189.1	156.8	132.8	76.8	58.2	33.7	17.1	-
1976	123.6	91.8	88.8	73.6	73.2	47.0	16.1	-
1977	146.4	123.0	100.8	69.4	53.6	37.4	16.7	-
1978	182.4	147.0	120.0	90.0	48.3	30.2	12.2	-
1979	207.6	153.0	120.0	86.8	71.8	52.6	21.2	-
1980	170.4	132.0	116.8	100.0	69.4	37.8	15.0	-
1981	199.2	178.8	158.8	133.0	87.8	29.0	8.1	-
1982	262.8	223.2	199.2	162.8	158.1	141.6	81.0	43.3
1983	240.0	180.0	160.0	120.0	76.4	41.5	6.5	-
1984	164.4	132.0	120.0	100.0	80.0	49.2	16.8	-
1985	242.4	181.2	148.8	105.0	74.0	62.3	34.9	-
1986	172.8	114.0	108.4	66.4	42.7	26.5	11.0	-
1987	206.4	134.4	117.6	78.2	45.0	24.8	6.7	-
1988	194.4	115.2	103.2	76.6	54.0	16.9	10.4	-
1989	232.8	184.2	148.0	99.6	85.9	48.6	14.5	-
1990	159.6	133.8	118.4	78.6	40.7	34.9	7.4	-
1991	156.0	156.0	156.0	121.6	92.0	56.8	21.1	-
1992	162.0	116.4	104.0	63.0	44.8	32.1	3.3	-
1993	132.0	105.6	80.0	80.0	68.9	34.7	18.8	-
1994	168.0	129.6	103.6	66.0	45.0	30.6	15.2	-
1995	216.0	166.2	132.0	115.0	75.0	53.0	25.1	-

1996	122.4	119.4	103.6	85.4	53.0	44.0	22.5	-
1997	157.2	156.0	121.2	84.0	43.3	26.8	15.7	-
1998	120.0	112.2	104.4	66.2	40.4	29.7	16.5	-
1999	168.0	133.8	121.2	84.6	58.6	41.3	16.5	8.6
2000	212.4	174.6	154.8	107.4	65.7	26.1	9.9	-
2001	168.0	150.0	119.6	110.2	78.4	41.8	23.9	10.2
2002	170.4	144.0	114.4	84.6	63.5	47.9	11.8	4.6
2003	154.8	135.0	120.0	92.8	56.8	29.8	8.1	-
2004	123.6	101.4	100.0	73.6	53.8	32.4	11.3	-
2005	169.2	123.0	104.4	98.2	71.4	45.3	24.1	-
2006	142.8	135.6	122.0	84.8	65.0	33.2	3.5	-
2007	240.0	230.4	180.0	140.6	90.2	39.8	24.5	-
2008	133.2	133.2	116.4	82.6	59	34.1	12.5	8.6
2009	142.8	138.6	118.4	79.8	52.1	48.8	12.0	
2010	168	150	142.4	95.8	57	30.2	13.1	9.4
2011	176.4	141	128.4	86	69	39.8	19.8	-

Tabla 40: Intensidades Máximas anuales de 1971 al 2011. Fuente. Ineter (Instituto de Estudios Territoriales).

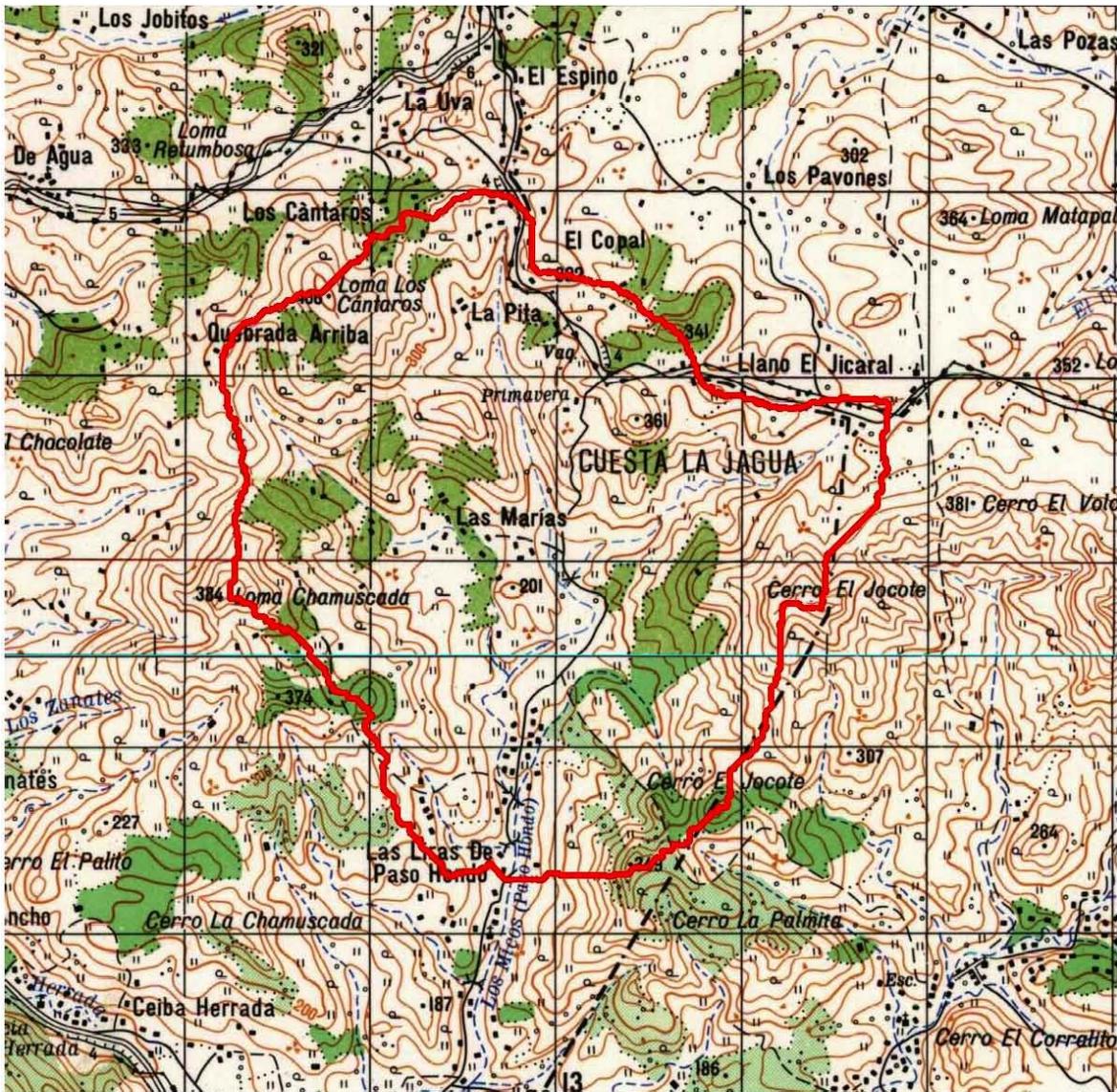


Ilustración 60: Delimitación de la cuenca. Fuente. Elaboración propia. Febrero 2013.

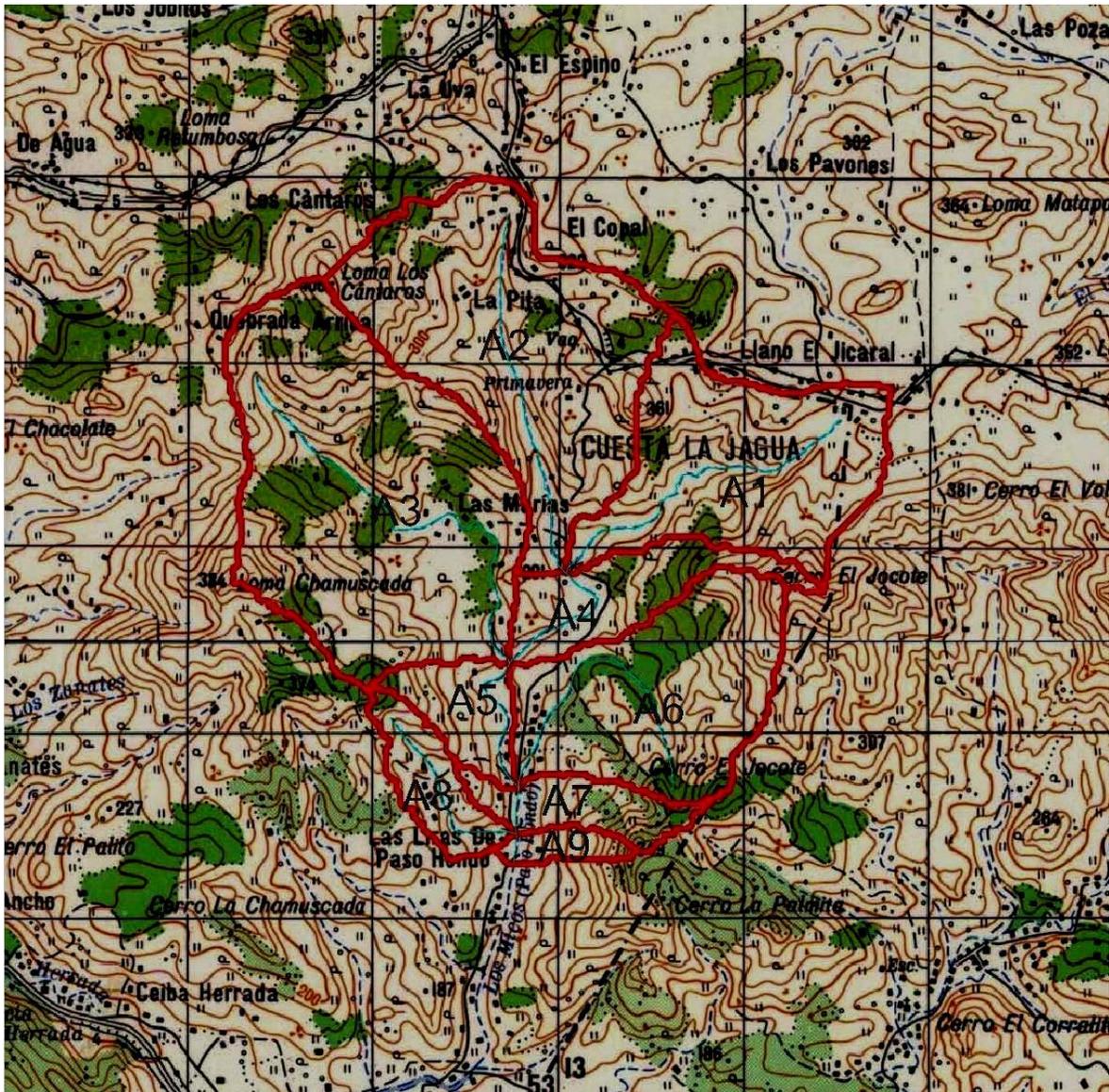


Ilustración 61: División de la cuenca en 9 sub-cuenca. Fuente. Elaboración propia. Febrero 2013.

Tabla 42: Datos del cálculo de la distribución empírica, teórica y desviación máxima absoluta para las duraciones de lluvia de 10 minuto, comprendida entre el periodo 1971 - 2011.

INTENSIDADES DE PRECIPITACIÓN MAXIMAS ANUALES					
ESTACION METEOROLÓGICA: Chinandega					
PERIODO: 1971-2010					
AÑOS	INTENSIDADES DE 10 MINUTOS				
	Intensidad (mm/h)	Distribución Empírica	Distribución Teórica F(x)	Desviación	Desviación Absoluta
1	91.8	0.023810	0.00573217	-0.018077	0.018077
2	101.4	0.047619	0.03301643	-0.014603	0.014603
3	104.6	0.071429	0.05126347	-0.020165	0.020165
4	105.6	0.095238	0.05811749	-0.037121	0.037121
5	112.2	0.119048	0.11765248	-0.001395	0.001395
6	114.0	0.142857	0.13806044	-0.004797	0.004797
7	115.2	0.166667	0.15257104	-0.014096	0.014096
8	116.4	0.190476	0.16775841	-0.022718	0.022718
9	119.4	0.214286	0.20837358	-0.005912	0.005912
10	123.0	0.238095	0.26113415	0.023039	0.023039
11	123.0	0.261905	0.26113415	-0.000771	0.000771
12	129.6	0.285714	0.36425631	0.078542	0.078542
13	132.0	0.309524	0.40231251	0.092789	0.092789
14	132.0	0.333333	0.40231251	0.068979	0.068979
15	133.2	0.357143	0.42123282	0.064090	0.064090
16	133.4	0.380952	0.42437452	0.043422	0.043422
17	133.8	0.404762	0.43064611	0.025884	0.025884
18	133.8	0.428571	0.43064611	0.002075	0.002075
19	134.4	0.452381	0.44002110	-0.012360	0.012360
20	135.0	0.476190	0.44935273	-0.026838	0.026838
21	135.6	0.500000	0.45863615	-0.041364	0.041364
22	138.6	0.523810	0.50417502	-0.019635	0.019635
23	141	0.547619	0.53932007	-0.008299	0.008299
24	142.6	0.571429	0.56200331	-0.009425	0.009425
25	144.0	0.595238	0.58131633	-0.013922	0.013922
26	147.0	0.619048	0.62090260	0.001855	0.001855
27	150.0	0.642857	0.65789984	0.015043	0.015043
28	150	0.666667	0.65789984	-0.008767	0.008767

29	153.0	0.690476	0.69221881	0.001743	0.001743
30	156.0	0.714286	0.72384414	0.009558	0.009558
31	156.0	0.738095	0.72384414	-0.014251	0.014251
32	156.8	0.761905	0.73182698	-0.030078	0.030078
33	158.3	0.785714	0.74629117	-0.039423	0.039423
34	166.2	0.809524	0.81213147	0.002608	0.002608
35	174.6	0.833333	0.86518324	0.031850	0.031850
36	178.8	0.857143	0.88620628	0.029063	0.029063
37	180.0	0.880952	0.89162630	0.010674	0.010674
38	181.2	0.904762	0.89680344	-0.007958	0.007958
39	184.2	0.928571	0.90874483	-0.019827	0.019827
40	223.2	0.952381	0.98237977	0.029999	0.029999
41	230.4	0.976190	0.98705550	0.010865	0.010865
Xmedia	143.202		Desviación	Máxima	0.092789
Desv.Stand	29.681				
n	41				

Tabla 43: Datos del cálculo de la distribución empírica, teórica y desviación máxima absoluta para las duraciones de lluvia de 15 minuto, comprendida entre el periodo 1971 – 2011.

INTENSIDADES DE PRECIPITACIÓN MAXIMAS ANUALES					
ESTACION METEOROLÓGICA: Chinandega					
PERIODO: 1971-2010					
AÑOS	INTENSIDADES DE 15 MINUTOS				
	Intensidad	Distribución	Distribución	Desviación	Desviación
	(mm/h)	Empírica	Teórica F(x)		Absoluta
1	80.0	0.023810	0.00364695	-0.020163	0.020163
2	88.8	0.047619	0.02947977	-0.018139	0.018139
3	98.0	0.071429	0.11465108	0.043223	0.043223
4	100.0	0.095238	0.14250597	0.047268	0.047268
5	100.8	0.119048	0.15449116	0.035444	0.035444
6	103.2	0.142857	0.19303345	0.050176	0.050176
7	103.6	0.166667	0.19979895	0.033132	0.033132
8	103.6	0.190476	0.19979895	0.009323	0.009323
9	104.0	0.214286	0.20665244	-0.007633	0.007633
10	104.0	0.238095	0.20665244	-0.031443	0.031443
11	104.4	0.261905	0.21359010	-0.048315	0.048315
12	104.4	0.285714	0.21359010	-0.072124	0.072124

**PROPUESTA DE UN DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE EN
LA COMARCA PASO HONDO**

Sánchez, Villalobos, Gaitán

13	108.4	0.309524	0.28672424	-0.022800	0.022800
14	114.4	0.333333	0.40275573	0.069422	0.069422
15	116.4	0.357143	0.44126802	0.084125	0.084125
16	116.8	0.380952	0.44889345	0.067941	0.067941
17	117.6	0.404762	0.46404562	0.059284	0.059284
18	118.4	0.428571	0.47904967	0.050478	0.050478
19	118.4	0.452381	0.47904967	0.026669	0.026669
20	119.6	0.476190	0.50123781	0.025047	0.025047
21	120.0	0.500000	0.50854063	0.008541	0.008541
22	120.0	0.523810	0.50854063	-0.015269	0.015269
23	120.0	0.547619	0.50854063	-0.039078	0.039078
24	120.0	0.571429	0.50854063	-0.062888	0.062888
25	121.2	0.595238	0.53014269	-0.065095	0.065095
26	121.2	0.619048	0.53014269	-0.088905	0.088905
27	122.0	0.642857	0.54427164	-0.098586	0.098586
28	123.2	0.666667	0.56502617	-0.101640	0.101640
29	128.4	0.690476	0.64819438	-0.042282	0.042282
30	130.5	0.714286	0.67843344	-0.035852	0.035852
31	132.0	0.738095	0.69881676	-0.039278	0.039278
32	132.8	0.761905	0.70927377	-0.052631	0.052631
33	142.4	0.785714	0.81326345	0.027549	0.027549
34	148.0	0.809524	0.85753478	0.048011	0.048011
35	148.8	0.833333	0.86301475	0.029681	0.029681
36	154.8	0.857143	0.89830158	0.041159	0.041159
37	156.0	0.880952	0.90424824	0.023296	0.023296
38	158.8	0.904762	0.91686828	0.012106	0.012106
39	160.0	0.928571	0.92177698	-0.006794	0.006794
40	180.0	0.952381	0.97212676	0.019746	0.019746
41	199.2	0.976190	0.98981680	0.013626	0.013626
Xmedia	123.515		Desviación	Máxima	0.101640
Desv.Stand	24.210				
n	41				

Tabla 44: Datos del cálculo de la distribución empírica, teórica y desviación máxima absoluta para las duraciones de lluvia de 30 minutos, comprendida entre el periodo 1971 - 2011.

INTENSIDADES DE PRECIPITACIÓN MÁXIMAS ANUALES					
ESTACION METEOROLÓGICA: Chinandega					
PERIODO: 1971-2010					
AÑOS	INTENSIDADES DE 30 MINUTOS				Desviación Absoluta
	Intensidad (mm/h)	Distribución Empírica	Distribución Teórica F(x)	Desviación	
1	62.4	0.023810	0.04786742	0.024058	0.024058
2	63.0	0.047619	0.05319572	0.005577	0.005577
3	66.0	0.071429	0.08555813	0.014130	0.014130
4	66.2	0.095238	0.08805754	-0.007181	0.007181
5	66.4	0.119048	0.09059940	-0.028448	0.028448
6	69.4	0.142857	0.13367553	-0.009182	0.009182
7	73.6	0.166667	0.20777706	0.041110	0.041110
8	73.6	0.190476	0.20777706	0.017301	0.017301
9	76.6	0.214286	0.26799968	0.053714	0.053714
10	76.8	0.238095	0.27216477	0.034070	0.034070
11	78.2	0.261905	0.30169608	0.039791	0.039791
12	78.4	0.285714	0.30596017	0.020246	0.020246
13	78.6	0.309524	0.31023353	0.000710	0.000710
14	79.8	0.333333	0.33603057	0.002697	0.002697
15	80.0	0.357143	0.34035003	-0.016793	0.016793
16	82.6	0.380952	0.39663695	0.015685	0.015685
17	82.6	0.404762	0.39663695	-0.008125	0.008125
18	84.0	0.428571	0.42675998	-0.001811	0.001811
19	84.6	0.452381	0.43956778	-0.012813	0.012813
20	84.6	0.476190	0.43956778	-0.036623	0.036623
21	84.8	0.500000	0.44381982	-0.056180	0.056180
22	85.4	0.523810	0.45651781	-0.067292	0.067292
23	86	0.547619	0.46911932	-0.078500	0.078500
24	86.8	0.571429	0.48575186	-0.085677	0.085677
25	90.0	0.595238	0.54990461	-0.045333	0.045333
26	91.5	0.619048	0.57842942	-0.040618	0.040618
27	92.8	0.642857	0.60225001	-0.040607	0.040607
28	95.8	0.666667	0.65380605	-0.012861	0.012861

29	98.2	0.690476	0.69147905	0.001003	0.001003
30	99.6	0.714286	0.71197026	-0.002315	0.002315
31	100.0	0.738095	0.71762493	-0.020470	0.020470
32	100.0	0.761905	0.71762493	-0.044280	0.044280
33	105.0	0.785714	0.78101654	-0.004698	0.004698
34	107.4	0.809524	0.80688428	-0.002640	0.002640
35	110.2	0.833333	0.83364405	0.000311	0.000311
36	115.0	0.857143	0.87185075	0.014708	0.014708
37	120.0	0.880952	0.90289293	0.021941	0.021941
38	121.6	0.904762	0.91122676	0.006465	0.006465
39	133.0	0.928571	0.95361233	0.025041	0.025041
40	140.6	0.952381	0.97009965	0.017719	0.017719
41	162.8	0.976190	0.99182391	0.015633	0.015633
Xmedia	91.071		Desviación	Máxima	0.085677
Desv.Stand	21.747				
n	41				

Tabla 45: Datos del cálculo de la distribución empírica, teórica y desviación máxima absoluta para las duraciones de lluvia de 60 minuto, comprendida entre el periodo 1971 – 2011.

INTENSIDADES DE PRECIPITACIÓN MAXIMAS ANUALES					
ESTACION METEOROLÓGICA: Chinandega					
PERIODO: 1971-2010					
AÑOS	INTENSIDADES DE 60 MINUTOS				Desviación Absoluta
	Intensidad (mm/h)	Distribución Empírica	Distribución Teórica F(x)	Desviación	
1	40.4	0.023810	0.08350713	0.059698	0.059698
2	40.7	0.047619	0.08741014	0.039791	0.039791
3	42.7	0.071429	0.11609319	0.044665	0.044665
4	43.3	0.095238	0.12557460	0.030337	0.030337
5	44.2	0.119048	0.14051670	0.021469	0.021469
6	44.8	0.142857	0.15093844	0.008081	0.008081
7	45.0	0.166667	0.15449107	-0.012176	0.012176
8	45.0	0.190476	0.15449107	-0.035985	0.035985
9	48.3	0.214286	0.21815038	0.003865	0.003865
10	52.1	0.238095	0.30015894	0.062064	0.062064
11	53.0	0.261905	0.32038418	0.058479	0.058479

**PROPUESTA DE UN DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE EN
LA COMARCA PASO HONDO**

Sánchez, Villalobos, Gaitán

12	53.6	0.285714	0.33395903	0.048245	0.048245
13	53.8	0.309524	0.33849586	0.028972	0.028972
14	54.0	0.333333	0.34303736	0.009704	0.009704
15	54.0	0.357143	0.34303736	-0.014105	0.014105
16	55.6	0.380952	0.37944999	-0.001502	0.001502
17	56.8	0.404762	0.40670671	0.001945	0.001945
18	57	0.428571	0.41123349	-0.017338	0.017338
19	58.2	0.452381	0.43824248	-0.014138	0.014138
20	58.6	0.476190	0.44717391	-0.029017	0.029017
21	59	0.500000	0.45606229	-0.043938	0.043938
22	63.5	0.523810	0.55197580	0.028166	0.028166
23	65.0	0.547619	0.58183967	0.034221	0.034221
24	65.3	0.571429	0.58766592	0.016237	0.016237
25	65.7	0.595238	0.59535566	0.000118	0.000118
26	68.9	0.619048	0.65350237	0.034455	0.034455
27	69	0.642857	0.65522012	0.012363	0.012363
28	69.4	0.666667	0.66202979	-0.004637	0.004637
29	71.4	0.690476	0.69459975	0.004124	0.004124
30	71.8	0.714286	0.70081768	-0.013468	0.013468
31	73.2	0.738095	0.72180720	-0.016288	0.016288
32	74.0	0.761905	0.73326548	-0.028639	0.028639
33	75.0	0.785714	0.74704792	-0.038666	0.038666
34	76.4	0.809524	0.76535279	-0.044171	0.044171
35	78.4	0.833333	0.78955950	-0.043774	0.043774
36	80.0	0.857143	0.80734758	-0.049795	0.049795
37	85.9	0.880952	0.86197491	-0.018977	0.018977
38	87.8	0.904762	0.87629791	-0.028464	0.028464
39	90.2	0.928571	0.89241855	-0.036153	0.036153
40	92.0	0.952381	0.90319257	-0.049188	0.049188
41	158.1	0.976190	0.99829958	0.022109	0.022109
Xmedia	64.417		Desviación	Máxima	0.062064
Desv.Stand	20.695				
n	41				

Tabla 46: Datos del cálculo de la distribución empírica, teórica y desviación máxima absoluta para las duraciones de lluvia de 120 minutos, comprendida entre el periodo 1971 - 2011.

INTENSIDADES DE PRECIPITACIÓN MÁXIMAS ANUALES					
ESTACION METEOROLÓGICA: Chinandega					
PERIODO: 1971-2010					
AÑOS	INTENSIDADES DE 120 MINUTOS				Desviación Absoluta
	Intensidad (mm/h)	Distribución Empírica	Distribución Teórica F(x)	Desviación	
1	16.9	0.023810	0.06235059	0.038541	0.038541
2	24.8	0.047619	0.19755762	0.149939	0.149939
3	26.1	0.071429	0.22660890	0.155180	0.155180
4	26.5	0.095238	0.23581728	0.140579	0.140579
5	26.8	0.119048	0.24279757	0.123750	0.123750
6	29.0	0.142857	0.29556731	0.152710	0.152710
7	29.7	0.166667	0.31279573	0.146129	0.146129
8	29.8	0.190476	0.31526889	0.124793	0.124793
9	30.2	0.214286	0.32518617	0.110900	0.110900
10	30.2	0.238095	0.32518617	0.087091	0.087091
11	30.6	0.261905	0.33513680	0.073232	0.073232
12	31.6	0.285714	0.36010670	0.074392	0.074392
13	31.7	0.309524	0.36260767	0.053084	0.053084
14	32.1	0.333333	0.37261282	0.039279	0.039279
15	32.4	0.357143	0.38011481	0.022972	0.022972
16	33.2	0.380952	0.40008761	0.019135	0.019135
17	33.7	0.404762	0.41252791	0.007766	0.007766
18	34.1	0.428571	0.42244596	-0.006125	0.006125
19	34.7	0.452381	0.43725134	-0.015130	0.015130
20	34.9	0.476190	0.44216435	-0.034026	0.034026
21	37.4	0.500000	0.50232766	0.002328	0.002328
22	37.8	0.523810	0.51169356	-0.012116	0.012116
23	39.2	0.547619	0.54379134	-0.003828	0.003828
24	39.8	0.571429	0.55719668	-0.014232	0.014232
25	39.8	0.595238	0.55719668	-0.038041	0.038041
26	41.3	0.619048	0.58970686	-0.029341	0.029341
27	41.5	0.642857	0.59392847	-0.048929	0.048929
28	41.7	0.666667	0.59812268	-0.068544	0.068544
29	41.8	0.690476	0.60020944	-0.090267	0.090267

30	44.0	0.714286	0.64432455	-0.069961	0.069961
31	45.3	0.738095	0.66873510	-0.069360	0.069360
32	47.0	0.761905	0.69876207	-0.063143	0.063143
33	47.9	0.785714	0.71378913	-0.071925	0.071925
34	48.6	0.809524	0.72506367	-0.084460	0.084460
35	48.8	0.833333	0.72821901	-0.105114	0.105114
36	49.2	0.857143	0.73444230	-0.122701	0.122701
37	52.6	0.880952	0.78275254	-0.098200	0.098200
38	53.0	0.904762	0.78791372	-0.116848	0.116848
39	56.8	0.928571	0.83185977	-0.096712	0.096712
40	62.3	0.952381	0.88103785	-0.071343	0.071343
41	141.6	0.976190	0.99942349	0.023233	0.023233
Xmedia	40.400		Desviación	Máxima	0.155180
Desv.Stand	18.840				
n	41				

14. SET DE PLANOS

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE NICARAGUA

UNAN-MANAGUA

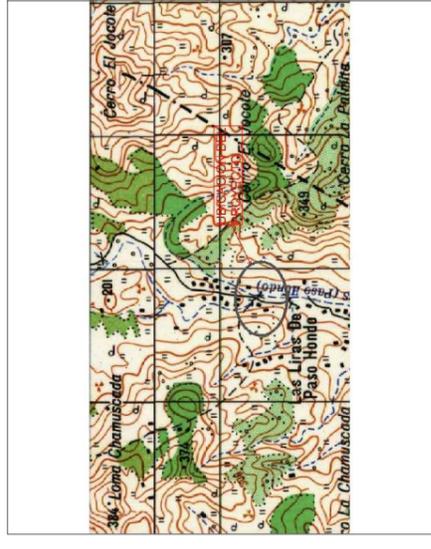


UNAN MANAGUA
 "SANTO TOMAS DEL NORTE-CHINANDEGA"

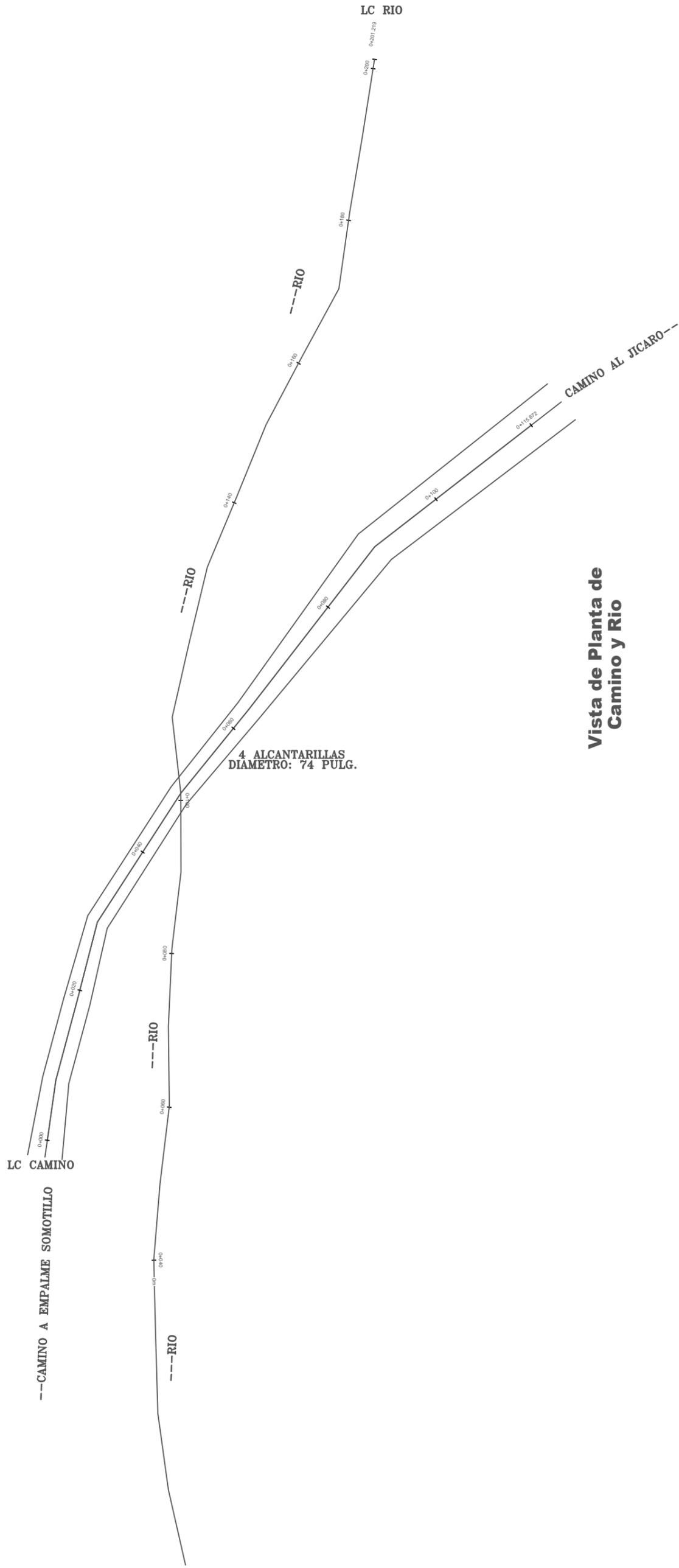


Macrolocalizacion

INDICE DE PLANOS		
Consecutivo	Formato	Contenido
1 de 8	A-3	Vista de planta de camino y rio
2 de 8	A-3	Seccion longitudinal con cotas de nivel
3 de 8	A-3	Planta de estructura superior
4 de 8	A-3	Seccion Transversal del Puente
5 de 8	A-3	Losa de Concreto
6 de 8	A-3	Detalles de Acera, Barandal y Fijacion de conectores
7 de 8	A-3	Vista de Planta de Apoyo de Viga
8 de 8	A-3	Detalle de Viga de Asiento



Microlocalizacion



Vista de Planta de Camino y Rio



Contenido:

Vista de Planta de Camino y Rio

Dibujado por:

Br. Silvia Elena Sánchez
Br. Bayardo José Gaitán
Br. Moises Fernando Moreno

Plano
8 / 8

Fecha de entrega
16/08/2013

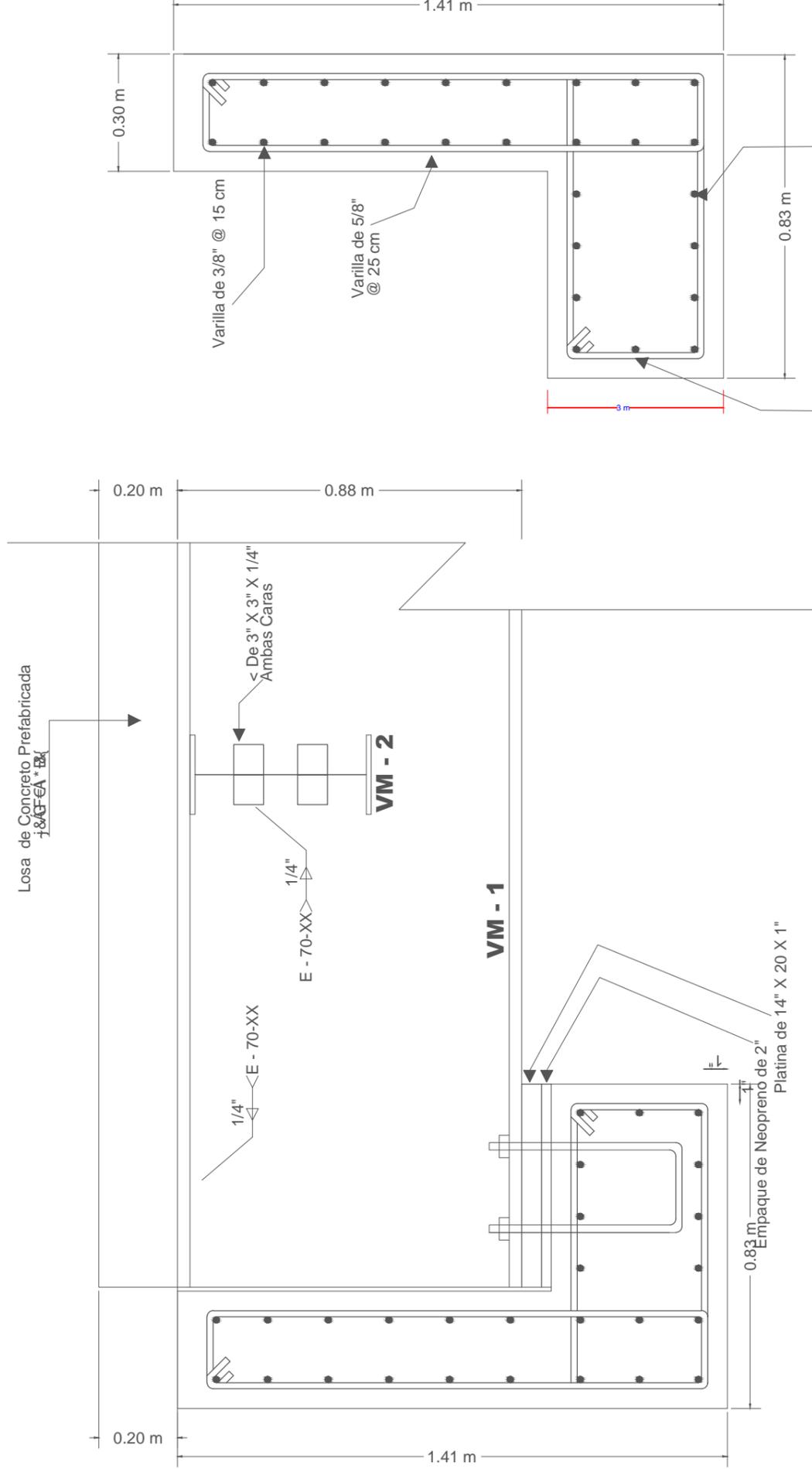
Revisado por:

Ingeniero. Bayardo Altamirano

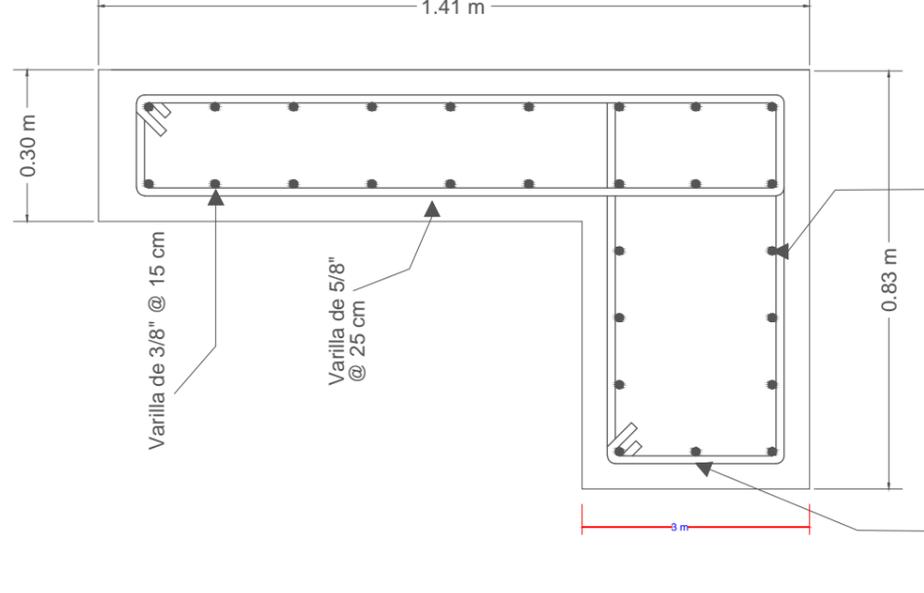
Escala:

Asignada

Fecha de revision



DETALLE DE VIGA DE ASIENTO
Esc. = 1:15

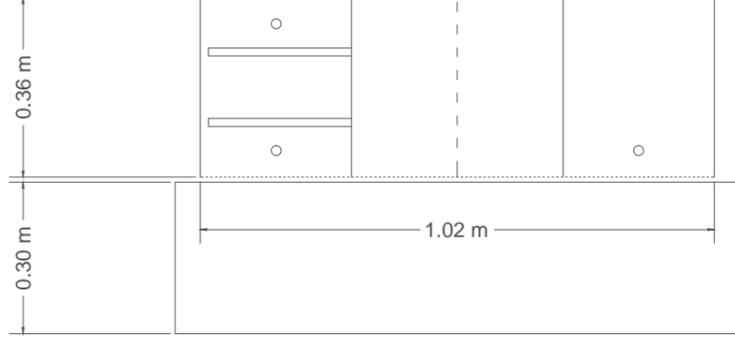


3 Varilla de 5/8" @ 25 cm
Varilla de 3/8" @ 15 cm
SECCION DE VIGA DE VIGA DE ASIENTO
Esc. = 1:15



Contenido:		Detalle de Viga de Asiento	
Dibujado por:	Br. Silvia Elena Sánchez Br. Bayardo José Gaitán Br. Moisés Fernando Moreno	Fecha de entrega:	16/08/2013
Revisado por:	Ingeniero. Bayardo Altamirano	Fecha de revision:	Asignada
		Escala:	8 / 8

Viga VM-2

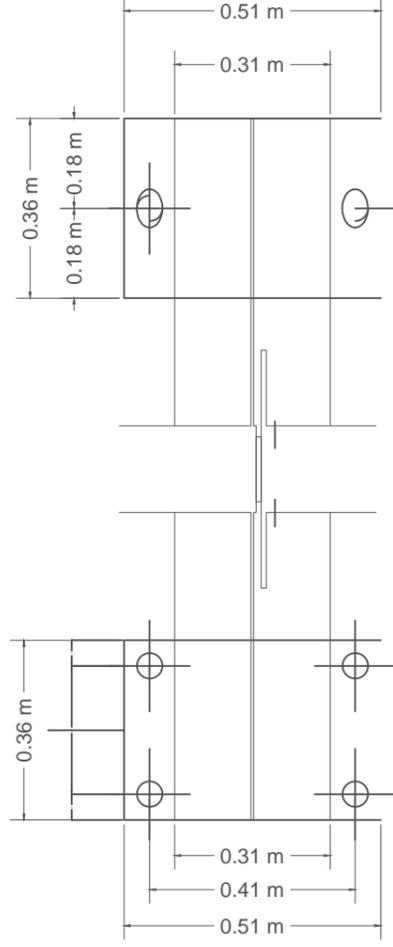


Viga VM-1

VISTA DE PLANTA DE APOLLO DE VIGA

ATIEZADORES DE 5 1/2" X 5/8"

Esc. = 1:15



Contenido:

Vista de Planta de Apoyo de Viga

Dibujado por:

Br. Silvia Elena Sánchez
Br. Bayardo José Gaitán
Br. Moises Fernando Moreno

Plano
7 / 8

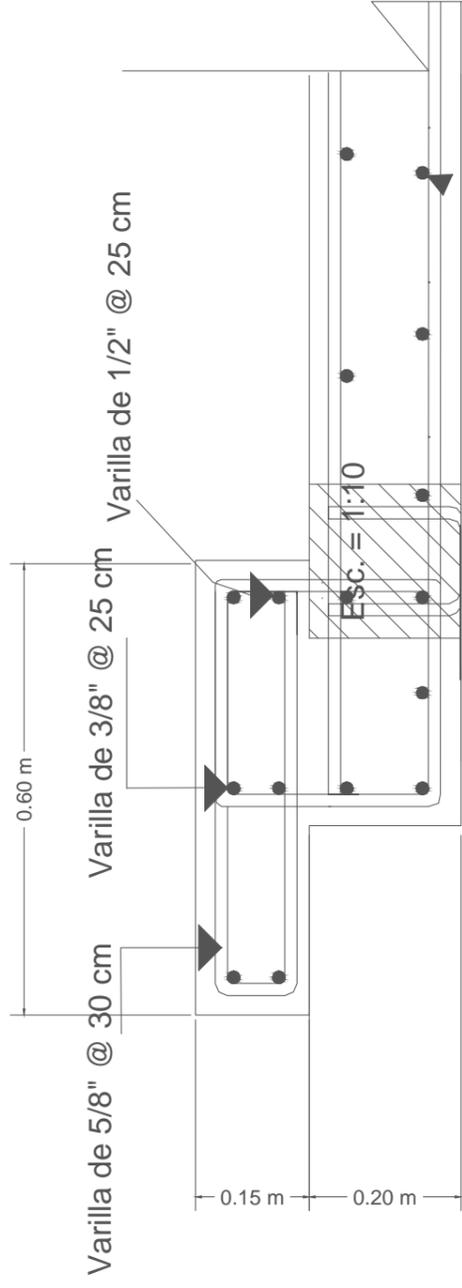
Fecha de entrega
16/08/2013

Revisado por:

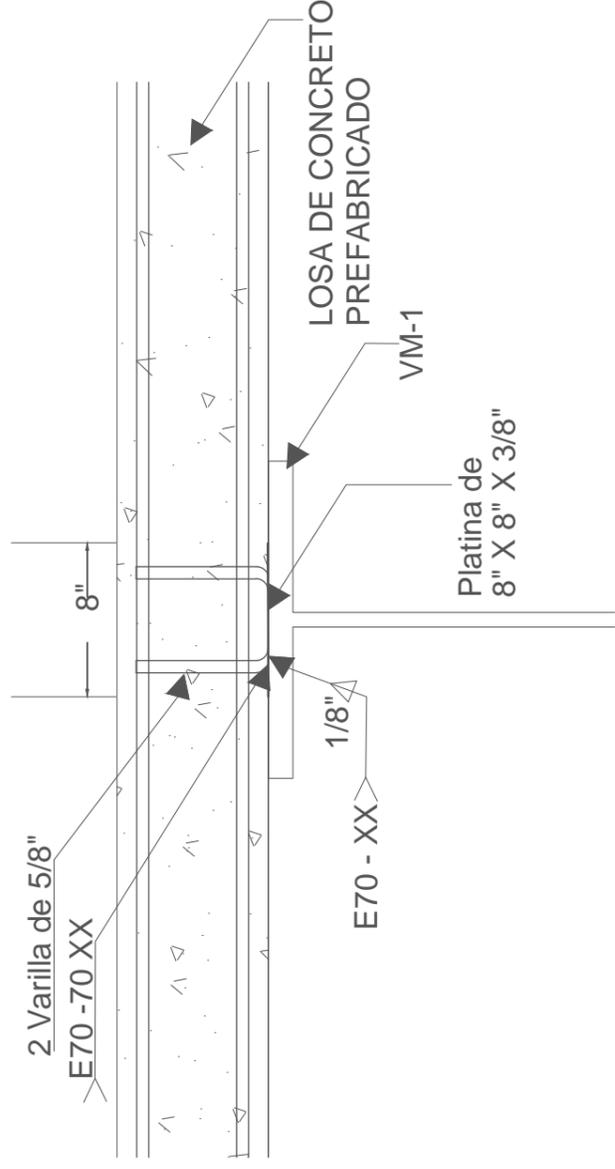
Ingeniero. Bayardo Altamirano

Fecha de revision

Escala: Asignada

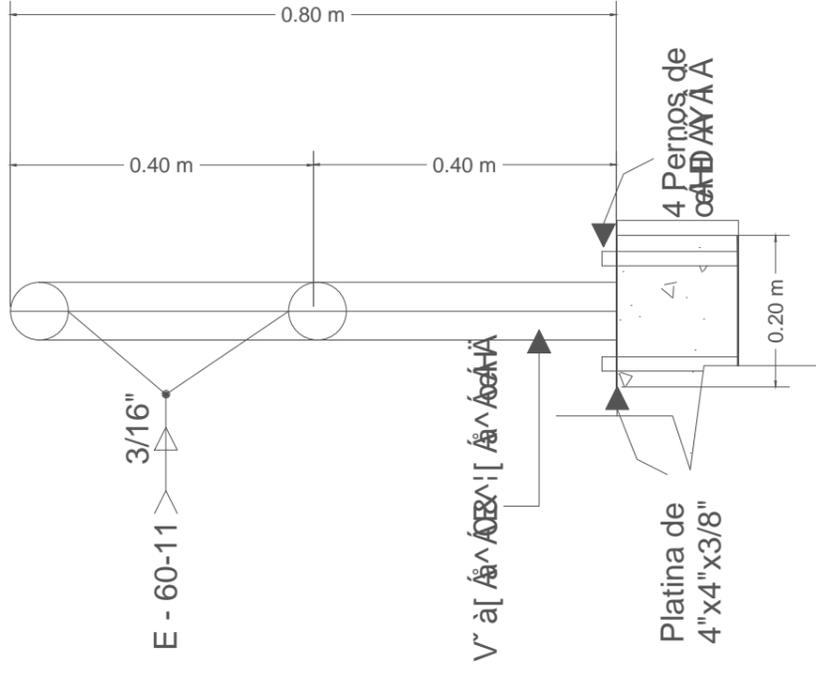


DETALLE DE ACERA



Detalle # 1 DETALLE TIPICA DE FIJACION DE CONECTORES

Esc. = 1:10



Detalle # 2 DETALLE TIPICO DE BARANDAL

Esc. = 1:10



Contenido: Detalles de Acera, Barandal y Fijacion de Conectores

Dibujado por:

Br. Silvia Elena Sánchez
Br. Bayardo José Gaitán
Br. Moises Fernando Moreno

Fecha de entrega

16/08/2013

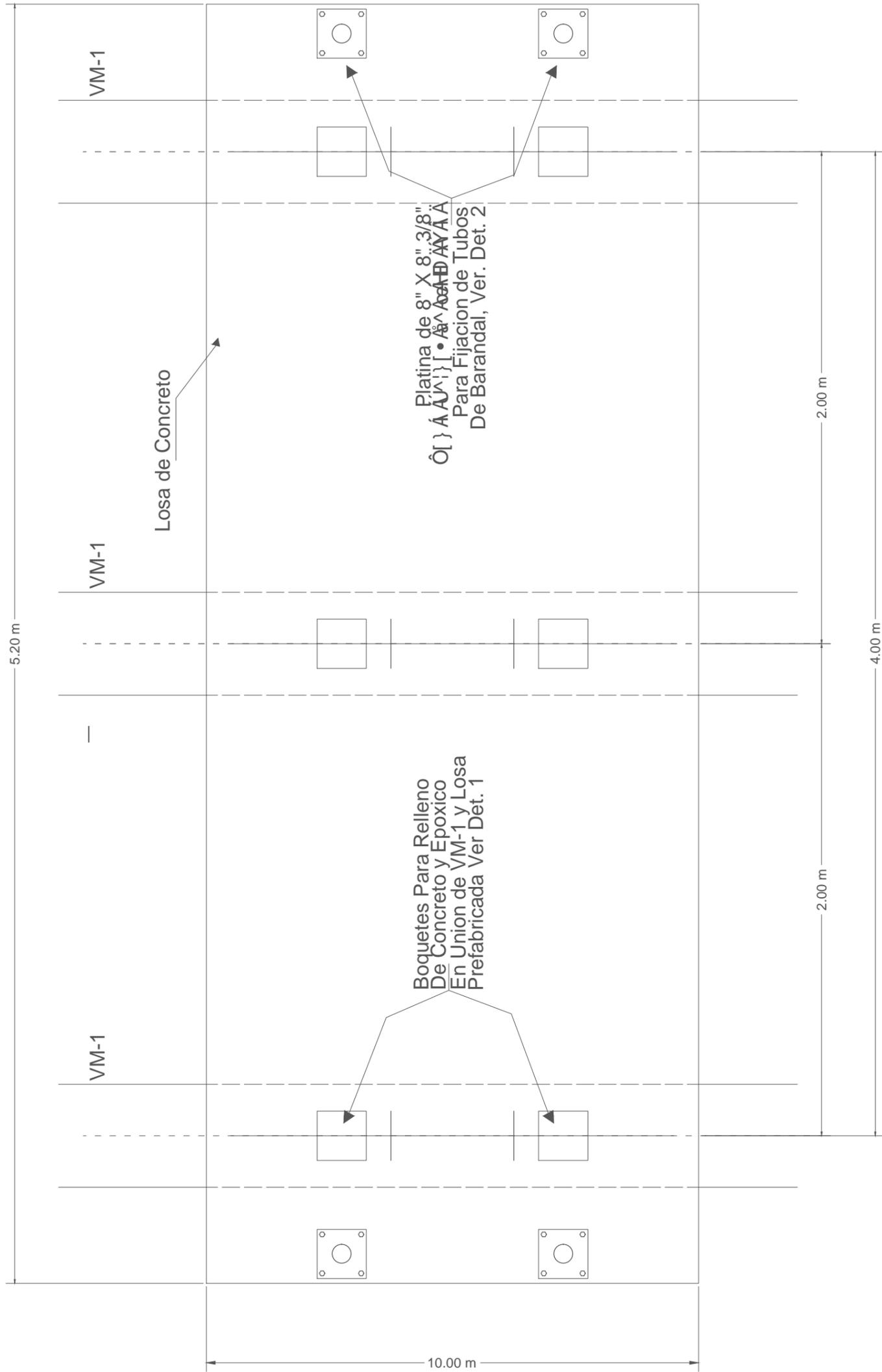
Plano
6 / 8

Revisado por:

Ingeniero. Bayardo Altamirano

Fecha de revision

Escala: Asignada



Esc. = 1:20



Contenido:

Dibujado por:

Br. Silvia Elena Sánchez
Br. Bayardo José Gaitán
Br. Moises Fernando Moreno

Fecha de entrega
16/08/2013

Plano
5 / 8

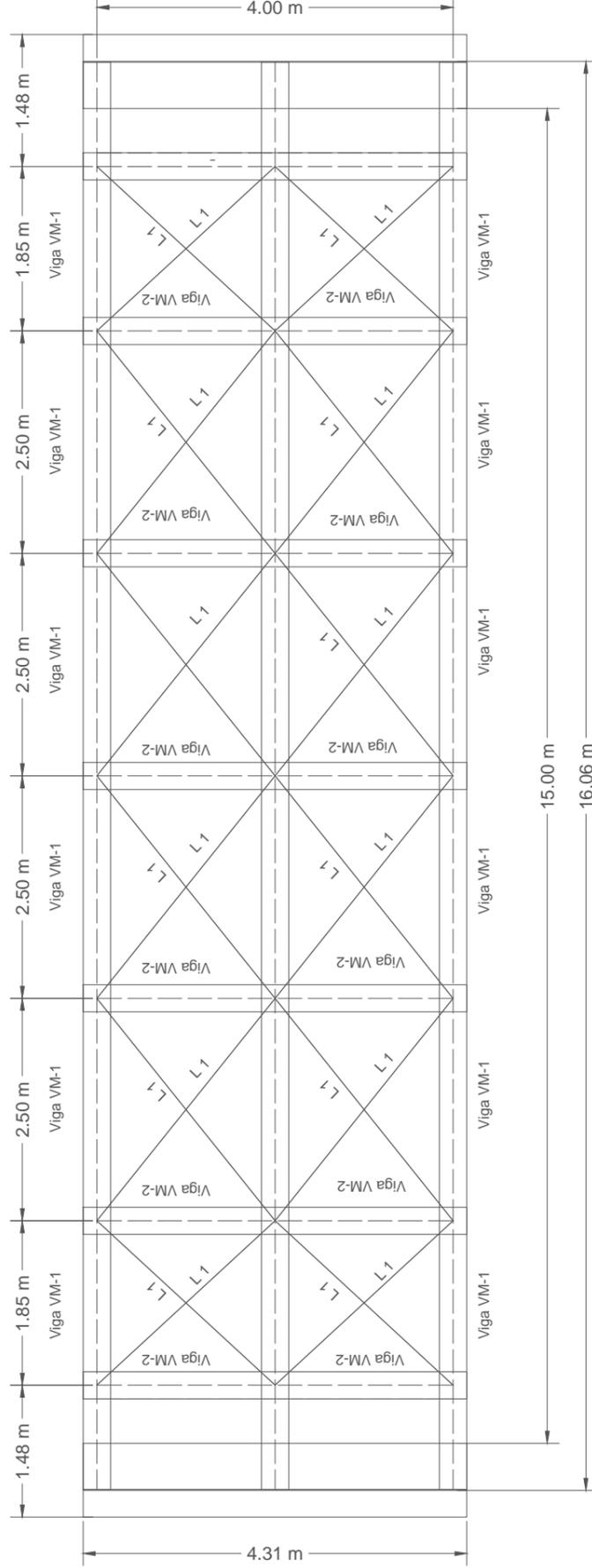
Revisado por:

Ingeniero. Bayardo Altamirano

Fecha de revision

Escala: Asignada

Losa de Concreto



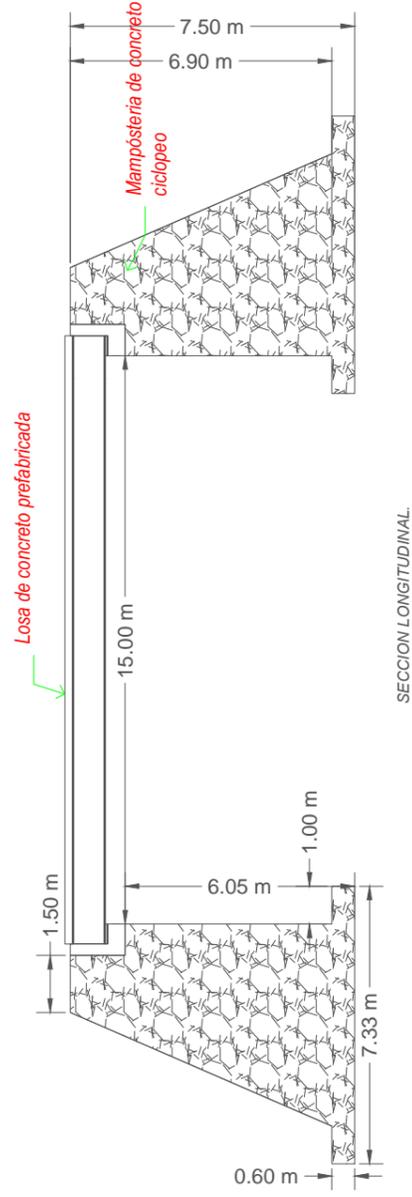
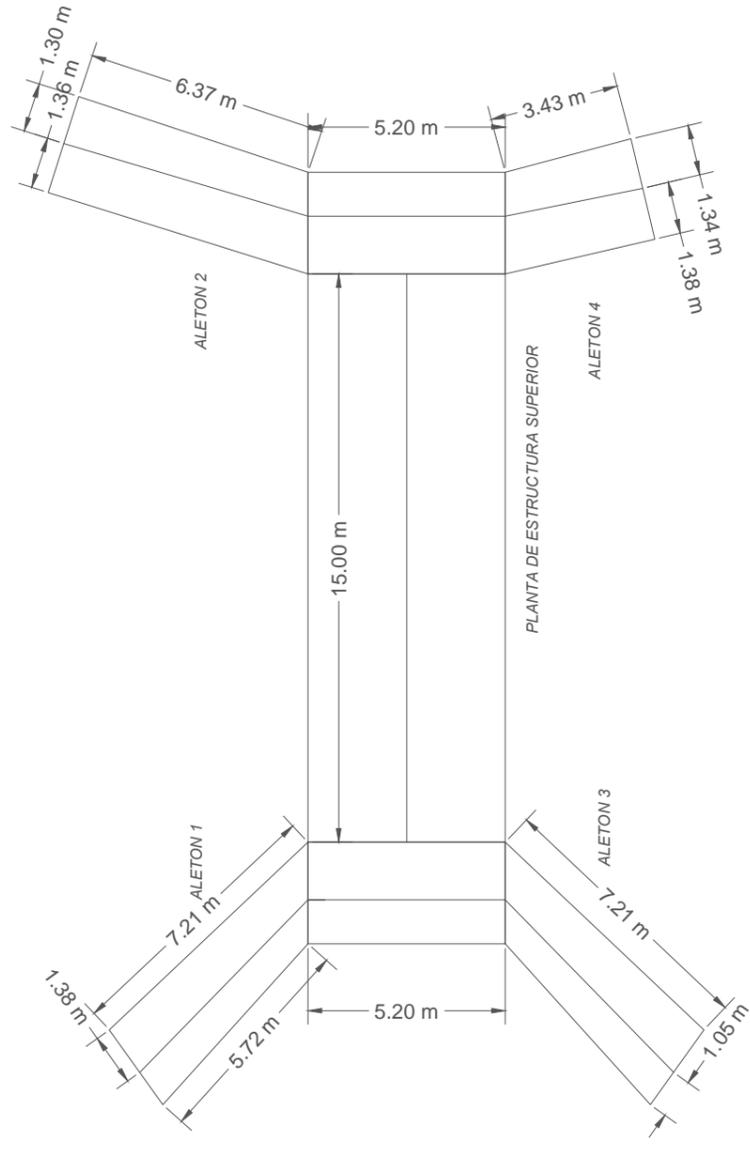
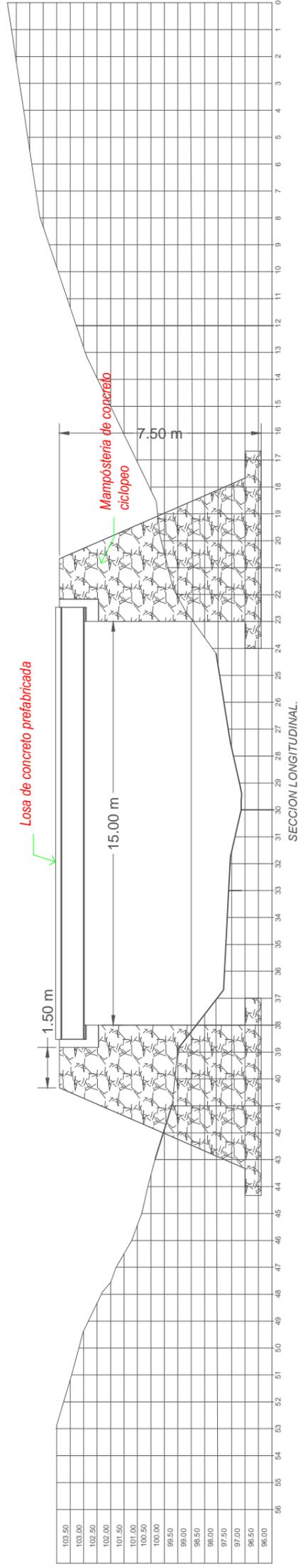
Planta de Estructura Superior

Contenido:

Br. Silvia Elena Sánchez Br. Bayardo José Gaitán Br. Moisés Fernando Moreno	Fecha de entrega	Plano
	16/08/2013	3 / 8
Ingeniero. Bayardo Altamirano	Fecha de revision	Escala:
		Asignada

Dibujado por:

Revisado por:



Sección Longitudinal con Cotas de Nivel

Contenido:

Dibujado por:

Br. Silvia Elena Sánchez
Br. Bayardo José Gaitán
Br. Moisés Fernando Moreno

Fecha de entrega

16/08/2013

Plano

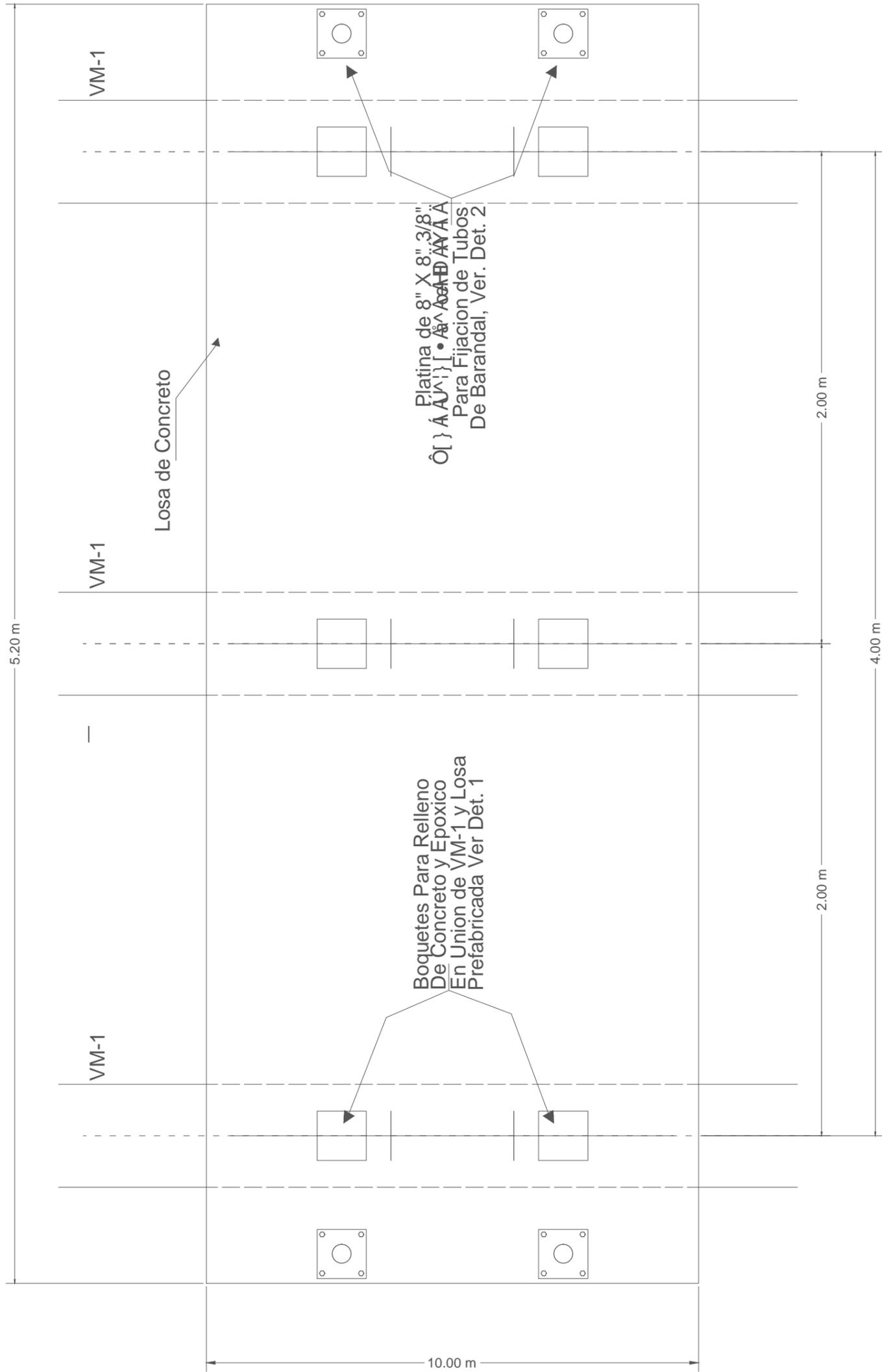
2 / 8

Revisado por:

Ingeniero. Bayardo Altamirano

Fecha de revisión

Escala: Asignada



Esc. = 1:20



Contenido:		Losa de Concreto	
Dibujado por:	Br. Silvia Elena Sánchez Br. Bayardo José Gaitán Br. Moises Fernando Moreno	Fecha de entrega:	16/08/2013
Revisado por:	Ingeniero. Bayardo Altamirano	Fecha de revision:	
		Escala:	Asignada
			Plano 5 / 8