

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE NICARAGUA
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL**



**TESIS MONOGRÁFICA PARA OPTAR AL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

Tema:

***ESTUDIO HIDROTÉCNICO Y REDISEÑO ESTRUCTURAL DEL
PUENTE CHASMOL***

Presentado por:

***BACHILLER: DORA MERCEDES PÉREZ
BACHILLER: DENIS FRANCISCO MORALES***

Tutor:

MSC. VÍCTOR TIRADO PICADO

MANAGUA, NICARAGUA JUNIO 2010

CAPÍTULO I

GENERALIDADES



CAPÍTULO II

CARACTERIZACIÓN DE LA CUENCA EN ESTUDIO



CAPÍTULO III

METODOLOGÍA Y MEMORIA DE CÁLCULO DEL ESTUDIO HIDROLÓGICO



CAPÍTULO IV

METODOLOGÍA Y MEMORIA DE CÁLCULO DEL ESTUDIO HIDRÁULICO



CAPÍTULO V

METODOLOGÍA Y MEMORIA DE CÁLCULO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DE OBRAS DE DRENAJE



CAPÍTULO VI

MEDIO AMBIENTE



CAPÍTULO VII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES



AGRADECIMIENTO

A Dios nuestro Señor

Porque nos da de su gracia y de su amor, quien ha estado desde el principio abriéndonos puertas para poder realizar esta tesis, gracias Señor no tenemos con que pagarte todas las bendiciones que nos ha dado y nos sigues dando, gracias por brindarnos la oportunidad de cumplir una de las muchas metas que nos hemos trazado, podemos decir Ebenezer Ebenezer, Hasta aquí nos a ayudado el Señor.

A nuestros padres

Por apoyarnos en momentos buenos y difíciles, darnos palabras de ánimo, de fortaleza y fe, y ser nuestros motivadores, gracias por todo su amor y dedicación y sus consejos; les queremos mucho y valoramos cada esfuerzo que nos dieron espiritualmente y económicamente por haberse despojado de mucho para que pudiéramos terminar la carrera.

A nuestro tutor el Ing. Víctor Tirado

Por su apoyo en dedicar el tiempo que le fue posible para que saliéramos adelante y poder concluir nuestra tesis.

Al Ing. Bayardo Altamirano

Por su gran ayuda en el estudio estructural de puentes por ese valioso tiempo que invirtió en cada ocasión que necesitamos que nos brindara de su conocimiento.

DEDICATORIA

Lámpara es a mis pies tu palabra, y lumbrera a mi camino. Salmos 119.105.

A Dios Padre, Dios Hijo y Dios Espíritu Santo por sus incontables bondades y misericordias, porque puso su mirada en mí y permitió que terminara la carrera. Separada de ti Señor no hubiese sido posible toda la honra y gloria es suya.

Mujer virtuosa, ¿quién la hallará? Porque su estima sobrepasa largamente a la de las piedras preciosas. Proverbios 31.10

A mi mamá porque me ha dado bien todos los días de mi vida por sus oraciones, su esfuerzo y su apoyo de que saliera adelante a pesar de las dificultades que se nos presenta, porque has sido madre y padre para mí con todo mi amor.

Oíd, hijos, la enseñanza de un padre, y estad atentos, para que conozcáis cordura. Proverbios 4.1

A mi hermano Néstor que es un padre para mí el que Dios me puso para cuidar de mí quien me ha apoyado en todo momento, sus instrucciones y consejos son adornos de gracia en mi vida.

Acordaos de vuestros pastores, que os hablaron la palabra de Dios. Hebreos 13.7

A mis pastores Francisco y Lilliam Solórzano porque me instruyen en el conocimiento de la palabra y me enseñan a poner en primer lugar a Dios en todo lo que haga.

A mis hermanas Li y Marisa y mis primos Luis y Carlos en apoyarme en lo que han podido.

A mi mamá Lastenia a mi tía Marta por apoyarme y estar pendiente de mí.

DORA MERCEDES PÉREZ

DEDICATORIA

Primero a Dios

Por que él esta presente en cada momento de nuestra vida, por permitirme tener la sabiduría y los conocimientos para poder terminar mi carrera y sin él no hubiese sido posible desarrollar la tesis y por permitirme terminarla.

A mis padres

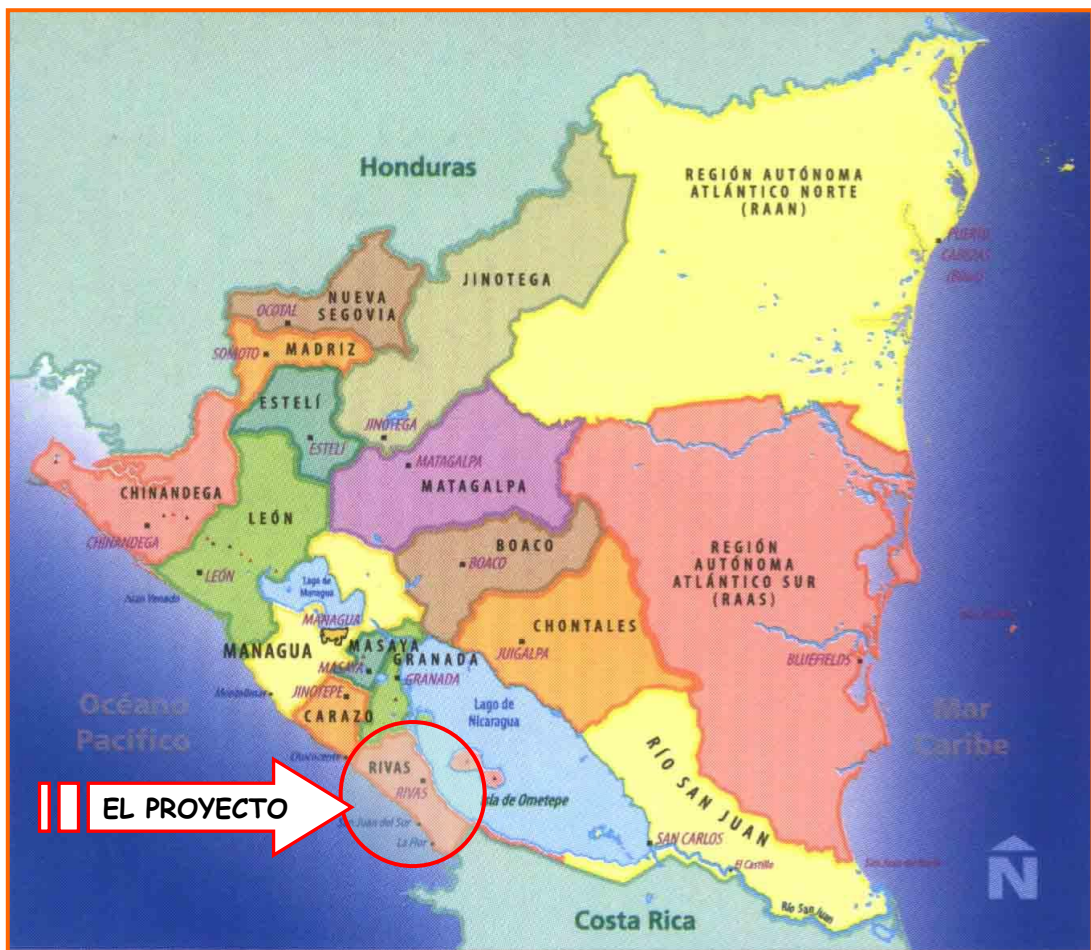
Por su gran apoyo y la oportunidad que me dieron de poder estudiar, y culminar mis estudios, por que ellos siempre estaban ahí para poder ayudar en los momentos más difíciles, por que siempre me comprendieron y me daban ánimo para poder seguir adelante en todos los aspectos de mi vida.

A mis hermanos

Por brindarme su apoyo para poder continuar y poder desarrollarme como un profesional y a toda mi familia.

A mis amigos porque estuvieron cuando los necesite.

DENIS FRANCISCO MORALES BENAVIDEZ



Macro-Localización del Proyecto Ochomogo - Las Salinas de Nagualapa. Mapa de Nicaragua (Fuente: Caracterización Municipal de INIFOM).

NOMENCLATURA

Q = caudal en m^3/s

C= coeficiente de escorrentía

I = intensidad de precipitación en mm/h

A= área de la cuenca Km^2

L = longitud del cauce

Hmax= altura máxima

Hmin = altura mínima

Sc= pendiente del fondo del cauce principal

tc= tiempo de escorrentía

TR= período de retorno

Us= uso del suelo

Ts= tipo de suelo

Pt= pendiente del terreno

Vt= velocidad de tránsito

O₂= caudal de salida al momento de tránsito

I₂= caudal de entrada al momento el tránsito

O₁= caudal de salida un instante antes del tránsito

I₁= caudal de entrada un instante antes del tránsito

C₀ C₁ C₂ = coeficiente de rugosidad

K = tiempo de retardo o constancia de almacenamiento en minutos

X = expresa la importancia relativa de las entradas y salidas del flujo al tramo en el almacenamiento del mismo

a = profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos

Ec = módulo de elasticidad del concreto

fc' = resistencia especificada a la compresión del concreto

Es = módulo de elasticidad del refuerzo y del acero estructural

fy = resistencia especificada a la fluencia del refuerzo

s = espaciamiento medido centro a centro

t = espesor de una pared de una sección

vn = esfuerzo resistente nominal de cortante

Vc = resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto

Vn = resistencia nominal a cortante

ρ = cuantía del refuerzo **As** evaluada sobre el área **bd**

φ = factor de reducción de resistencia

As = área de refuerzo longitudinal

c = distancia medida desde la fibra extrema en compresión al eje neutro

b = ancho de la cara en compresión del elemento

d = distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo

h = espesor total o altura de un elemento

C = fuerza de compresión

R = factor de resistencia a la flexión

ω = se define asimismo la cuantía mecánica de la sección

ε_u = deformación máxima unitaria del concreto

ε_s = deformación máxima del acero

ÍNDICE

CAPÍTULO I

1 GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCIÓN	1
1.2 ANTECEDENTES	3
1.3 JUSTIFICACIÓN	4
1.4 LIMITACIONES DEL ESTUDIO	5
1.5 OBJETIVOS	6
1.5.1 Objetivos Generales	6
1.5.2 Objetivos Específicos	6

CAPÍTULO II

2 CARACTERIZACIÓN DE LA CUENCA EN ESTUDIO

2.1 LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA DE LA CUENCA	7
2.1.1 Límites Geográficos	7
2.1.2 Ubicación del Punto de Interés	8
2.2 DESCRIPCIÓN DEL MEDIO AMBIENTE	8
2.2.1 Clima	8
2.2.2 Viento	9
2.2.3 Agua	10
2.3 SUELOS	10
2.4 TOPOGRAFÍA	11
2.5 GEOLOGÍA	11
2.6 VEGETACIÓN	12
2.7 ASPECTOS SOCIO-ECONÓMICOS Y CULTURALES DE LA ZONA	12

CAPÍTULO III

3 METODOLOGÍA Y MEMORIA DE CÁLCULO DEL ESTUDIO HIDROLÓGICO

3.1 METODOLOGÍA DEL CÁLCULO HIDROLÓGICO	14
3.1.1 Caracterización y Determinación de los Parámetros para el Cálculo del Caudal por el Método Racional	14
3.1.2 Determinación de los Parámetros para la Aplicación del Tránsito de Avenida	25
3.1.2.1 Cálculos de los Parámetros del Tránsito de Avenida	25
3.1.3 Secuencia Lógica en la Aplicación del Método del Tránsito de Avenida	29
3.2 MEMORIA DEL CÁLCULO HIDROLÓGICO	31
3.2.1 Determinación del Caudal por el Método Racional	31
3.2.1.1 Cálculo de los Parámetros de la Cuenca	31
3.2.2 Determinación del Caudal por el Método de Tránsito de Avenidas	35
3.2.2.1 Cálculo de los Parámetros del Tránsito	42
3.2.2.2 Secuencia Lógica de Aplicación del Tránsito de Avenidas	44

CAPÍTULO IV

4 METODOLOGÍA Y MEMORIA DE CÁLCULO DEL ESTUDIO HIDRÁULICO

4.1 METODOLOGÍA DEL CÁLCULO HIDRÁULICO	53
4.1.1 Hidráulica de Canales Abiertos	53
4.1.1.1 Canales no Erosionables	53
4.1.1.2 Material y Revestimiento no Erosionable	53
4.1.1.3 Velocidad Mínima Permisible	54

4.1.1.4 Pendiente del Canal	54
4.1.1.5 Borde Libre	55
4.1.1.6 Sección Hidráulica Óptima	56
4.1.1.7 Velocidad Máxima Permisible	56
4.1.2 Secciones Transversales	57
4.1.3 Transporte de Sedimentos	66
4.1.3.1 Métodos para Valuar el Transporte de Sedimentos	68
4.1.3.2 Cuantificación del Transporte Total del Fondo	69
4.1.3.3 Método de Engelund	69
4.2 MEMORIA DEL CÁLCULO HIDRÁULICO	71
4.2.1 Transporte de Sedimentos	71
4.2.2 Características Hidráulicas. Método de Eisntein	73
4.2.3 Cálculo del Tirante Normal Sección Rectangular	75
4.2.4 Cálculo del Tirante Crítico Sección Rectangular	76

CAPÍTULO V

5 METODOLOGÍA Y MEMORIA DE CÁLCULO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DE OBRAS DE DRENAJE

5.1 METODOLOGÍA DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DE OBRAS DE DRENAJE	77
5.1.1 Elemento de un Puente	77
5.1.1.1 Superestructura	77
5.1.1.2 Subestructura	77
5.1.2 Definiciones y Conceptos	80
5.1.3 Métodos de Diseño	84
5.1.4 Reglamento ACI-318	87
5.1.5 Especificaciones Básicas para Puentes de Carreteras	88
5.1.6 Consideraciones de Diseño	89
5.1.6.1 Diseño de Losa	89

5.1.6.2 Diseño de Vigas Longitudinales y Transversales	90
5.1.6.3 Consideraciones para el Diseño de Losa	91
5.1.6.4 Diseño de Vigas T	93
5.1.6.5 Diseño al Cortante	98
5.1.6.6 Limitaciones de Acero	99
5.1.6.7 Límites de Deflexión	100
5.1.6.8 Resistencia a la Compresión	100
5.1.6.9 Refuerzo por Temperatura	103
5.1.7 Cargas de Diseño	107
5.1.7.1 Cargas Vivas	107
5.1.7.2 Cargas sobre los Andenes	109
5.1.7.3 Selección de las Cargas	109
5.1.7.4 Aplicación de Cargas	113
5.1.7.5 Cargas de Impacto	114
5.1.7.6 Distribución de Cargas	114
5.1.7.7 Distribución de las Cargas de Ruedas sobre Losas de Concreto	114
5.1.7.8 Distribución de las Cargas de las Ruedas a los Largueros a las Vigas Longitudinales y a las Vigas de Entrepiso	118
5.2 MEMORIA DE CÁLCULO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DE OBRAS DE DRENAJE	123
5.2.1 Datos Generales	123
5.2.2 Diseño de la Losa	124
5.2.2.1 Diseño de la Losa entre Vigas	124
5.2.2.2 Cálculo de Refuerzo Requerido	127
5.2.3 Diseño de Acera	130
5.2.3.1 Diseño de Acera entre Vigas	130
5.2.3.2 Cálculo del Refuerzo Requerido	133
5.2.4 Diseño de Vigas Interior y Exterior	136
5.2.4.1 Cálculo del Momento Máximo	136
5.2.4.2 Diseño de Viga Exterior	139

5.2.4.3 Diseño de Viga Interior	144
5.2.5 Diseño de Diafragma	149
5.2.6 Distribución de Estribos en Vigas	154
5.2.6.1 En Viga Interior	154
5.2.6.2 En Viga Exterior	157
5.2.7 Deflexiones en Vigas	160
5.2.7.1 Deflexión en Viga Interior	160
5.2.7.2 Deflexión en Viga Exterior	162

CAPÍTULO VI

6 MEDIO AMBIENTE	164
------------------	-----

CAPÍTULO VII

7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 CONCLUSIONES	168
7.2 RECOMENDACIONES	170

BIBLIOGRAFÍA	171
---------------------	-----

ANEXOS	173
---------------	-----



1 GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCIÓN

El deterioro de los caminos existentes en el sitio del proyecto del puente Chasmol los hacen intransitables, el riesgo de fenómenos naturales como huracanes y tormentas fuertes que aumentan día con día los altos índices de inundaciones son problemas que contribuyen al desperfecto de estos; de tal manera que requieren de un diseño que ayude para mitigar los efectos que lo generan.

Los estudios hidrotécnicos se presentan con el objetivo de obtener toda la información y los datos necesarios para la verificación de las obras de cruce mayores o menores en el tramo del camino en estudio, a fin de poder efectuar una evaluación completa de las obras existentes y de la obras a proponerse que presupone la verificación hidráulica y la verificación del estado de conservación de las estructuras existentes.

Los estudios hidrotécnicos han sido orientados para determinar los caudales para un período de retorno de **50 años** para puentes y cajas y de **25 años** para alcantarillas circulares y áreas de drenaje menores de 400 hectáreas, revisar la capacidad de las estructuras del drenaje existentes como de las nuevas estructuras a proponerse, para evacuar los caudal de diseño obtenidos en cada caso, y calcular las dimensiones requerida ya sea para el caso que la obra existente no tuviese capacidad o para la nueva estructura.¹

¹Informe Final Estudios Hidrotécnicos. Estudios y Diseños, Ingenieros Consultores, EDICO.



Estudio Hidrotécnico y Rediseño Estructural del Puente Chasmol

El proyecto del puente Chasmol se encuentra ubicado en el municipio de Belén del departamento de Rivas en la estación 20+429 del camino Ochomogo las Salinas sobre el kilómetro 81 carretera Managua – Rivas.

El estudio se ha desarrollado en las siguientes fases Estudios Hidrológicos y Estudios Hidráulicos:

- Recopilación de la información, tal como la Recopilación de mapas geodésicos digitalizados, datos pluviométricos, información hidrológicas, estudio de suelo, información sobre el camino y otras informaciones básicas.
- Cálculo de los caudales de los cruces de drenajes con un tiempo de retorno predefinido.
- Cálculo de las obras hidráulica existentes o a proponer.



1.2 ANTECEDENTES²

El proyecto en estudio del sistema de drenaje ubicado en el río Chasmol se emplaza sobre un camino existente, la cual su capa de revestimiento de material selecto ha sido eliminada por la erosión producto del escurrimiento superficial, por el tráfico vehicular y por la falta de mantenimiento. En algunos tramos el alineamiento horizontal es sinuoso y presenta pendientes que superan el 8 %.

No existen cunetas revestidas, las cunetas naturales no se encuentran conformadas y la falta de conformación del camino (bombeo) provoca que las aguas escurran en la vía formando cárcavas considerables haciendo intransitable el camino.

Presenta pocas obras de drenajes de cruce, las pocas obras las constituyen entre alcantarillas circulares y vados; al final del camino se encuentra la mayor obra de cruce constituido por un puente tipo BAILEY de 40 metros de longitud, el que se observa en buen estado.

El sistema de drenaje del puente Chasmol es una estructura pobre y el tipo de estructura existente en esta obra de drenaje es un tipo de cruces bajos como lo es la estructura tipo badén que es un vado con tubos de alcantarillas que descarga los flujos mínimos.

²Informe Final Estudios Hidrotécnicos. Estudios y Diseños, Ingenieros Consultores, EDICO.



1.3 JUSTIFICACIÓN

Los daños que se registran en la red vial del departamento de Rivas han impulsado al mejoramiento del puente Chasmol, con el propósito de contribuir al crecimiento económico y social de este.

A su vez contempla desarrollar un buen análisis y estudio para conservar y mejorar las obras ya existentes para cerciorar un buen nivel de servicios, y asegurar la libre circulación de vehículos y peatones que a diario utilizan los cruces de obras de drenaje mayor.

Los numerosos períodos lluviosos, han contribuido a que las condiciones actuales de los sistemas de drenajes conformado por alcantarillas de tubo de concreto reforzado y vados se encuentren en mal estado, también la falta de mantenimiento de estos, así como la ausencia de obras de protección (canales de encauzamiento de aguas, revestimiento de cauces y cunetas, diques de protección y muros, etc.), causan una inadecuada evacuación de las aguas.

Asimismo se presentan problemas de socavación en la salida del cruce lo que pone en riesgo la integridad de la carretera y la seguridad de los usuarios.

Desde esta perspectiva, este trabajo se orienta a la necesidad de proyectar obras de drenaje requeridas que generen una solución a los inevitables fenómenos de la naturaleza.

Cabe señalar que con la ejecución de este proyecto contribuirá al mejoramiento del nivel de vida de los habitantes de las zonas aledañas así como también mejorar las características físicas y estructurales del puente Chasmol.



1.4 LIMITACIONES DEL ESTUDIO

El presente diseño no se hizo para mostrar la alternativa más económica, pero sí se realizó con el fin de cumplir con todos los objetivos propuestos.

No se realizaron los estudios necesarios: topográficos, geológicos y geotécnico, impacto ambiental y tráfico para el diseño de un puente debido al alto costo económico que esto amerita para los autores, sin embargo, los datos requeridos del levantamiento topográfico, el estudio de suelo y otros estudios preliminares al diseño y construcción fueron tomados de la información suministrada por el Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI) quien realizó todos estos estudios recientemente y están actualizados.

No se muestran cálculos introductorios para la determinación de parámetros de diseño específicos del puente relacionados con los estudios mencionados anteriormente, debido a la diversidad de métodos y formas de solución o a la magnitud de este trabajo.



1.5 OBJETIVOS

1.5.1 OBJETIVO GENERAL

Realizar el estudio hidrotécnico y rediseño estructural del drenaje del río Chasmol.

1.5.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Determinar la hidrografía de la cuenca en estudio.
- Calcular el caudal de diseño y el caudal máximo por medio del método racional y del tránsito de avenidas.
- Establecer el valor del transporte total de sedimentos del fondo en el río Chasmol.
- Dimensionar la sección hidráulica del canal a través del caudal máximo encontrado.
- Presentar la información y definiciones básicas para la elaboración del diseño de un puente.
- Proponer el diseño de losas y vigas para la superestructura del puente: Losa de concreto y Vigas de Concreto.



2 CARACTERIZACIÓN DE LA CUENCA EN ESTUDIO

2.1 LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA DE LA CUENCA

El proyecto se encuentra localizado sobre el kilómetro 81 carretera Managua - Rivas, a pocos metros del Puente Ochomogo, en las siguiente coordenadas:

Inicio (Puente Ochomogo): $85^{\circ} 58' 16''$ de longitud Oeste

$11^{\circ} 39' 20''$ de latitud norte

Fin (Salinas de Nagualapa): $86^{\circ} 06' 22''$ de longitud Oeste

$11^{\circ} 28' 31''$ de latitud norte

El puente Chasmol se localiza en la estación 20+429 del camino Ochomogo las Salinas, este camino de 29.4 Km. de longitud conectará la carretera panamericana sur (NIC-2) con la carretera litoral sur.

2.1.1 Límites Geográficos

El río Chasmol se encuentra ubicado en el departamento de Rivas, municipio Belén el cual tiene como límites:

Norte: Municipio de Nandaime

Sur: Municipio de Rivas

Este: Municipio de Potosí

Oeste: Municipio de Tola



2.1.2 Ubicación del Punto de Interés

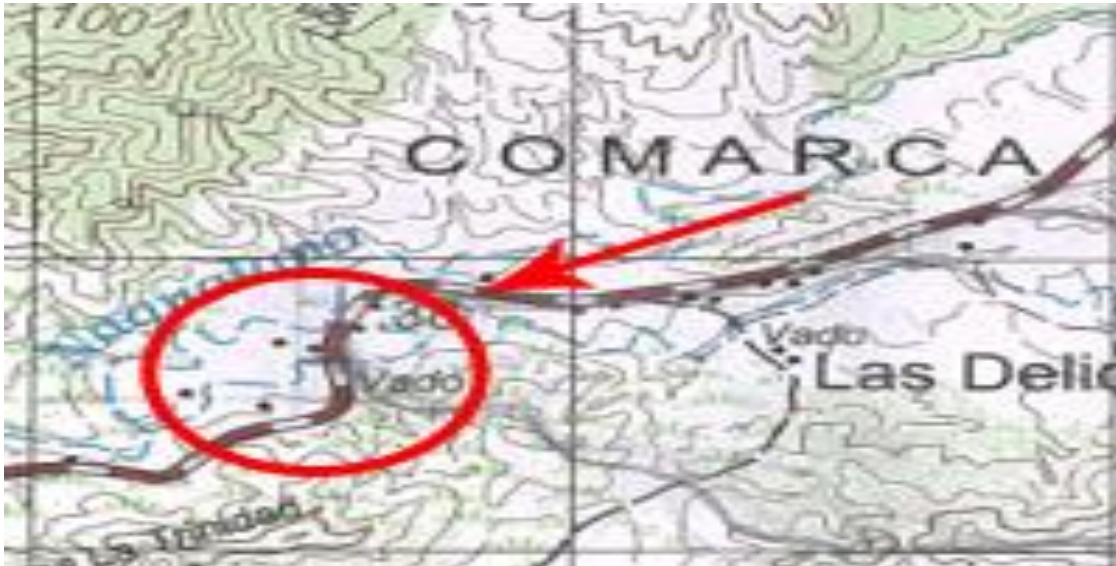


Figura 2.1.2.1 Ubicación del Puente Chasmol
Fuente: Instituto de Estudios Territoriales (INETER). (2009). Managua, Nicaragua. *Oficina de Geodesia y Cartografía.*

2.2 DESCRIPCIÓN DEL MEDIO AMBIENTE

2.2.1 CLIMA³

Su clima se caracteriza por presentar un Clima Tropical de Sabana Cálido y Seco (Aw). En los últimos años se ha venido registrando una temperatura media anual que oscila entre los 26°C y 33°C., presenta una precipitación entre los 1,400 y 1,700 mm. En esta zona se pueden observar dos estaciones bien marcadas: una seca de Noviembre a Abril, y la otra lluviosa entre Mayo y Octubre.

³Informe Final Estudios Hidrotécnicos. Estudios y Diseños, Ingenieros Consultores, EDICO.



2.2.2 VIENTO⁴

La dirección de los vientos en la mayor parte de Nicaragua es del este a Noreste. En las áreas montañosas los vientos varían en dirección y velocidad. En estos lugares, los vientos soplan pendiente arriba durante la parte cálida del día de las 9:00 a.m. a 3:00 p.m. y pendiente abajo durante las horas de la tarde. La velocidad del viento es mayor durante la tarde y menor un poco después que se oculta el sol. Las máximas velocidades suceden entre la media noche y las 6:00 a.m. ciclos diarios similares de movimientos de aire, agua a tierra y tierra a agua, pueden ser observados con frecuencia cerca de las costas del Lago de Nicaragua y Lago de Managua.

Las velocidades del viento son generalmente bajas, pero hay una variabilidad diaria anual. Los vientos más fuertes, con la excepción de aquellos relacionados con las tormentas, suceden principalmente en los meses de la estación seca. Los períodos de vientos de Diciembre y Abril con frecuencia duran de uno a varios días. Vientos continuos de 50 a 56 kilómetros por hora, ocurren en las cimas de las lomas y en los desfiladeros montañosos. Estos vientos mueven partículas finas de suelo de los campos cultivados y dañan las cosechas.

Los huracanes del Pacífico Oriental pueden influenciar la dirección y velocidad de las corrientes de aire sobre Nicaragua, pero generalmente los vientos muy fuertes cerca del centro de esos huracanes no cruzan sobre el país.

⁴Estudio de vulnerabilidad Ochomogo-Las Salinas de Nagualapa (29.40Km).



2.2.3 AGUA

Cuenca hidrográfica: Pertenece a la Vertiente del Pacífico y Cuenca del Lago de Nicaragua (Cocibolca).

Se puede distinguir que una parte de las aguas de este río desemboca en el océano Pacífico. Este río es corto, es de poco caudal y en alguna parte de su recorrido se seca durante el verano, es afluente de ríos que representan el potencial de agua superficial del Municipio de Belén.

2.3 SUELOS⁵

De acuerdo al mapa de Uso de Suelo de INETER, a escala 1:250000, la cuenca del río Chasmol es utilizada de la siguiente manera: áreas fuertemente humanizadas con asociación de maíz, sorgo, hortalizas, plátanos, frijoles, pastos en pequeñas parcelas, pasto natural, irrigado.

La mayor parte de los suelos del área de influencia se han formado a partir de cenizas volcánicas recientes. Son profundos a moderadamente profundos y presentan grados variables de erosión. Predominan las texturas medias a finas (francos a franco arcillosos) aunque también se presentan franco arenosos y arcillosos y a veces arcilla plástica en el subsuelo. Más del 51% de estos suelos se han desarrollados en relieves fuertemente ondulados a escarpados con pendientes de 30 a 50 %. En el resto del área los suelos se han formado en relieves ligeramente ondulado a colinados con pendientes de 8 a 30% de pendiente. Las zonas más planas con pendientes de 0 a 4% presentan problemas de drenaje moderado a imperfecto y retención excesiva de humedad en el suelo.

⁵Instituto de Estudios Territoriales (INETER). (2009). Managua, Nicaragua. *Oficina de Geodesia y Cartografía*.



2.4 TOPOGRAFÍA⁶

El terreno en estudio se emplaza sobre un camino existente, la cual su capa de revestimiento de material selecto ha sido eliminada por la erosión producto del escurrimiento superficial, por el tráfico vehicular y por la falta de mantenimiento.

El 51% del área de influencia directa presenta una topografía escarpada a muy escarpada con pendientes de 30 a 50%, mientras que solamente un 20% está formado por tierras casi planas a ligeramente onduladas con pendientes de hasta 4%. En el resto de la zona de influencia predominan relieves ligeramente ondulados a quebrados y en menor proporción paisajes fuertemente ondulados a colinados. En la altura sobre el nivel del mar varía de 110 a 220 metros en la mayor parte de la zona de influencia.

2.5 GEOLOGÍA⁷

Los eventos geológicos estructurales comprenden: plegamientos, flexuras, arrugamientos y fallamientos.

Comprende relieve moderado abrupto, cerros en forma de creta angosta y larga, con fuerte inclinación hacia el mar, a veces onduladas y dislocadas, también se presentan numerosas cuestas características de rocas estratificadas de diferentes tipos. Los drenajes son escasos pero profundos con ramales paralelos a los estratos.

⁶Estudio de vulnerabilidad Ochoмого-Las Salinas de Nagualapa (29.40Km).

⁷Estudio de vulnerabilidad Ochoмого-Las Salinas de Nagualapa (29.40Km).



Esta caracterizada por el predominio de grandes espesores de rocas sedimentarias de edad variable desde el cretáceo hasta el Terciario Superior, las cuales fueron interrumpidas varias veces con la deposición de materiales volcánicos e intrusiones ígneas; las más características son: caliza, arenisca, lutita y limolita.

2.6 VEGETACIÓN

Está conformado por un sistema montañoso, de relieve marcado y valles relativamente planos. El sistema montañoso es parte de la formación Brito y el material que origina éstos suelos es la lutita. Los valles son de origen aluvial, coluvial y volcánico.

El paisaje está conformado por planicies 3,948.2 ha. (13.8%) y sistemas montañosos, a los cuales corresponde una partición de 24,651.8 ha. (86.2%). Está conformado por sistemas montañosos de origen volcánico, con relieve predominante de escarpado a muy escarpado y de vocación forestal.

Generalmente carecen de vegetación boscosa debido a la intervención humana, en respuesta a las necesidades básicas de subsistencia; el área de ésta vegetación representa apenas el 29.4% del uso total de la tierra en el Municipio.

2.7 ASPECTOS SOCIO-ECONÓMICOS Y CULTURALES DE LA ZONA

Su actividad económica predominante está basada en la agricultura y ganadería extensiva. La actividad agrícola es la que representa mayores perspectivas para el desarrollo, pues existen grandes extensiones de su territorio cultivados en musáceas (plátanos), considerado como el principal rubro para comercialización.



Además de no requerir utilización de gran tecnología para su cultivo.

Existen otros cultivos como el arroz, la caña, frijoles y sorgo, que suman un total de 1300 manzanas.

Se cuenta con los servicio de energía eléctrica brindado a las zonas periféricas es realizado a través del Sistema Interconectado Nacional por medio de la sub-estación Rivas.

El servicio de comunicación telefónica se localiza en la cabecera municipal, atendiendo mayoritariamente la demanda urbana de la población.

El servicio urbano de agua potable urbano es únicamente para consumo doméstico. Esta población es abastecida por medio de la red pública de ENACAL a través de 618 conexiones domiciliarias, significando un 50% de las viviendas.

Dicha red domiciliar se abastece de tres pozos perforados, cuyo equipo inyecta cloro permanentemente a la red, con muestreo y análisis bacterial periódico en diferentes sectores.

El sistema educativo cuenta con un total de 20 centros de enseñanza, entre ellos un centro de Educación Secundaria y tres centros de Educación Primaria localizados en la cabecera municipal y 16 Escuelas Primarias Rurales dispersas en esas comunidades.



3 METODOLOGÍA Y MEMORIA DE CÁLCULO DEL ESTUDIO HIDROLÓGICO

3.1 METODOLOGÍA DEL CÁLCULO HIDROLÓGICO

El cálculo del caudal máximo probable puede suceder en el punto de cierre de la cuenca, es imprescindible para la toma de decisión en lo referente a la construcción de estructuras hidráulicas para determinar niveles de inundación producidos por avenidas.

El tránsito de avenida son todos los procedimientos con los cuales se puede determinar el tiempo y la magnitud de un punto del cauce, basándose en datos conocidos o supuestos en uno o más puntos aguas arriba del sitio de interés. Las bases de este método son las siguientes.

1. Se origina de la fórmula de Saint Venat.
2. No se considera fuerzas hidrodinámicas.
3. No se puede aplicar cuando hay remanso.
4. No se debe aplicar cuando el agua del río ocupa un cauce irregular.

3.1.1 CARACTERIZACIÓN Y DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS PARA EL CÁLCULO DEL CAUDAL POR EL MÉTODO RACIONAL

a) Ubicación del Punto de Interés

Se localiza en mapa geodésico el punto de interés sobre el cauce del río en el que interesa conocer su caudal para fines de una construcción hidráulica, etc. El mapa a utilizar deberá estar a escala adecuada que permita interpretar con claridad la información, de referencia en 1:10,000 a 1:50,000 las curvas de nivel deberán ser distante posible, de preferencia a cada dos o cinco metros.



b) Delimitación de la Cuenca

Se delimita la cuenca estableciendo como punto de control o de cierre el que corresponda al sitio de interés de acuerdo al propósito del estudio, o sea la ubicación del puente o la alcantarilla.

c) División de la Cuenca en Sub-cuencas

El tamaño de cada sub-cuenca esta determinado por las limitaciones del método racional que se explica en cuencas cuya área de aportación es menor de 400 Ha (4.0 Km²), pero puede aplicarse para estimar cuencas grandes. Cada sub-cuenca tiene su punto de control o cierre.

d) Identificación del Punto de Control de cada Sub-cuenca

La identificación puede ser por número, grupo de letras o un nombre.

e) Determinación de las Características Hidrometeorológicas de cada Sub-cuenca

1. Nombre

Para identificar a cada subcuenca generalmente se toma la primera o las siglas del nombre del sector en el que se localiza el punto de interés de la cuenca, por ejemplo SC-1 (subcuenca, corresponde al punto de control uno).

2. Área

El área de aportación se obtiene por lecturas directas con el planímetro en el mapa geodésico o con menor precisión dividiendo la subcuenca en figuras geométricas conocidas para su facilidad de cálculo como fórmulas matemáticas (rectangulares, trapecio, triángulos, etc.).



3. Longitud total del Cauce (L)

La longitud se mide tomando en cuenta el cauce principal, que generalmente es el de mayor recorrido partiendo del punto más remoto hasta el punto de control.

4. Altura Máxima (Hmax)

Es la elevación máxima del punto más remoto del cauce principal donde se inicia el escurrimiento de agua.

5. Altura Mínima (Hmin)

Es la elevación del punto de control de la subcuenca.

6. Pendiente del Fondo del Cauce Principal (Sc)

Es la pendiente del cauce principal, puede ser un valor estipulado, como un 3.5%.

$$S_c = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L} \quad \text{Ecuación (1)}$$

7. Tiempo de Concentración (tc)

Se calcula aplicando el método del proyecto hidrometeorológico centroamericano, el tiempo de concentración puede ser un valor estipulado de antemano sin calcular.

$$t_c = 0.0041 \left(\frac{13.28L}{\sqrt{S_c}} \right)^{0.77} \quad \text{Ecuación (2)}$$



Donde: t_c tiempo de concentración en minutos.

L longitud del cauce principal en metros.

S_c pendiente del cauce en m/m.

8. Selección de la Estación Meteorológica

La selección depende de la cercanía con el proyecto y de las condiciones topográficas de su área de influencia determinada por los polígonos de Thiessen.

9. Intensidad de Precipitación (I)

Se obtiene por la lectura directa en la curva de intensidad duración frecuencia (IDF) de la estación meteorológica o por aplicación de sus respectivas ecuaciones definida para el período de retorno (T_r) seleccionado para el diseño.

Período de Retorno. La lluvia de diseño de un sistema de aguas lluvias es un tema relativamente complejo, puesto que depende del grado de seguridad ante las inundaciones que requiera la ciudadanía, o sea el período de retorno de la misma tradicionalmente para elegir el período de retorno de diseño se recurre a la bibliografía de otros países adoptando criterios similares.

Se puede decir que el comportamiento de una lluvia cuya intensidad máxima diaria no tiene necesariamente relación con el volumen anual precipitado. Estas lluvias a su vez son comparables en cuanto a precipitaciones diarias con las que ocurre en otros países o región o cuencas adyacentes, pero a nivel de precipitaciones horarias se encuentran significativas diferencias, que corresponden precisamente a aquellas duraciones que tiene relevancia para la evacuación y drenaje de aguas lluvias urbanas.



Para el caso de los ríos que pasan por zonas urbanas los municipios proceden a zonificar las áreas sujetas a riesgo que se dividen en tres zonas.

Zona 1, de pasada de crecida, $Tr = 5$ a 10 años. Permite el escurrimiento de la crecida, no se permite la construcción, solo agricultura, líneas eléctricas, tuberías, etc.

Zona 2, restricciones, $Tr = 50$ a 100 años. Área inundable reglamentada, afectada por pequeñas profundidades y bajas velocidades de agua, que no contribuyen en forma importantes al escurrimiento. Se permite uso agrícola, parques, actividades recreativas o deportivas de bajo costo de manutención, actividad comercial o industrial con áreas de carga, estacionamiento, almacenamiento y maquinaria fácil de remover o no sujeta a daños por crecidas. No se permite artículos perecibles o tóxicos. Se permite servicios básicos como líneas de transmisión, postes, etc. Con medidas de protección.

Zona 3, de bajo riesgo, $Tr > 50$ o 100 años. Área con una baja probabilidad de ocurrencia de inundación, en años excepcionales tiene pequeñas láminas y bajas velocidades de agua. Esta área se establece solo para alertar a la población de los riesgos a que están sujetas, no necesariamente reglamentación. Las protecciones son individuales, del tipo que esta sujeta, no necesita reglamentación. Los métodos de protección son individuales, del tipo seguros, viviendas con segundos para uso en pisos para uso en crecidas, etc.⁸

⁸www2.ing.puc.cl/.../periodo_de_retorno_de_diseno_de_.htm



Otros autores recomiendan los siguientes períodos de retorno:

➤ **Según el Tipo de Vía**

Vialidad local (avenidas y calles importantes no traspasan la zona)	2 años
Vialidad distribuidora (distribuye o alimenta la vía arterial)	5 años
Vialidad arterial (autopistas urbanas y avenidas básicas)	10 años
Vialidad especial (acceso Inst. seguridad o Serv. Públicos vitales)	10 años

Tabla 3.1.1.1 Períodos de Retornos Según la Vía

➤ **Dependiendo del Tipo de Obra y la Calidad de la Vía**

Alcantarillas L < 6 m

Pasajes y otros	2-5 años
Locales	10 años
Colectoras	25 años
Arterias	50 años

Puentes y Alcantarillas L > 6 m

Pasajes y otros	5-10 años
Locales	10-25 años
Colectoras	50 años

Tabla 3.1.1.2 Períodos de Retornos Dependiendo la Obra y la Calidad de la Vía⁹

En todas las obras deben ser chequeados los efectos de remanso para un período de retorno de 100 años.

⁹www2.ing.puc.cl/.../periodo_de_retorno_de_diseno_de_.htm



➤ **Según el Manual de Carreteras del MOP**

Recomienda como mínimo para las obras de drenaje en una carretera, dependiendo del tipo de obra y calidad de la obra de la carreta, los siguientes períodos de retorno.

Drenaje de la Plataforma

Vía secundaria	5-10 años
Vía principal	10-25 años

Alcantarillas D > 1500 mm.

Vía secundaria	100 años
Vía principal	100-200 años

Alcantarillas D < 1500 mm.

Vía secundaria	10-20 años
Vía principal	50-100 años

Puentes

Vía secundaria	100 años
Vía principal	100-200 años

Tabla 3.1.1.3 Períodos de Retornos Según el Manual MOP¹⁰

Vía principal son autopistas, primarias (colectoras) y el resto son secundarias. Es importante notar que el concepto de período de retorno en el caso de las carreteras normalmente esta asociada de falla, la cual puede ocasionar la distribución de la obra al ser sobrepasado y daños económicos significativos por corte de la carretera.

Tanto el estudio de la erosión, como para el cálculo y diseño de las estructuras de conservación de suelos e hidráulicas, es necesario el estudio de las precipitaciones máximas.

¹⁰www2.ing.puc.cl/.../periodo_de_retorno_de_diseno_de_.htm



El período de retorno será mayor cuando mayor sea la importancia y la repercusión de retorno contrasta con la disponibilidad de series de datos climatológicos, por lo que se debe recurrir a estimaciones estadísticas.

Tipo de estructura	Tr (años)
Puente sobre carretera importante	50 a 100
Puente sobre carretera de importancia media o alcantarillas en carretera importante	25
Alcantarilla sobre camino secundario	5 a 10
Drenaje en aeropuertos	5
Drenaje urbano	2 a 10
Drenaje agrícola	5 a 10
Muros de encausamiento	5 a 10
Desviación de crecientes en proyectos hidroeléctricos	20 a 50
Rebosaderos para proyectos hidroeléctricos según si la presa es de tierra, enrocado o concreto	Mayor a 1000 años o crecienta máxima probable.

Tabla 3.1.1.4 Períodos de Retorno Según la Obra a Diseñarse¹¹

¹¹www.fronate.pro.ec/fronate/riesgo-falla -



Coeficiente de Escorrentía (C)

Se lee de tabla previamente preparada y publicada con base en investigaciones realizadas. Si la cuenca no es homogénea en lo referente al uso y tipo del suelo, este coeficiente debe ser por unidad de área, o sea:

$$C = \frac{\sum C_i A_i}{\sum A_i}$$

Donde: C_i coeficiente de la cuenca homogénea.

A_i área de la cuenca homogénea.

Para los valores de la escorrentía de la cuenca homogénea esta se lee en tablas previamente preparada y publicada con base en investigaciones realizadas. El departamento de drenaje pluvial de la Alcaldía de Managua con base en los documentos de normas checoslovacas para estabilización de cauces y cárcavas, esbozo de un plan maestro del drenaje pluvial subterráneo y superficial de la ciudad de Managua y observaciones de campo propone par la determinación del coeficiente de escorrentía, en dependencia de los factores: el uso del suelo, tipo de suelo y pendiente del terreno, presentando en la siguiente tabla.



Uso del suelo	Us
Vegetación densa, bosques, cafetal con sombras, pasto	0.04
Maleza, arbustos, solar baldío, cultivos perennes, parques, cementerios, campos deportivos	0.06
Sin vegetación o con cultivos anuales	0.10
Zonas suburbanas (viviendas, negocios)	0.20
Casco urbano y Zonas industriales	0.30-0.50
Tipo de suelo	Ts
Permeable (terreno arenoso, cenizas volcánicas, pómez)	1.00
Semipermeable(terreno arcillo arenoso)	1.25
Impermeable (terreno arcilloso, limoso marga)	1.50
Pendiente del terreno (%)	Pt
0.0-3.0	1.00
3.1-5.00	1.50
5.1-10.0	2.00
10.1-20.0	2.50
20.1 y mas	3.0
C= Us*Ts*Pt	

Tabla 3.1.1.5 Coeficiente de Escorrentía

Fuente: Evaluación Hidráulica del Puente Tamarindo. Wilber Javier Pérez Flores, Jessy Carolina Zúniga Rayos.



10. Caudal (Q)

Se calcula por la aplicación del método racional, o sea:

$$Q = 0.2778 C I A \qquad \text{Ecuación (3)}$$

Donde: Q caudal en m³/s.

C coeficiente de escorrentía (adimensional).

I intensidad de precipitación en mm/h.

A área de la cuenca en Km².

f) Hidrograma Triangular

Se genera utilizando los datos del tiempo de concentración y su caudal, llamado tiempo pico y caudal pico. Se establece el criterio que la duración de la lluvia es igual al tiempo de concentración de la subcuenca, que a la vez es el tiempo pico del hidrograma.

g) Gráfico del Hidrograma Triangular Sintético

Se grafican los datos en el papel milimetrado definiendo la ordenada para los valores del caudal y la abscisa para el tiempo. Se utiliza este tipo de hidrograma por la simplicidad de sus cálculos, sin embargo, la literatura hidrológica contienen diferentes métodos para generar hidrogramas sintéticos.



3.1.2 DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS PARA LA APLICACIÓN DEL TRÁNSITO DE AVENIDA

Este método se aplica para transitar el hidrograma obtenido en el punto de control de una subcuenca, hacia el próximo punto de control sobre el cauce principal de la cuenca. El tránsito permite amortiguar los caudales a través del tiempo con el propósito de simular la condición del flujo en el cauce del río.

Ecuación del tránsito:

$$O_2 = C_0 I_2 + C_1 I_1 + C_2 O_1 \quad \text{Ecuación (4)}$$

Donde: O_2 caudal de salida al momento del tránsito.

I_2 caudal de entrada al momento del tránsito.

O_1 caudal de salida un instante antes del tránsito.

I_1 caudal de entrada un instante antes del tránsito.

C_0, C_1, C_2 coeficiente de rugosidad del cauce.

3.1.2.1 Cálculos de los Parámetros del Tránsito de Avenida

a) Velocidad de Tránsito (V_t)

Para el primer tránsito es la velocidad del flujo en la primera subcuenca. Se calcula con la fórmula de velocidad.

$$V = \frac{L}{t_c} \quad \text{Ecuación (5)}$$



Donde: V velocidad del flujo.

L longitud del cauce en la subcuena.

t_c tiempo de concentración en la subcuena.

Sin más de una subcuena convergen en el punto de cual se inicia el tránsito, será el promedio aritmético de las velocidades del flujo en cada subcuena.

$$V_i = \frac{1}{n} [V_1 + V_2 + \dots + V_n]$$

n: la cantidad de subcuena que converge en el punto a partir del cual se hará el tránsito.

Para el segundo tránsito y los posteriores es el promedio aritmético considerado la velocidad del flujo en cada subcuena que converge en el punto donde inicia el tránsito incluida la velocidad del o los tránsitos (inmediatos anterior) realizados hasta dicho punto.

$$V_i = \frac{1}{x} [V_1 + V_2 + \dots + V_i(\text{realizado})]$$

x: representa la cantidad de datos se sumar.

b) Longitud de Tránsito (L_t)

Es la distancia entre dos puntos de control consecutivos sobre el cauce principal de la cuenca.



c) Tiempo de Retardo (k)

Representa el desfase entre el tiempo pico a transitar y el tiempo pico del hidrograma transitado.

$$K = \frac{L_t}{V_t} \qquad \text{Ecuación (6)}$$

Donde: K tiempo de retardo.

L_t longitud del tramo del cauce principal del cual se hará el tránsito.

V_t velocidad del tránsito a realizar.

d) Tiempo de Concentración Hidrograma a Transitar (t)

Es el cociente que resulta al dividir como mínimo 2 tiempos pico del hidrograma a transitar. Si la menos un coeficiente de rugosidad de la ecuación del tránsito es negativo, el tiempo pico se divide por 3, 4, 5...n veces hasta obtener coeficiente de rugosidad positivos. Si después de varias subdivisiones el valor continúa negativo, significa que habrá pérdida de caudal en el mismo tránsito, lo que ocurre si el tiempo de retardo (k) es mucho menor que el tiempo pico del hidrograma a transitar.



e) Coeficiente de Rugosidad

$$C_0 = -\frac{(KX - 0.5t)}{K - KX + 0.5t} \quad \text{Ecuación (7)}$$

$$C_1 = \frac{(KX + 0.5t)}{K - KX + 0.5t} \quad \text{Ecuación (8)}$$

$$C_2 = \frac{(K - KX - 0.5t)}{K - KX + 0.5t} \quad \text{Ecuación (9)}$$

Donde: K tiempo de retardo o constancia de almacenamiento en minutos.

t tiempo del hidrograma a transitar.

X expresa la importancia relativa de las entradas y salidas del flujo al tramo en el almacenamiento del mismo. Su valor se obtiene por el método de Lasadas y oscila entre 0.10 y 0.30 según las características del cauce. Para cauces se utiliza el valor promedio de 0.20.

Los coeficientes de rugosidad deben cumplir:

$$C_0 + C_1 + C_2 = 1 \quad \text{Ecuación (10)}$$



3.1.3 SECUENCIA LÓGICA EN LA APLICACIÓN DEL MÉTODO DE TRÁNSITO DE AVENIDA

a) Tránsito del Hidrograma del Primero al Segundo Punto

El procedimiento se realiza de aguas arriba hacia aguas abajo partiendo del primer punto de control y utilizando el hidrograma triangular sintético en este punto. Si dos o más subcuencas convergen en dicho punto, se hará una suma de hidrograma triangular y el hidrograma resultante se transita hacia el segundo punto de control.

b) Gráfico del Hidrograma

Se elabora en papel milimetrado el gráfico del caudal Vs. Tiempo del hidrograma transitado.

c) Suma de Hidrograma en el Segundo Punto

Se suma el hidrograma transitado y el hidrograma triangular sintético de la o las subcuencas que convergen hacia el segundo punto. El hidrograma suma se obtiene colocando los tiempos de los hidrogramas a sumar en orden cronológico ascendente con su respectivo caudal. Los caudales faltantes en cada hidrograma se lee el gráfico correspondiente o interpolado.

d) Gráfico del Hidrograma Suma en el Segundo Punto

Se elabora en papel milimetrado del grafico caudal vs. Tiempo utilizando los tiempos en orden cronológico ascendente y los caudales respectivos resultantes de la suma.



e) Tránsito del Hidrograma Suma en el Segundo Punto hacia al Tercer Punto

El hidrograma resultante de la suma en el segundo se transita hacia el tercer punto, y aplicando la ecuación de tránsito de avenida.

f) Se prosigue la Secuencia Lógica del Método hasta Finalizar los Cálculos en el Punto de Cierre de la Cuenca

Del hidrograma suma o hidrograma resultante en este punto se lee el máximo caudal que corresponde al caudal de diseño para el período de retorno (TR) previamente seleccionado.

Los gráficos en papel milimetrado se deben hacer en hojas separadas los hidrogramas triangular sintético, transitado y suma en la que se avanza en el cálculo del caudal, con el propósito de leer los caudales faltantes en el hidrograma que se desarrollara en un procedimiento.



3.2 MEMORIA DEL CÁLCULO HIDROLÓGICO

3.2.1 DETERMINACIÓN DEL CAUDAL POR EL MÉTODO RACIONAL

Es posiblemente el método más antiguo de la relación lluvia escurrimiento, utilizado para medir esorrentías para drenajes superficiales y descargas para alcantarillas de pequeñas cuencas de pequeños drenajes. Se obtienen mejores resultados para cuencas no mayores de 500 Hectáreas (5Km²); sin embargo puede utilizarse para estimar cuencas grandes, con menos de precisión, en caso de no ser aplicables o disponibles otros métodos. Se asume que la intensidad de lluvia es uniforme sobre el área de drenaje para un tiempo considerado.

3.2.1.1 Cálculos de los Parámetros de la Cuenca

a) Parámetros Físicos Determinados Directamente en el Plano Geodésico

Parámetros	Datos
Área	18.11 Km ²
Longitud de la Cuenca	11690.00 m
Altura máxima	275 m.s.n.m
Altura mínima	29 m.s.n.m
Período de Retorno	50 años

Tabla 3.2.1.1.6 Parámetros de la Cuenca
Fuente: Dora Pérez, Denis Morales. (2009). Managua, Nicaragua.



b) Pendiente del Terreno

$$S_c = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L}$$

$$S_c = \frac{275 - 29}{11690}$$

$$S_c = 2.1\% = 0.0210$$

c) Coeficiente de Escorrentía

Parámetros	Valor
Uso del suelo (Vegetación densa, bosques, cafetal con sombras, pasto)	0.04
Tipo de suelo (Semipermeable terreno arcillo arenoso)	1.25
Pendiente del Terreno (0.0 - 3.0)%	1.00
C= Us * Ts * Pt	0.05 = 0.04 * 1.25 * 1

Tabla 3.2.1.1.7 Cálculo del Coeficiente de Escorrentía

d) Tiempo de Concentración

$$t_c = 0.0041 \left(\frac{13.28L}{\sqrt{S_c}} \right)^{0.77}$$

$$t_c = 0.0041 \left(\frac{13.28 * 11690}{\sqrt{0.0210}} \right)^{0.77}$$

$$t_c = 61.35 \text{ min.}$$



e) Intensidad de Lluvia

Intensidad de Lluvia para Diferentes Períodos de Retorno

PR	Duración minutos					
Años	5	10	15	30	60	120
5	163.00	122.54	110.46	81.63	62.01	37.52
10	184.66	134.53	122.27	90.64	71.35	43.76
25	212.03	149.69	137.19	102.04	83.15	51.64
50	232.34	160.93	148.25	110.49	91.91	57.48
100	252.49	172.09	159.24	118.88	100.60	63.28

Tabla 3.2.1.1.8 Intensidad de Lluvia

Fuente: Dora Pérez, Denis Morales. (2009). Managua, Nicaragua.

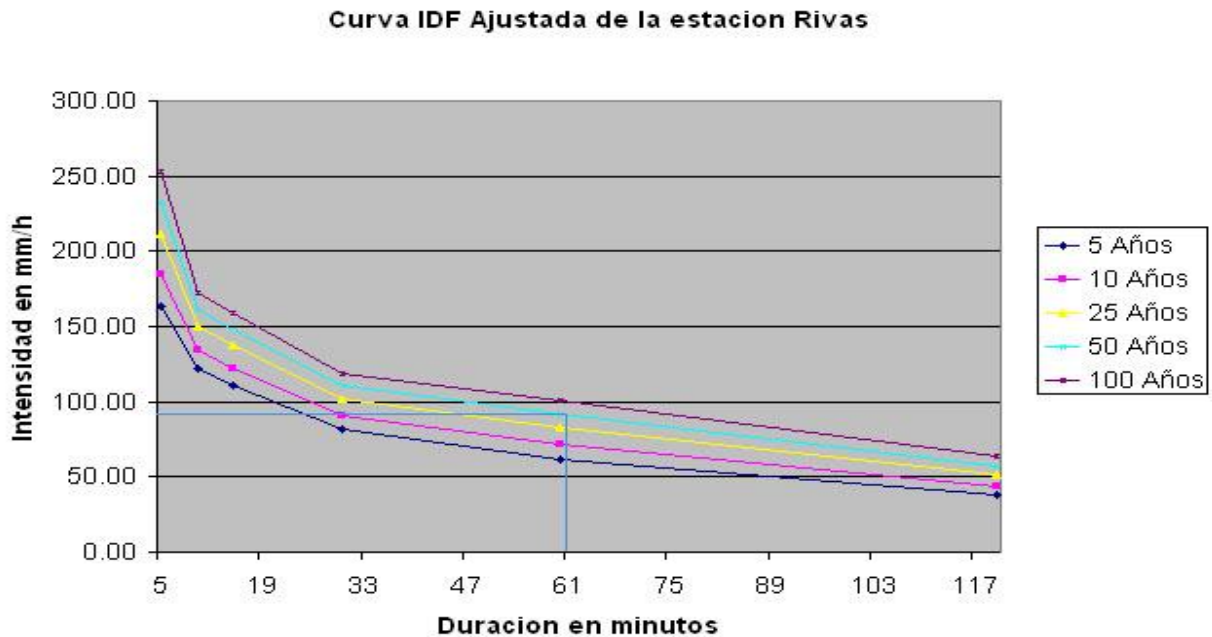


Figura 3.2.1.1.2 Curva IDF

Fuente: Dora Pérez, Denis Morales. (2009). Managua, Nicaragua.



Intensidad obtenida por la lectura directa en la curva de intensidad duración frecuencia (IDF) de la estación meteorológica.

I = 91 mm/h

f) Caudal por el Método Racional

$Q = 0.2778 C I A$

C: coeficiente de escorrentía **0.05**

I: intensidad obtenida de la curva IDF **91**

A: área determinada del plano geodésico **18.11**

$Q = 0.2778 * 0.05 * 91 * 18.11$

Q = 22.89 m³/s



3.2.2 DETERMINACIÓN DEL CAUDAL POR EL MÉTODO DE TRÁNSITO DE AVENIDAS

a) División de la Cuenca en Sub-cuenca

Para la aplicación del Tránsito de Avenidas se delimitó la cuenca en 7 subcuencas extrayendo así del plano geodésico la información que se presenta en la siguiente tabla, la cual permite calcular el caudal por el Método Racional.

SUB CUENCA	ÁREA	LONG	Hmax	Hmin
	km2	M	m	m
1	2	3	4	5
SC-1	4.44	3450	275.00	120.00
SC-2	3.05	1950	180.00	120.00
SC-3	1.81	2270	120.00	80.00
SC-4	3.27	2030	180.00	80.00
SC-5	1.78	1670	80.00	60.00
SC-6	0.81	1300	180.00	60.00
SC-7	2.95	4300	60.00	29.00
SUMA	18.11			

Tabla 3.2.2.9 Valores Físicos de las Sub-cuencas
Fuente: Dora Pérez, Denis Morales. (2009). Managua, Nicaragua.

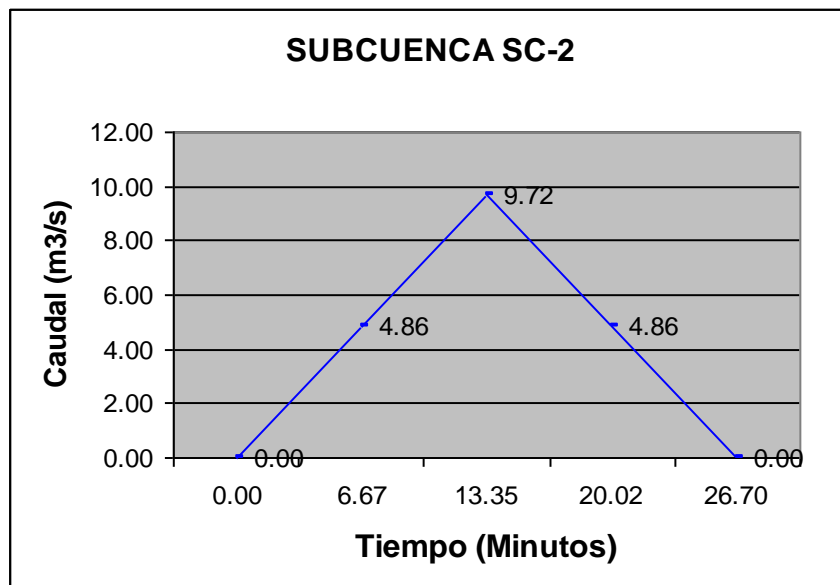
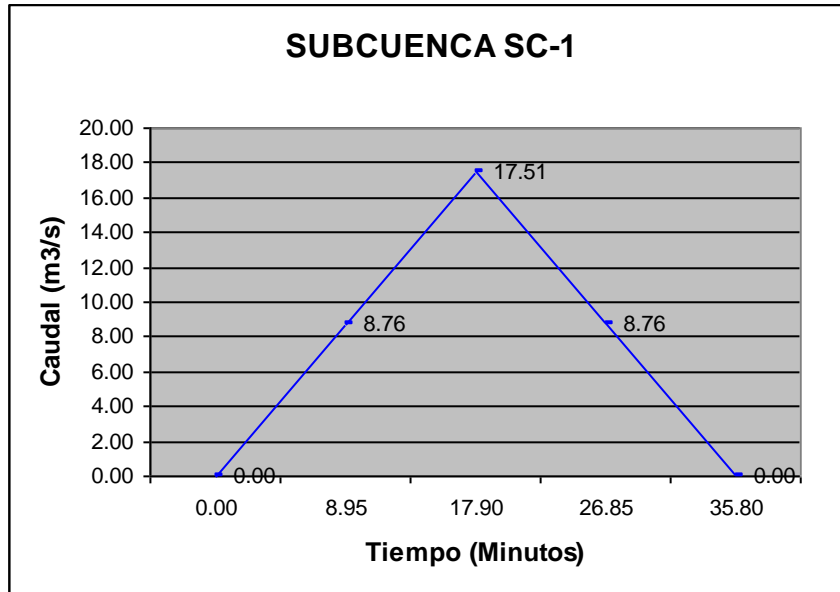


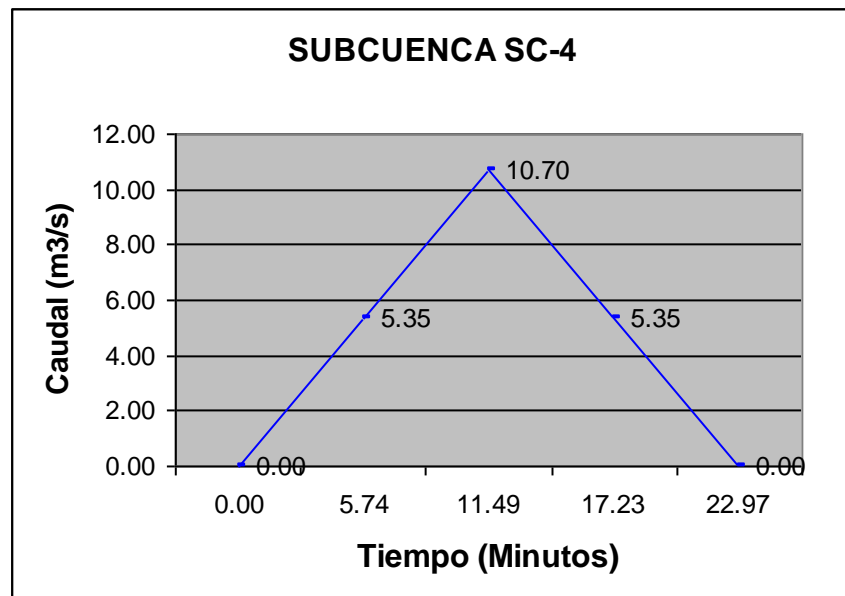
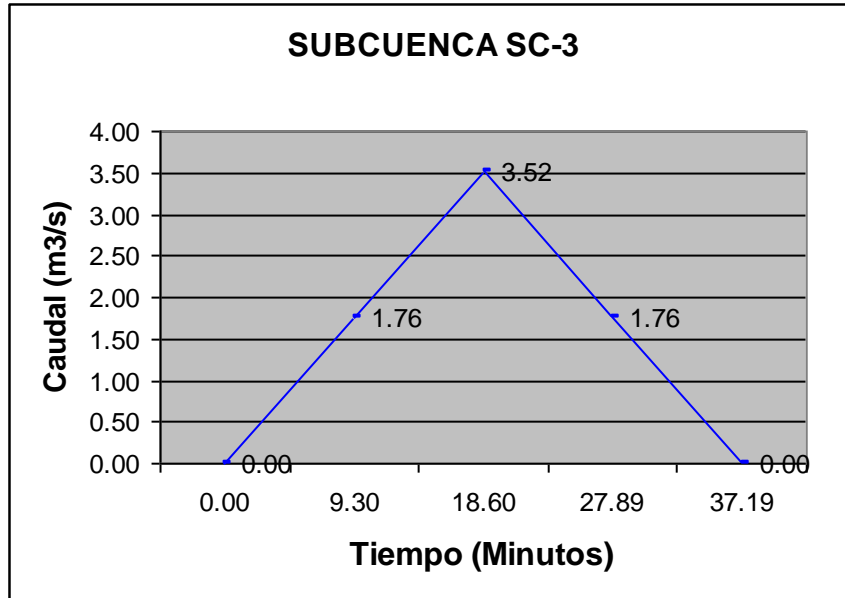
b) Cálculo de los Caudales por el Método Racional para las Siete Sub-cuencas del Puente Chasmol

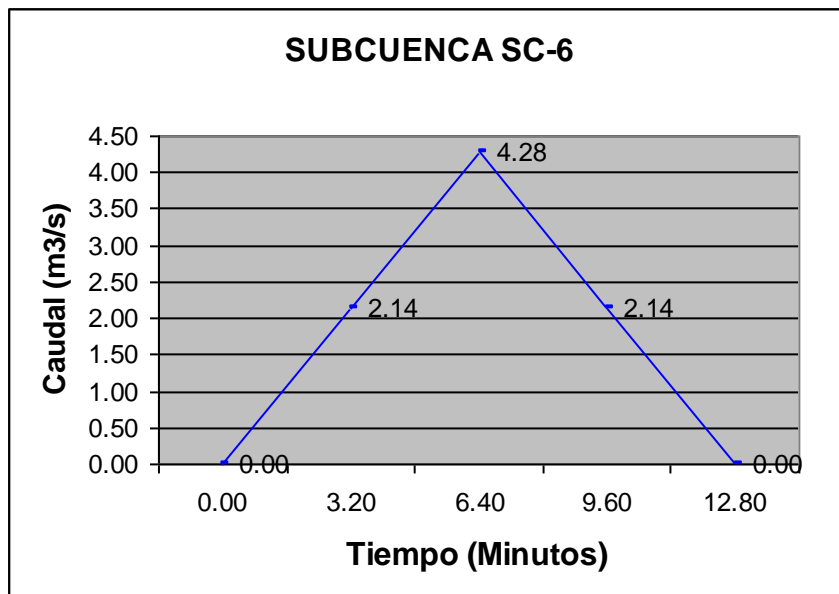
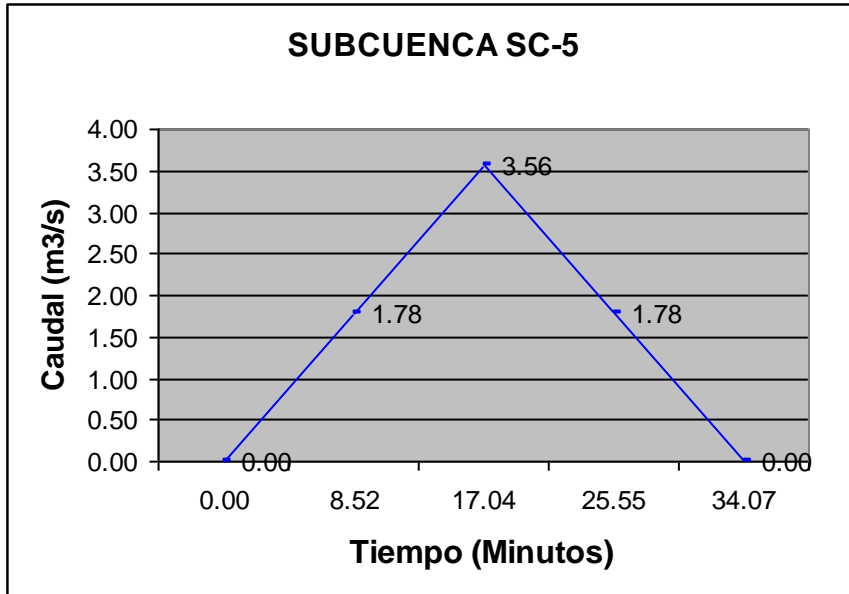
SUB CUENCA	ÁREA	LONG	Hmax	Hmin	Sc		Tc	I	Coeficiente de escorrentía				Caudal
	km2	m	m	m	m/m	%	Min	mm/hora	Us	Ts	Pt	C	m3/s
1	2	3	4	5	6	7	7	8	9	10	11	12	13
SC-1	4.44	3450	275.00	120.00	0.0449	4.5%	17.90	142.00	0.04	1.25	2.00	0.100	17.51
SC-2	3.05	1950	180.00	120.00	0.0308	3.1%	13.35	153.00	0.04	1.25	1.50	0.075	9.72
SC-3	1.81	2270	120.00	80.00	0.0176	1.8%	18.60	140.00	0.04	1.25	1.00	0.050	3.52
SC-4	3.27	2030	180.00	80.00	0.0493	4.9%	11.49	157.00	0.04	1.25	1.50	0.075	10.70
SC-5	1.78	1670	80.00	60.00	0.0120	1.2%	17.04	144.00	0.04	1.25	1.00	0.050	3.56
SC-6	0.81	1300	180.00	60.00	0.0923	9.2%	6.40	190.00	0.04	1.25	2.00	0.100	4.28
SC-7	2.95	4300	60.00	29.00	0.0072	0.7%	42.90	106.00	0.04	1.25	1.00	0.050	4.34
SUMA	18.11												

Tabla 3.2.2.10 Cálculo de los Caudales por el Método Racional
Fuente: Dora Pérez, Denis Morales. (2009). Managua, Nicaragua.

c) Hidrogramas Sintéticos para las Sub-cuencas del Puente Chasmol







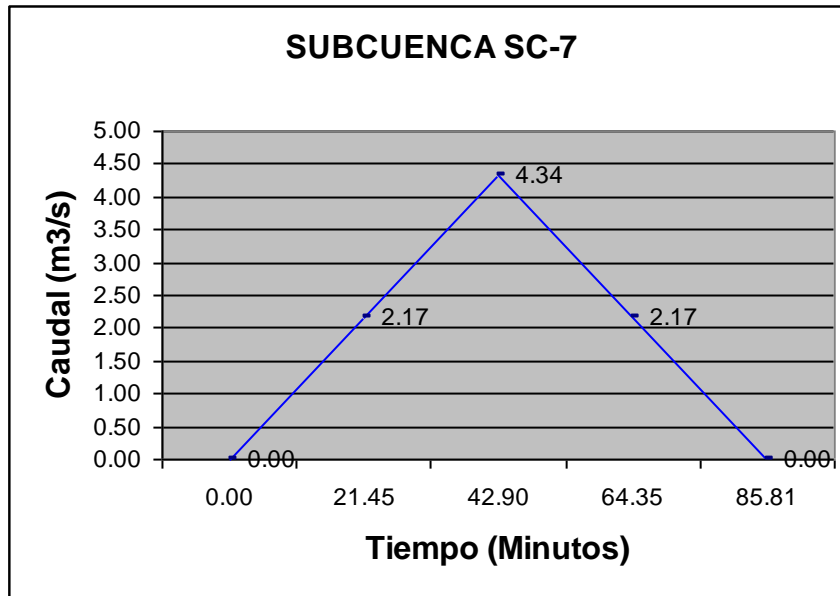


Figura 3.2.2.3 Hidrogramas Sintéticos de las Siete Sub-cuencas
Fuente: Dora Pérez, Denis Morales. (2009). Managua, Nicaragua.



Estudio Hidrotécnico y Rediseño Estructural del Puente Chasmol

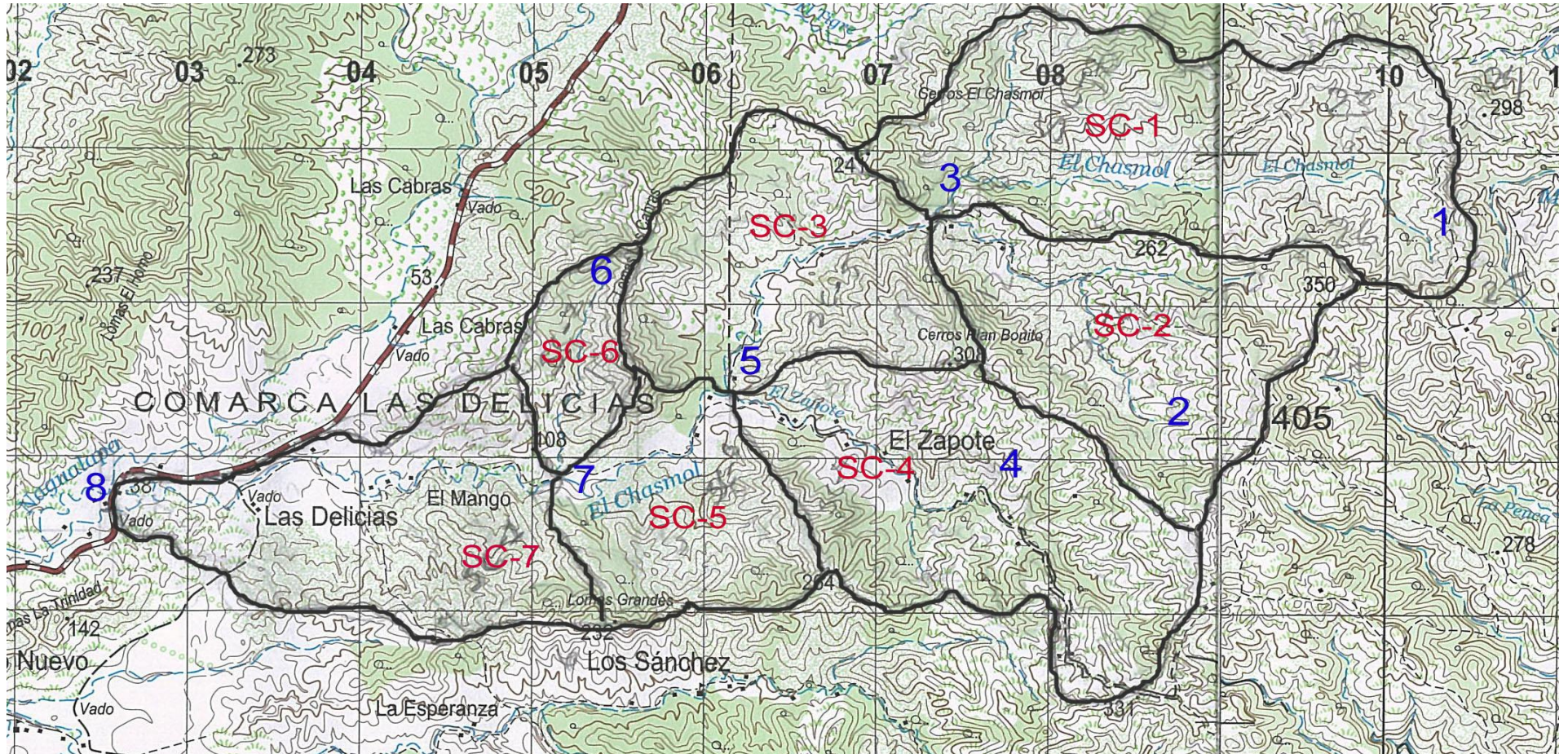


Figura 3.2.2.4 Cuenca El Chasmol
Fuente: Dora Pérez, Denis Morales. (2009). Managua, Nicaragua.



3.2.2.1 Cálculo de los Parámetros del Tránsito

Se determinará el tránsito de la primera subcuenca, las restantes se observará en la **Tabla 3.2.2.1.11**.

a) Velocidad del Tránsito (V_t)

$$V = \frac{L}{t_c}$$

$$V = \frac{3450}{17.90}$$

$$V = 192.71m/s$$

b) Longitud de Tránsito (L_t)

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

c) Tiempo de Retardo (k)

$$K = \frac{L_t}{V_t}$$

$$K = \frac{3450}{192.71}$$

$$K = 17.90min$$

d) Tiempo de Concentración Hidrograma a Transitar (t)

$$t = \frac{17.9}{2}$$

$$t = 8.95min$$



e) Coeficiente de Rugosidad

Para $K = 17.90 \text{ m/min.}$; $t = 8.95 \text{ min.}$; $X = 0.20$

$$C_0 = -\frac{(KX - 0.5t)}{K - KX + 0.5t}$$

$$C_0 = \frac{(17.90 * 0.20 - 0.5 * 8.95)}{17.90 - 17.90 * 0.20 + 0.5 * 8.95}$$

$C_0 = 0.0476$

$$C_1 = \frac{(KX + 0.5t)}{K - KX + 0.5t}$$

$$C_1 = \frac{(17.90 * 0.20 + 0.5 * 8.95)}{17.90 - 17.90 * 0.20 + 0.5 * 8.95}$$

$C_1 = 0.4286$

$$C_2 = \frac{(K - KX - 0.5t)}{K - KX + 0.5t}$$

$$C_2 = \frac{(17.90 - 17.90 * 0.20 - 0.5 * 8.95)}{17.90 - 17.90 * 0.20 + 0.5 * 8.95}$$

$C_2 = 0.5238$

Debe cumplirse que **$C_0 + C_1 + C_2 = 1$**

Entonces:

$0.0476 + 0.4286 + 0.5238 = 1$



CÁLCULO DE LOS PARÁMETROS DEL TRÁNSITO										
SUB CUENCA	Vcuenca	Vtránsito	Ltránsito	K	t	X	C0	C1	C2	SUMA
	m/min	m/min	m	min	min					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Parámetro de tránsito del punto de control 1 al punto de control 3										
SC-1	192.71	192.71	3450	17.90	8.95	0.2	0.0476	0.4286	0.5238	1.0000
Parámetro de tránsito del punto de control 2 al punto de control 3										
SC-2	146.09	146.09	1950	13.35	6.67	0.2	0.0476	0.4286	0.5238	1.0000
Parámetro de tránsito del punto de control 3 al punto de control 5										
Vt(1-3)	192.71									
VT(2-3)	146.09									
SC-3	122.07	153.62	2270	14.78	9.30	0.2	0.1028	0.4617	0.4355	1.0000
Parámetro de tránsito del punto de control 4 al punto de control 5										
SC-4	176.74	176.74	2030	11.49	5.74	0.2	0.0476	0.4286	0.5238	1.0000
Parámetro de tránsito del punto de control 5 al punto de control 7										
Vt(3-5)	153.62									
Vt(4-5)	176.74									
SC-5	98.03	142.798	1670	11.69	8.52	0.2	0.1410	0.4846	0.3744	1.0000
Parámetro de tránsito del punto de control 6 al punto de control 7										
SC-6	203.15	203.15	1300	6.40	3.20	0.2	0.0476	0.4286	0.5238	1.0000
Parámetro de tránsito del punto de control 7 al punto de control 8										
Vt(5-7)	142.80									
VT(6-7)	203.15									
SC-7	100.226	148.7247	4300	28.91	21.45	0.2	0.1460	0.4876	0.3664	1.0000

Tabla 3.2.2.1.11 Cálculo de los Parámetros del Tránsito
Fuente: Dora Pérez, Denis Morales. (2009). Managua, Nicaragua.

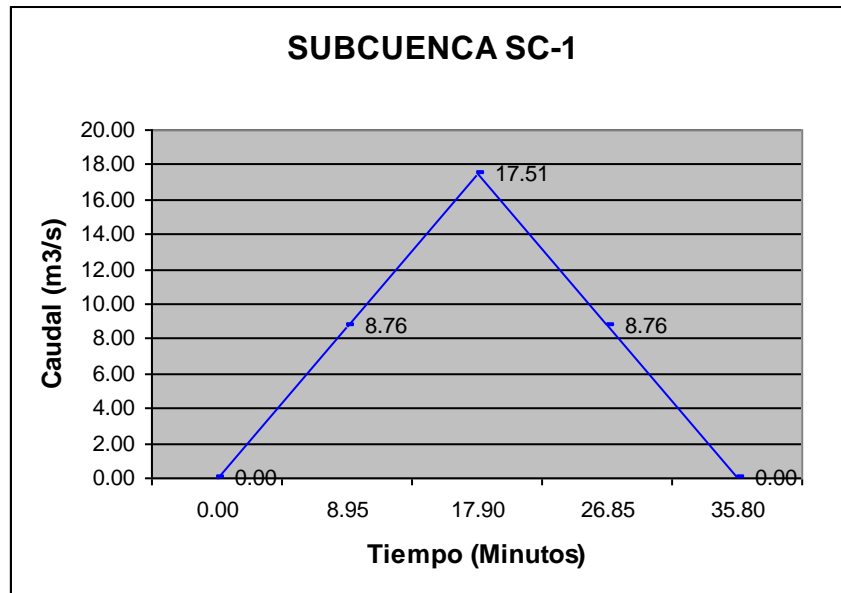
3.2.2.2 Secuencia Lógica en la Aplicación del Tránsito de Avenidas

a) Tránsito del Hidrograma del Primero al Segundo Punto

El hidrograma a transitar es el hidrograma triangular sintético **SC-1** y **SC-2**.



b) Gráfico del Hidrograma Transitado



Entonces:

$$C_0 * I_2 = 0.0476 * 17.51 = \mathbf{0.83}$$

$$C_1 * I_1 = 0.4286 * 8.76 = \mathbf{3.75}$$

$$C_2 * O_1 = 0.5238 * 0.42 = \mathbf{0.22}$$

Utilizando la ecuación del tránsito se obtiene:

$$O_2 = C_0 * I_2 + C_1 * I_2 + C_2 * O_1$$

$$O_2 = 0.83 + 3.75 + 0.22$$

$$O_2 = \mathbf{4.81 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Se prosigue esta secuencia hasta finalizar en tránsito, esto es cuando el O_2 es igual a cero, el resultado se presenta en la tabla.



c) Suma de Hidrograma en el Segundo Punto

Determinar los caudales de entrada y salida antes del tránsito y en el momento del tránsito, Para $t = 8.95 \text{ min.}$ se obtiene $I_2 = 8.76 \text{ m}^3/\text{s}$ (Momentos antes del tránsito) , Para $t = 0 \text{ m}^3/\text{s}$ se obtiene $I_1 = 0 \text{ m}^3/\text{s}$ (Instante antes del tránsito), $O_1 = O_2 = 0 \text{ m}^3/\text{s}$.

Entonces:

$$C_0 * I_2 = 0.0476 * 8.76 = 0.42$$

$$C_1 * I_1 = 0.4286 * 0 = 0$$

$$C_2 * O_1 = 0.5238 * 0 = 0$$

Utilizando la ecuación del tránsito se obtiene:

$$O_2 = C_0 * I_2 + C_1 * I_2 + C_2 * O_1 = 0.42 \text{ m}^3/\text{s}$$



Hidrograma SC-1 en el punto 1 transitado al 3							
K=	17.90		t=	8.95			
C0=	0.0476	C1=	0.4286	C2=	0.5238		
t				antes del tránsito		momento del tránsito	
min	C0*I2	C1*I1	C2*O1	I1	O1	I2	O2
1	2	3	4	5	6	7	8
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8.95	0.42	0.00	0.00	0.00	0.00	8.76	0.42
17.90	0.83	3.75	0.22	8.76	0.42	17.51	4.81
26.85	0.42	7.51	2.52	17.51	4.81	8.76	10.44
35.80	0.00	3.75	5.47	8.76	10.44	0.00	9.22
44.76	0.00	0.00	4.83	0.00	9.22	0.00	4.83
53.71	0.00	0.00	2.53	0.00	4.83	0.00	2.53
62.66	0.00	0.00	1.33	0.00	2.53	0.00	1.33
71.61	0.00	0.00	0.69	0.00	1.33	0.00	0.69
80.56	0.00	0.00	0.36	0.00	0.69	0.00	0.36
89.51	0.00	0.00	0.19	0.00	0.36	0.00	0.19
98.46	0.00	0.00	0.10	0.00	0.19	0.00	0.10
107.41	0.00	0.00	0.05	0.00	0.10	0.00	0.05
116.37	0.00	0.00	0.03	0.00	0.05	0.00	0.03
125.32	0.00	0.00	0.01	0.00	0.03	0.00	0.01
134.27	0.00	0.00	0.01	0.00	0.01	0.00	0.01
143.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00

Tabla 3.2.2.2.12 Hidrograma SC-1 en el Punto 1 Transitado al 3
Fuente: Dora Pérez, Denis Morales. (2009). Managua, Nicaragua.



Hidrograma SC-2 en el punto 2 transitado al 3							
K=	13.35		t=	6.67			
C0=	0.0476	C1=	0.4286	C2=	0.5238		
t				antes del tránsito		momento del tránsito	
min	C0*I2	C1*I1	C2*O1	I1	O1	I2	O2
1	2	3	4	5	6	7	8
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6.67	0.23	0.00	0.00	0.00	0.00	4.86	0.23
13.35	0.46	2.08	0.12	4.86	0.23	9.72	2.67
20.02	0.23	4.17	1.40	9.72	2.67	4.86	5.80
26.70	0.00	2.08	3.04	4.86	5.80	0.00	5.12
33.37	0.00	0.00	2.68	0.00	5.12	0.00	2.68
40.04	0.00	0.00	1.40	0.00	2.68	0.00	1.40
46.72	0.00	0.00	0.74	0.00	1.40	0.00	0.74
53.39	0.00	0.00	0.39	0.00	0.74	0.00	0.39
60.06	0.00	0.00	0.20	0.00	0.39	0.00	0.20
66.74	0.00	0.00	0.11	0.00	0.20	0.00	0.11
73.41	0.00	0.00	0.06	0.00	0.11	0.00	0.06
80.09	0.00	0.00	0.03	0.00	0.06	0.00	0.03
86.76	0.00	0.00	0.02	0.00	0.03	0.00	0.02
95.71	0.00	0.00	0.01	0.00	0.02	0.00	0.01
104.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00

Tabla 3.2.2.2.13 Hidrograma SC-2 en el Punto 2 Transitado al 3
Fuente: Dora Pérez, Denis Morales. (2009). Managua, Nicaragua.

d) Gráfico del Hidrograma Suma en el Segundo Punto

Se grafica el hidrograma transitado de la **SC-1** y **SC-2** del punto de control **3**, obteniendo un caudal máximo de **10.44 m³/s** en **26.85 min.** para la **SC-1** y **5.80 m³/s** en **20.02 min.** para la **SC-2**.

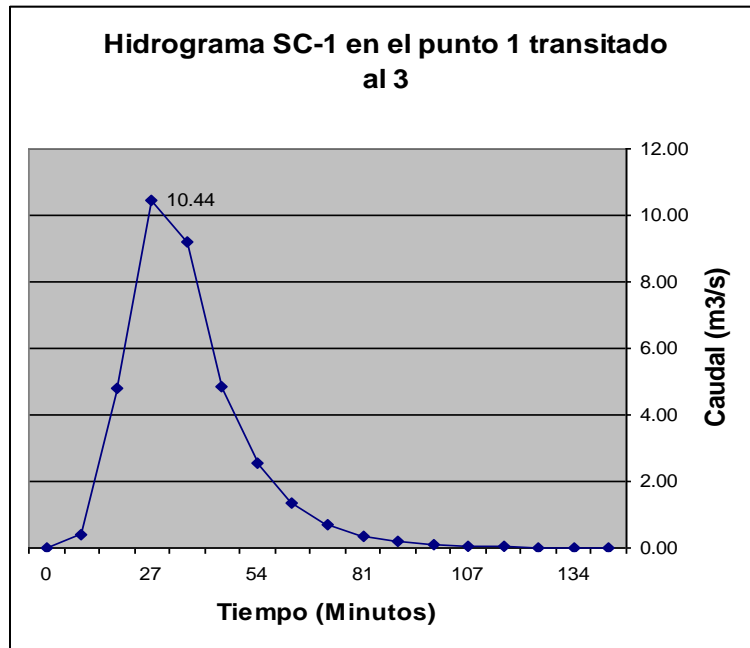


Figura 3.2.2.2.5 Hidrograma SC-1 en el Punto 1 Transitado al 3
Fuente: Dora Pérez, Denis Morales. (2009). Managua, Nicaragua.

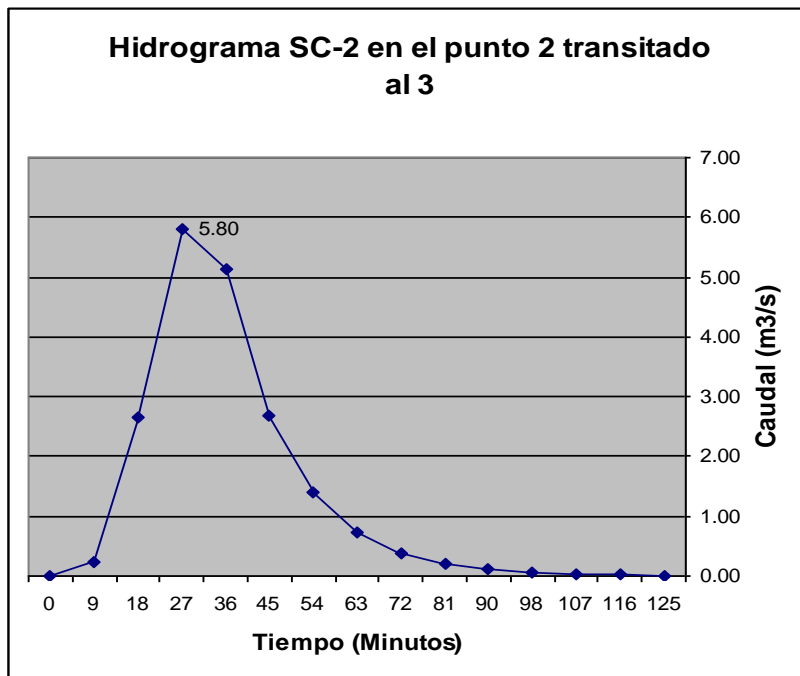


Figura 3.2.2.2.6 Hidrograma SC-2 en el Punto 2 Transitado al 3
Fuente: Dora Pérez, Denis Morales. (2009). Managua, Nicaragua.



e) Tránsito del Hidrograma Suma en el Segundo Punto hacia el Tercer Punto

Hidrograma Suma: Transitado del 1al 3 del 2 al 3 y				
Hidrograma SC-3				
t	Transitado del 1 al 3	Transitado del 2 al 3	SC-3	Suma
min	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s
1	2	3	4	5
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6.67	0.31	0.23	1.26	1.80
8.95	0.42	1.06	1.69	3.17
9.30	0.59	1.19	1.76	3.54
13.35	2.57	2.67	2.53	7.77
17.90	4.81	4.80	3.39	12.99
18.60	4.83	5.13	3.52	13.48
20.02	4.88	5.80	3.25	13.93
26.70	5.12	10.34	1.99	17.44
26.85	5.19	10.44	1.96	17.58
27.89	5.66	9.20	1.76	16.62
33.37	8.13	2.68	0.72	11.53
35.80	9.22	2.22	0.26	11.70
37.19	8.54	1.95	0.00	10.49
40.04	7.14	1.40		8.55
44.76	4.83	0.93		5.76
46.72	4.33	0.74		5.06
53.71	2.53	0.65		3.18
62.66	1.33	0.53		1.86
71.61	0.69	0.42		1.11
80.56	0.36	0.31		0.67
89.51	0.19	0.19		0.38
98.46	0.10	0.08		0.18
104.66	0.07	0.00		0.07
107.41	0.05			0.05
116.37	0.03			0.03
125.32	0.01			0.01
134.27	0.01			0.01
143.22	0.00			0.00

Tablas 3.2.2.2.14 Hidrograma Suma: Transitado del 1al 3 del 2 al 3 y Hidrograma SC-3

Fuente: Dora Pérez, Denis Morales. (2009). Managua, Nicaragua.



Gráfica de hidrograma suma, obteniendo un caudal máximo de **17.58 m³/s** en **26.85 min.**

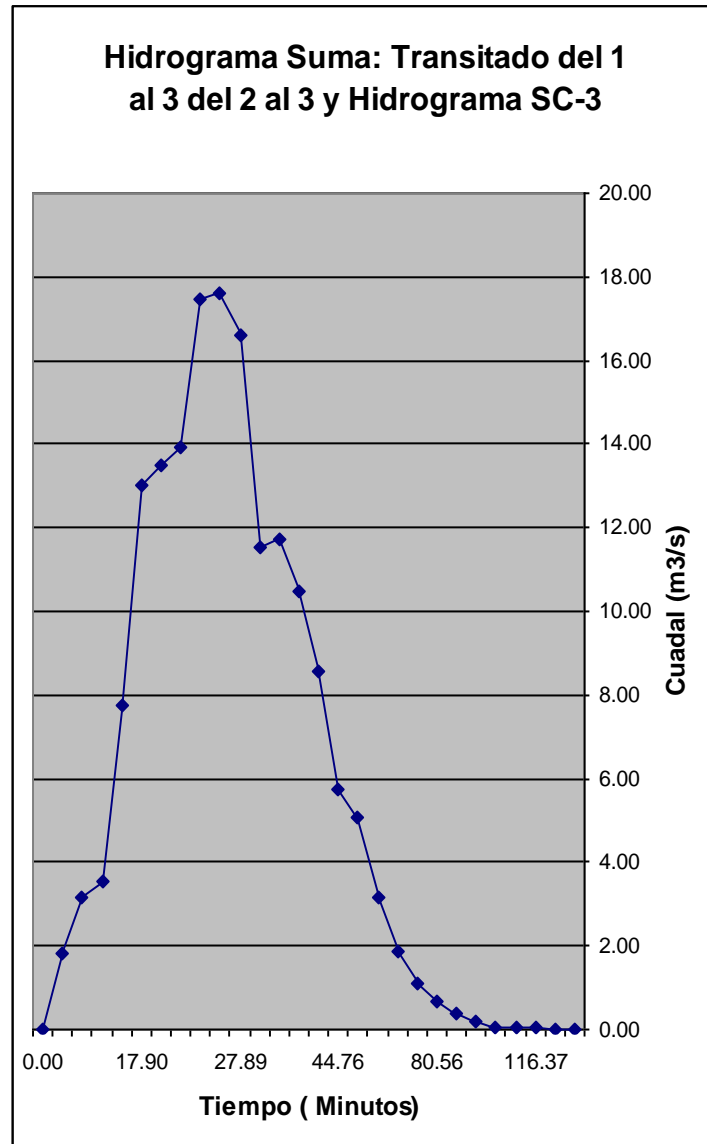


Figura 3.2.2.2.7 Hidrograma Suma: Transitado del 1 al 3 del 2 al 3 y Hidrograma SC-3

Fuente: Dora Pérez, Denis Morales. (2009). Managua, Nicaragua.



f) Se Prosigue la Secuencia Lógica del Método hasta Finalizar los Cálculos en el Punto de Cierre de la Cuenca que se Muestra a Continuación:

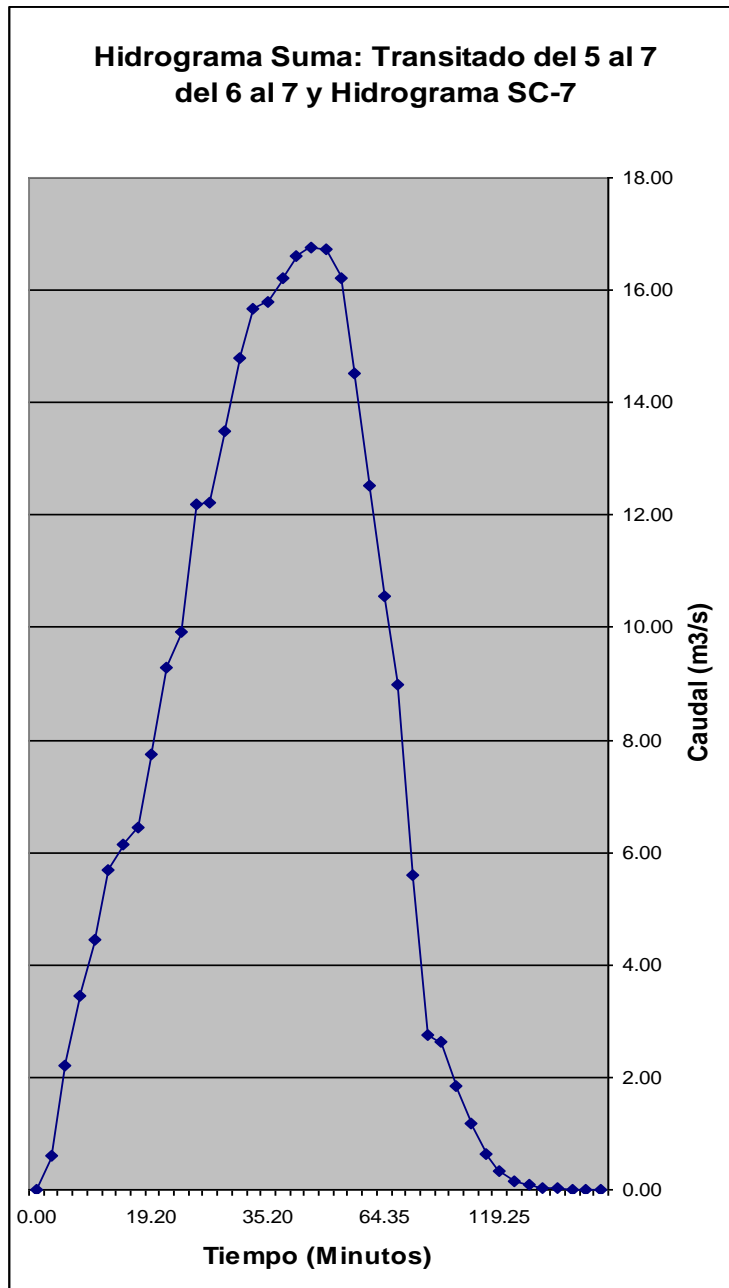


Figura 3.2.2.2.8 Hidrograma Suma en el Punto de Cierre de la Cuenca
Fuente: Dora Pérez, Denis Morales. (2009). Managua, Nicaragua.



4 METODOLOGÍA Y MEMORIA DE CÁLCULO DEL ESTUDIO HIDRÁULICO

4.1 METODOLOGÍA DEL CÁLCULO HIDRÁULICO

4.1.1 HIDRÁULICA DE CANALES ABIERTOS

4.1.1.1 Canales no Erosionables

Canal no erosionable la mayor parte de los canales artificiales revestidos y construidos pueden resistir la erosión de manera satisfactoria y por consiguiente, se consideran no erosionables los canales artificiales no revestidos por lo general son erosionables, excepto aquellos excavados en cimentación firme como un lecho de roca. En el diseño de canales artificiales no erosionables, factores como la velocidad permisible máxima y la fuerza tractiva permisible no hacen parte del criterio que debe ser considerado. El diseñador simplemente calcula las dimensiones del canal artificial mediante una ecuación de flujo uniforme y luego decide de las dimensiones con base a eficiencia hidráulica o reglas empíricas de sección óptima, aspectos prácticos constructivos y económicos.

Los factores que se consideran en el diseño son: la clase de material que lo conforma, el cuerpo del canal, determinación del coeficiente de rugosidad, la velocidad mínima permisible para evitar la depositación si el agua mueve limos o basuras, la pendiente del fondo del canal y las pendientes laterales, el borde libre y la sección más eficiente, ya sea determinada hidráulicamente o empíricamente.

4.1.1.2 Material y Revestimiento no Erosionable.

Los materiales no erosionables utilizados para formar el revestimiento de un canal o el cuerpo de un canal desarmable, incluye concreto, mampostería la selección del material depende sobre todo la disponibilidad y el costo de este, el método de construcción y el propósito para el cual se utilizara el canal.



El propósito del revestimiento de un canal artificial en la mayor parte de los casos, es prevenir la erosión, pero ocasionalmente es el de evitar las pérdidas de agua por infiltración.

En canales artificiales revestidos, la velocidad máxima que no causara erosión puede no considerarse siempre y cuando el agua no transporte arena, grava o piedras.

Si van existir velocidades muy altas sobre el revestimiento sin embargo, debe recordarse que existe una tendencia en el agua que se mueve muy rápidamente de mover los bloques del revestimientos y empujar por fuera de su posición por consiguiente; el revestimiento debe diseñarse contra estas posibilidades.

4.1.1.3 Velocidad Mínima Permisible

La velocidad mínima permisible o la velocidad no sedimentaria es la menor velocidad que no permite el inicio de la sedimentación y no induce el crecimiento de plantas acuáticas y de musgo. Esta velocidad es muy incierta y su valor exacto no puede determinarse con facilidad. Para aguas que no tengan cargas de limos o para flujos previamente decantados este factor tiene una pequeña importancia excepto para su efecto crecimiento en el crecimiento de plantas. En general puede adoptarse una velocidad media de 2 a 3 pies/s con el porcentaje de limos presente en el canal es pequeño una velocidad media no inferior a 2.5 pies/s prevendrá el crecimiento de vegetación que disminuiría seriamente la capacidad de transporte del canal.

4.1.1.4 Pendiente del Canal

La pendiente longitudinal del fondo de un canal por lo general esta dado por la topografía y por la altura de energía requerida para el flujo de agua. En muchos casos, la pendiente también depende de propósito del canal; por ejemplo los canales utilizados.



Para propósitos de distribución de aguas, minerva hidráulica y proyectos hidroeléctricos. Requiere un alto nivel en el punto de entrega, por consiguiente mantener en el mínimo posible las pérdidas en elevación. Las pendientes laterales de un canal dependen principalmente de la clase de material.

En general las pendientes laterales deben hacerse tan empinadas como sea factible y deben diseñarse de acuerdo con una alta eficiencia y estabilidad hidráulica.

4.1.1.5 Borde Libre

El borde libre de un canal es la distancia vertical desde la parte superior del canal hasta la superficie del agua en la condición de diseño. Esta distancia debe ser lo suficientemente grande para prevenir que las ondas o fluctuaciones en la superficie del agua cause reboses por encima de el y de los lados. Este factor se vuelve muy importante en especial en el diseño de canaletas elevadas debido a que la subestructura de estos puede ponerse en peligro por cualquier rebose.

No existe una regla universal aceptada para el cálculo del borde libre; debido a que la acción de las ondas para las fluctuaciones en la superficie del agua en un canal puede crearse por muchas causas incontrolables ondas pronunciadas y fluctuaciones en la superficie del agua por lo general se espera en canales en donde la velocidad es muy alta y la pendiente muy empinada, de tal manera que el flujo se vuelve muy inestable o en curvas donde la alta velocidad y el ángulo de deflexión.

En el diseño es común el uso de bordes libres que varían desde menos 15% a más del 30% de la profundidad del flujo. El borde libre debe incrementarse para prevenir que el agua se desborde.



4.1.1.6 Sección Hidráulica Óptima

Se sabe que la conductividad de un canal se incrementa con el aumento en el radio hidráulico o la disminución en el perímetro mojado. Desde un punto de vista hidráulico por consiguiente, la sección del canal que tenga el menor perímetro mojado para una área determinada tiene la máxima conductividad tal sección se conoce como sección hidráulica óptima. Dentro de todas las secciones el semicírculo tiene el menor perímetro mojado para un área determinada; por consiguiente es la sección hidráulicamente más eficiente de todas las secciones.

En general una sección de canal debe diseñarse para cumplir con una eficiencia hidráulica óptima pero debe modificarse para tener en cuenta aspectos constructivos canales más ancho darse una excavación mínima.

4.1.1.7 Velocidad Máxima Permisible

La velocidad máxima permisible o velocidad no erosionable es la mayor velocidad promedio que no causará erosión en el cuerpo del canal .esta velocidad es muy incierta y variable y solo se puede estimarse en base en experiencia y criterio. En general los canales viejos que han soportado muchos períodos hidrológicos permiten velocidades mucho más altas que los canales nuevos, debido a que un lecho viejo a menudo reencuentra mejor estabilizado, en particular con la sedimentación de material coloidal.

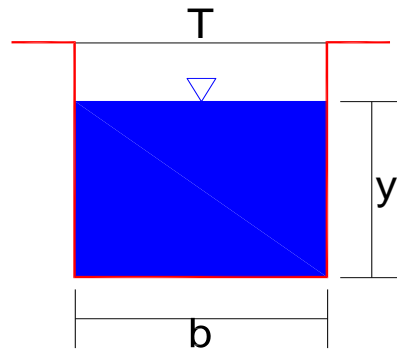
Cuando otras condiciones son iguales, un canal mas profundo conduciría el agua con velocidad media más alta sin erosión que un canal poco profundo.

Es probable que esto se deba a que la socavación primordialmente es causada por la velocidad media, las velocidades cercanas al fondo son mayores en canales menos profundos.



4.1.2 SECCIONES TRANSVERSALES

a) Sección Rectangular:

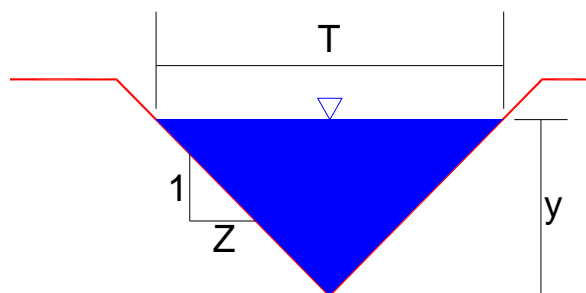


y = tirante

b = ancho de solera

T = espejo de agua

b) Sección Triangular:



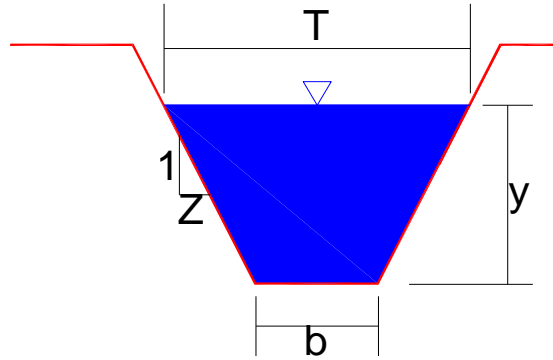
y = tirante

Z = talud

T = espejo de agua



c) Sección Trapezoidal:



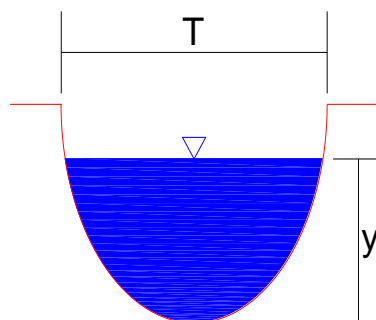
y = tirante

b = ancho de solera

Z = talud

T = espejo de agua

d) Sección Parabólica:

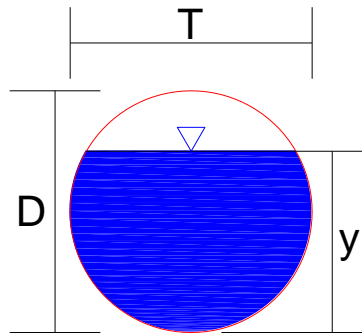


y = tirante

T = espejo de agua



e) Sección Circular:



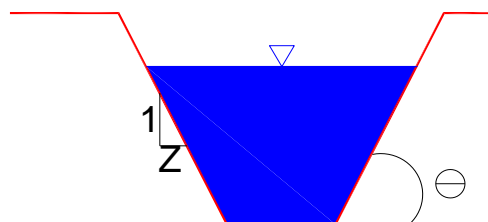
y = tirante

D = diámetro

T = espejo de agua

f) Talud

Como talud, se define la relación de la proyección horizontal y la proyección vertical de las paredes del canal. Se designa como Z a la proyección horizontal, cuando la vertical es 1.



Figuras 4.1.2.9 Secciones Transversales más Frecuentes de Canales
Fuente: Evaluación Hidráulica del Puente Tamarindo. Wilber Javier Pérez Flores, Jessy Carolina Zúniga Rayos.



La inclinación de las paredes laterales depende de la clase de terreno donde está alojado el canal. Mientras más inestable sea el material, menor será el ángulo de inclinación de los taludes, y mayor debe ser Z.

Valores de Z experimentales, recomendados para diferentes materiales:

Material	Talud Z
Roca en buenas condiciones	0 (vertical)
Arcillas compactas o conglomerados	0.75
Arcilla con grava, suelo franco	1
Suelo franco con grava	1.5
Arena y grava, y arena bien granulada	2
Arena fina y limo (no plástico)	3

Tabla 4.1.2.12 Valores del Ángulo de Inclinación de los Taludes
Fuente: Evaluación Hidráulica del Puente Tamarindo. Wilber Javier Pérez Flores, Jessy Carolina Zúniga Rayos.

g) Rango de Velocidades Recomendadas

Las velocidades en los canales, varían en un rango cuyos límites son:

Velocidades Mínimas:

Que no produzcan sedimentación (depósitos de materiales sólidos en suspensión), valores experimentales indican que este valor mínimo es 0.30 m/s, velocidades menores, disminuyen la capacidad de conducción del canal.



Velocidades Máximas:

Que no produzcan erosión en las paredes y fondo del canal, valores que sobrepasan las velocidades máximas permisibles, modifican la rasante y crean dificultades al funcionamiento de las estructuras que tenga el canal.

Valores experimentales, indican velocidades máximas recomendadas, en función del material en el cual está alojado el canal:

Material	Velocidad (m/s)
En tierra	0.90
Mampostería de piedra y concreto	2.00
Revestido de concreto	3.00

Tabla 4.1.2.13 Valores de Velocidades Máximas

Fuente: Evaluación Hidráulica del Puente Tamarindo. Wilber Javier Pérez Flores, Jessy Carolina Zúniga Rayos.

Verificar que las velocidades de diseño, estén comprendidas entre los límites indicados.

h) Coeficiente de Rugosidad

Coeficientes de rugosidad n , propuesto por Horton, para ser utilizados en la fórmula de Manning.



Material	Coefficiente de rugosidad n
Tubos de barro para drenaje	0.014
Superficie de cemento pulido	0.012
Tuberías de concreto	0.015
Canales revestidos con concreto	0.014
Superficie de mampostería con cemento	0.020
Acueductos semicirculares, metálicos, lisos	0.012
Acueductos semicirculares, metálicos corrugados	0.025
Canales en tierra, alineados y uniformes	0.025
Canales en roca, lisos y uniformes	0.033
Canales en roca, con salientes y sinuosos	0.040
Canales dragados en tierra	0.0275
Canales con lecho pedregoso y bordos de tierra enyerbados	0.035
Canales con plantilla de tierra y taludes ásperos	0.033
Corrientes naturales limpias, bordos rectos, sin hendeduras ni charcos profundos	0.030
Corrientes naturales igual al anterior, pero con algo de hierba y piedra	0.035
Corrientes naturales igual al anterior, pero menos profundas, con secciones pedregosas	0.055
Ríos con tramos lentos, cauce enyerbado o con charcos profundos	0.070



Playas muy enyerbadas	0.125
-----------------------	-------

Tabla 4.1.2.14 Coeficiente de Rugosidad

Fuente: Evaluación Hidráulica del Puente Tamarindo. Wilber Javier Pérez Flores, Jessy Carolina Zúniga Rayos.

i) Tirante

El tirante y , es la profundidad del agua en una sección específica.

j) Ancho de Solera

El ancho de solera b , es el ancho de fondo del canal.

k) Espejo de Agua

El espejo de agua, es la superficie libre del agua en la sección transversal del canal.

l) Tirante Normal

Es la profundidad del agua en el canal, bajo las condiciones del flujo uniforme.

No obstante que la definición de flujo uniforme y las suposiciones requeridas para desarrollar las ecuaciones fundamentales rara vez se satisfacen, en la práctica, el concepto de flujo uniforme es de suma importancia, para la comprensión y solución de muchos problemas en la hidráulica de canales.

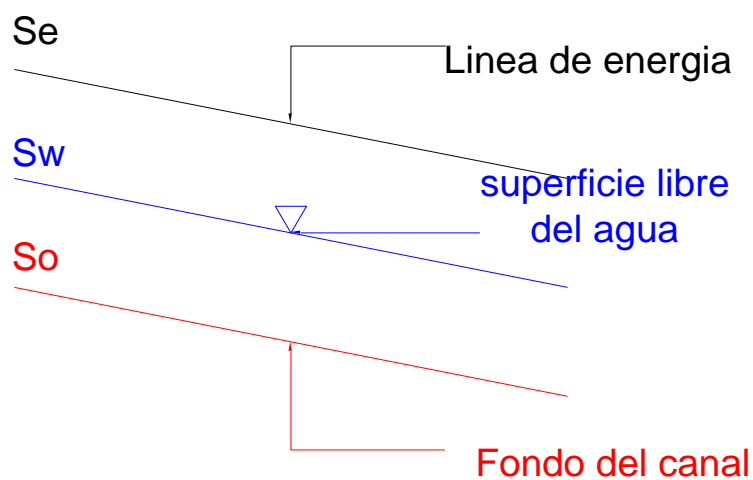
En general, el flujo uniforme ocurre únicamente en canales prismáticos muy largos y rectos. Por definición el flujo uniforme ocurre cuando:

El tirante, el área hidráulica, la velocidad y los otros parámetros hidráulicos, en cada sección transversal son constantes.



La línea de gradiente de energía, la superficie libre de agua, y el fondo del canal son paralelos, esto es, la pendiente de la línea de energía (S_e), la pendiente de la superficie libre de agua (S_w) y la pendiente del fondo del canal (S_o), son iguales, es decir:

$$S_e = S_w = S_o = S$$



Las condiciones ligadas al flujo uniforme y permanente se llaman normales, de ahí el término de tirante normal.

Ecuación de Manning

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

Es la fórmula más utilizada para el cálculo del flujo uniforme.



Ecuación de Manning – Continuidad

$$Q = \frac{1}{n} * AR^{2/3} * S^{1/2}$$

Donde: v velocidad, m/s

Q caudal, m³/s

n coeficiente de rugosidad

A área hidráulica, m²

R radio hidráulico, m

S pendiente de la línea de energía, m/m

Como en un flujo uniforme la pendiente de la línea de energía es numéricamente igual que la pendiente del canal, para los cálculos, se utiliza esta última.



4.1.3 TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

Los sedimentos son transportados por un fluido, rodando sobre el fondo, saltando o en suspensión.

Las partículas gruesas generalmente rueda o se deslizan sobre otras. Las de tamaño medio (como las arenas) ruedan sobre otras cuando la velocidad del flujo es baja, pero cuando la velocidad es alta y por ende la turbulencia del escurrimiento, pueden ser transportada también en suspensión. Las partículas finas son transportadas en suspensión.

Los sedimentos que puede ser transportados son los que forman el fondo y orillas del cause además de las partículas muy finas proceden de los terrenos de la cuenca.

El conocimiento de la cantidad de sedimentos que transporta una corriente es útil en problemas tales como: determinar la cantidad de sedimentos que entran al vaso de una presa y la capacidad muerta o de azolves del mismo, estimar en cuanto tiempo se azolva un vaso, cuando este tiene poca capacidad, estimar la magnitud de tanques de sedimentos y la frecuencia de su dragado cuando se requiere al inicio o al final de una conducción, etc.

Para distinguir la forma de transporte que puede afectar a una obra, o que debe ser tomada en cuenta para diferentes problemas, conviene dividir el transporte de sedimentos en seis clases:

- a) Arrastre en la capa del fondo o arrastre del fondo. Esta formada por el material que es arrastrado dentro de una capa adyacente al fondo, cuyo espesor es igual a dos veces el diámetro de la partícula. Se designa con el subíndice B, ya sea como g_B o q_B , dependiendo en las unidades que sea expresado.



- b) Transporte del fondo en suspensión. Lo integran las partículas del fondo que son transportadas en suspensión, es decir, arriba de la capa del fondo. Se designa con el subíndice BS, ya sea como g_{BS} o q_{BS} .
- c) Transporte de fondo o transporte total del fondo. Lo constituye la totalidad de las partículas del fondo que son transportadas en suspensión y dentro de la capa del fondo. Se designa con el subíndice BT: g_{BT} o q_{BT} . Por lo indicado se cumple:

$$g_{BT} = g_B + g_{BS}$$

- d) Transporte de lavado. Está constituido por todas las partículas finas transportadas en suspensión, que provienen de aguas arriba y que no están representadas en el material del fondo. Se designa con el subíndice L, ya sea como g_L o q_L .
- e) Transporte en suspensión. Son todas las partículas que la corriente transporta en suspensión, ya sea que procedan del fondo o del lavado. Se designa con el subíndice S: g_S o q_S . De su definición se cumple:

$$g_S = g_{BS} + g_L$$

- f) Transporte total. Esta formado por la totalidad de partículas que pasan por una sección (en suspensión en la capa del fondo) y que proceden del fondo o del lavado de la cuenca. Se designa con el subíndice T, ya sea como g_T o q_T . Por lo dicho, se cumple la relación:

$$g_T = g_{BT} + g_L$$



4.1.3.1 Métodos para Valorar el Transporte de Sedimentos

Existe una gran cantidad de métodos para valorar el transporte de sedimentos, los cuales, en función de los datos que se necesitan para su aplicación y del transporte que permiten valorar, se subdividen en los siguientes grupos:

- a) Para valorar el transporte total del fondo, sin poder separar el arrastre en la capa del fondo y el transporte de fondo en suspensión, es decir, g_{BT}

Los métodos para calcular g_{BT} , son el de Meyer-Peter y Müller y el de Engelund.

- b) Para valorar el transporte total del fondo, separando los dos arrastres que lo componen, es decir, $g_{BT} = g_B + g_{BS}$

Los métodos para calcular g_{BT} , son el de Einstein y el de Bagnold.

- c) Para valorar el transporte en suspensión, es decir, $g_S = g_{BS} + g_L$

El método que se recomienda utilizar es el que Brooks propuso en 1963, para aplicar este método es indispensable conocer la distribución de concentraciones de los sólidos.

- d) Para valorar el transporte total, es decir, g_T , expresado según la $g_T = g_{BT} + g_L$

En función de los datos de los cuales se dispone para la aplicación de los métodos para valorar el transporte de sedimentos, se seleccionó el método de Engelund para valorar el transporte total del fondo, es decir, g_{BT} el cual permite cuantificar el transporte total de fondo en cauces arenosos.



4.1.3.2 Cuantificación del Transporte Total del Fondo

Los datos para aplicar las fórmulas que permiten cuantificar el transporte son:

- a)** Granulometría del material del fondo.
- b)** Sección transversal del cauce.
- c)** Elevación del agua o gasto líquido, para los cuales se desean conocer el transporte.
- d)** Pendiente hidráulica media a lo largo del cauce o canal.
- e)** Temperatura del agua.

4.1.3.3 Método de Engelund

La fórmula de Engelund propuesta para cauces arenosos es:

$$g_{BT} = \frac{0.04\gamma_s (R_H S)^{3/2} U^2}{g^{1/2} \Delta^2 D_{35}} \quad \text{Ecuación (11)}$$

La fórmula presupone el conocimiento de la velocidad media **U**, en la sección donde el transporte se desea valorar. Sino se dispone de ese valor, se debe obtener aplicando los cálculos y criterios de las características hidráulicas del método de Einstein explicados a continuación:¹²

¹² Manual de Diseños de Obras Civiles. Hidrotecnia. Comisión Federal de Electricidad



R'_H , en m	Se supone un valor R' _H
U'_* , en m/s	$U'_* = \sqrt{g * R'_H * s}$
δ' , en m (10 ⁻³)	$\delta' = 11.6 * \frac{v}{U'_*}$
$\frac{K_s}{\delta'}$	Ks = D₆₅
X	Se obtiene de la figura, en función de $\frac{K_s}{\delta'}$
$\frac{K_s}{X}$, en m (10 ⁻³)	Se utiliza el valor de X calculado en la columna anterior
U , en m/s	$U = 5.75 * U'_* * \text{Log} \left(\frac{12.27 * R'_H}{\frac{K_s}{\delta'}} \right)$
ψ'	$\psi' = 1.65 * \frac{D_{35}}{R'_H * s}$
$\frac{U}{U''}$	Se obtiene de la figura, en función de ψ'
U''_* , en m/s	Se despeja de la relación anterior
R''_H , en m	$R''_H = \frac{(U''_*)^2}{g * s}$
R_H , en m	R_H = R'_H + R''_H

Tabla 4.1.3.3.15 Características Hidráulicas del Método de Eisntein



4.2 MEMORIA DEL CÁLCULO HIDRÁULICO

4.2.1 TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

Datos para aplicar las fórmulas que permiten cuantificar el transporte total de fondo:

1. Curva granulométrica del material de fondo, **figura 4.1.3.3.10**
2. Viscosidad cinemática del agua $\nu = 1 \cdot 10^{-6}$
3. Peso específico de las partículas $\gamma_s = 2650 \text{ Kgf / m}^3$
4. Pendiente del fondo $s = 0.001$

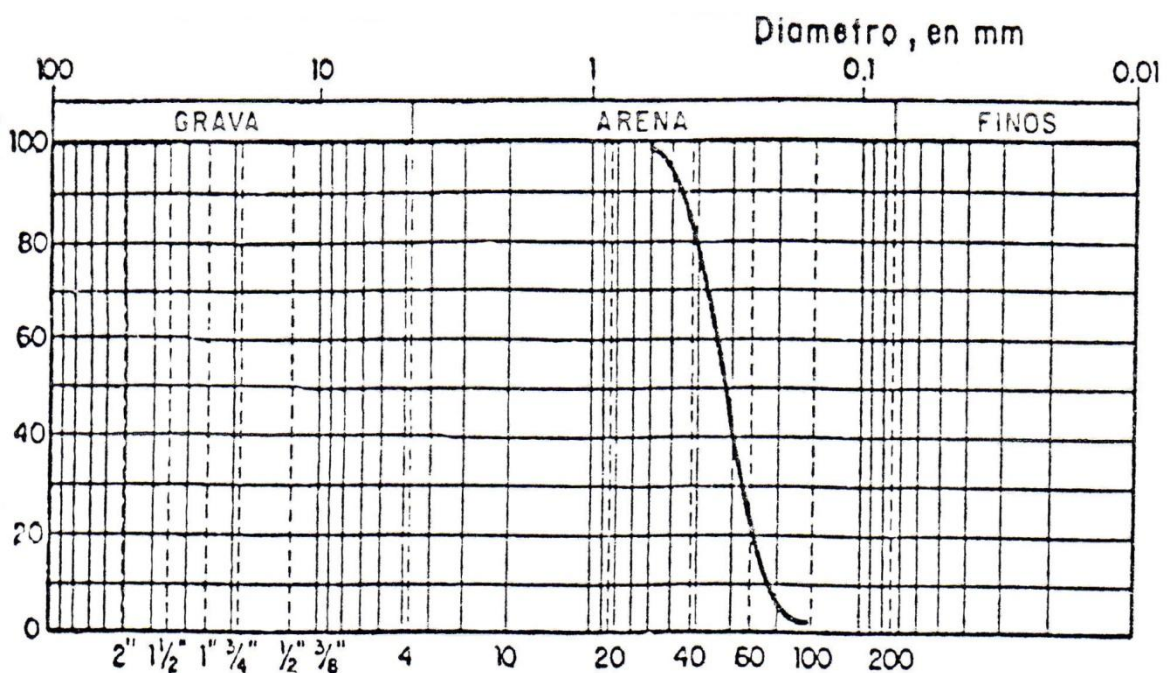


Figura 4.1.3.3.10 Curva Granulométrica del Material del Fondo
Fuente: Manual de Diseños de Obras Civiles. Hidrotecnia. Comisión Federal de Electricidad

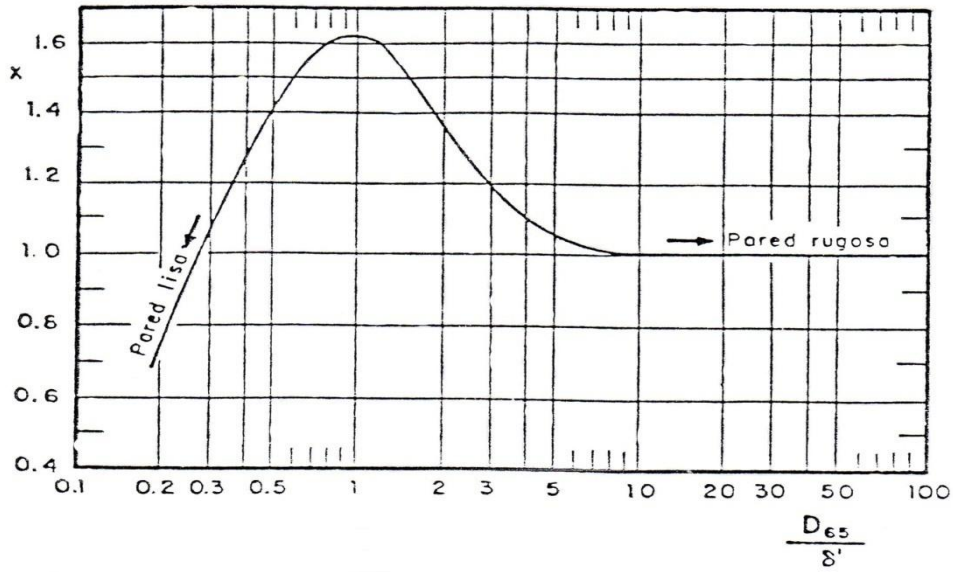


Figura 4.1.3.3.11 Factor de Corrección X
Fuente: Manual de Diseños de Obras Civiles. Hidrotecnia. Comisión Federal de Electricidad

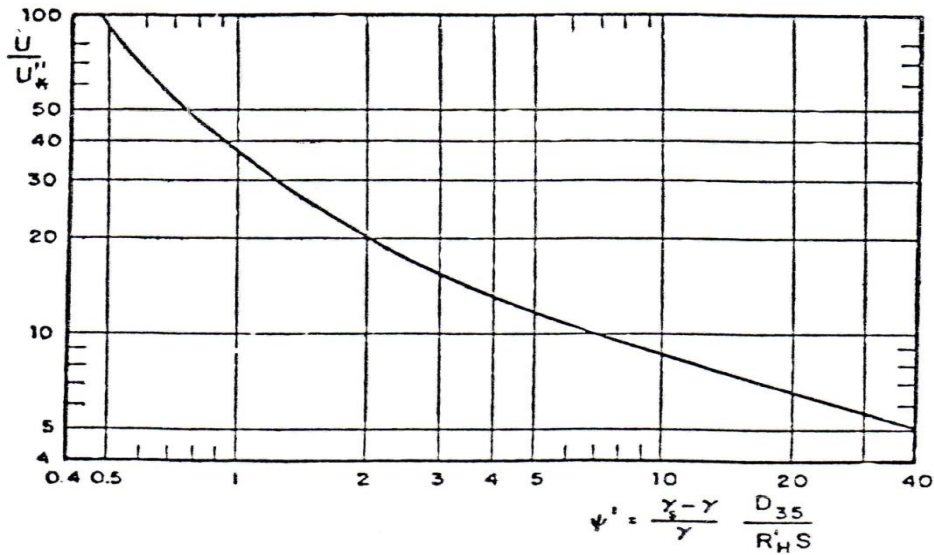


Figura 4.1.3.3.12 Relación ψ' - U / U^*
Fuente: Manual de Diseños de Obras Civiles. Hidrotecnia. Comisión Federal de Electricidad



4.2.2 CÁLCULOS DE LAS CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS. MÉTODO DE EISNTEIN

R'_H, en m	R'_H = 0.61 m
U'_*, en m/s	$U'_* = \sqrt{9.81 * 0.61 * 0.001}$
δ', en m (10⁻³)	$\delta' = 11.6 * \frac{1 * 10^{-6}}{0.077}$
$\frac{K_s}{\delta'}$	<p>KS = D₆₅ = 0.00035 m</p> $\frac{K_s}{\delta'} = \frac{0.00035}{0.00015}$ $\frac{K_s}{\delta'} = 2.33$
X	$\frac{K_s}{\delta'} = 2.33$ <p>X = 1.28</p>
$\frac{K_s}{X}$, en m (10 ⁻³)	$\frac{K_s}{X} = 0.00027$
U, en m/s	$U = 5.75 * 0.077 * \text{Log}\left(\frac{12.27 * 0.61}{0.00027}\right)$ <p>U = 1.94 m/s</p>
ψ'	$\psi' = 1.65 * \frac{0.00029}{0.61 * 0.001} = 0.78$
$\frac{U}{U''}$	$\frac{U}{U''} = 48$



U''*, en m/s	$U'' = \frac{1.94}{48} = 0.040 \text{ m/s}$
R''_H, en m	$R''_H = \frac{(0.040)^2}{9.81 * 0.001} = 0.163 \text{ m}$
R_H, en m	$R_H = 0.61 + 0.163 = 0.773 \text{ m}$

Tabla 4.2.1.16 Cálculos de Características Hidráulicas del M. de Einstein

Ecuación para calcular el valor del transporte total del fondo:

$$g_{BT} = \frac{0.04 \gamma_s (R_H S)^{3/2} U^2}{g^{1/2} \Delta^2 D_{35}}$$

Los valores de **R_H**, **U** y **D₃₅** son 0.773 m, 0.04 m/s y 0.29mm respectivamente, los dos primeros valores se toman del cálculo de las características hidráulicas del método de Einstein y el tercero se obtiene de la **figura 4.1.3.3.10**.

$$g_{BT} = \frac{0.04 * 2650 (0.773 * 0.001)^{3/2} * 1.94^2}{9.81^{1/2} * 1.65^2 * 0.00029_{35}}$$

$$g_{BT} = 3.467 \text{ Kgf / s*m}$$

$$g_{BT} = 0.003467 \text{ m}^3 / \text{s}$$



4.2.3 CÁLCULO DEL TIRANTE NORMAL SECCIÓN RECTANGULAR

H Canales

Cálculo del Tirante Normal Sección Rectangular

Lugar: Ochomogo - Las Salinas **Proyecto:** Puente Chasmol
Tramo: **Revestimiento:**

Datos

Caudal (Q): 17.583467 m³/s
Ancho de Solera (b): 17.2 m
Talud(Z): 0
Rugosidad(n): 0.014
Pendiente(S): 0.001 m/m

Resultados

Tirante normal(y): 0.6396 m **Perímetro(P):** 18.4791 m
Área hidráulica(A): 11.0005 m² **Radio hidráulico(R):** 0.5953 m
Espejo de agua(T): 17.2 m **Velocidad(V):** 1.5984 m/s
Número de Froude(F): 0.6381 **Energía Específica(E):** 0.7698 m-Kg/Kg
Tipo de flujo: Subcrítico



4.2.4 CÁLCULO DEL TIRANTE CRÍTICO SECCIÓN RECTANGULAR

H Canales

Cálculo del Tirante Crítico Sección Rectangular

Lugar: Ochomogo - Las Salinas **Proyecto:** Puente Chasmol
Tramo: **Revestimiento:**

Datos

Caudal (Q): 17.583467 m³/s
Ancho de Solera (b): 17.2 m
Talud(Z): 0

Resultados

Tirante normal(y):	0.4741m	Perímetro(P):	18.1481m
Área hidráulica(A):	8.1537 m ²	Radio hidráulico(R):	0.4493 m
Espejo de agua(T):	17.2 m	Velocidad(V):	2.1565 m/s
Número de Froude(F):	1	Energía Específica(E):	0.7111m-Kg/Kg



5 METODOLOGÍA Y MEMORIA DE CÁLCULO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DE OBRAS DE DRENAJE

5.1 METODOLOGÍA DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DE OBRAS DE DRENAJE

5.1.1 ELEMENTOS DE UN PUENTE

Los puentes son estructuras utilizadas para salvar obstáculos naturales y artificiales y sus elementos principales son:

5.1.1.1 Superestructura

Es el conjunto de elementos que forman la parte superior del puente, y generalmente está compuesta por:

a) Losa del tablero

Puede visualizarse en términos de la deformación de la superficie cargada.

b) Vigas Longitudinales y Transversales

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

Cuando el puente tiene un claro muy largo, el elemento principal de esta estructura puede ser una armadura, un arco o un puente colgante los cuales están provistos de vigas longitudinales y transversales que transmiten la carga hacia el elemento principal.



c) Acera

Es una sección que sirve para la circulación peatonal que generalmente está en los extremos longitudinales del puente.

d) Barandales

Son elementos instalados para garantizar la seguridad de los peatones, y al mismo tiempo sirven para evitar en accidentes la caída de los vehículos al vacío.

e) Diafragmas

Son elementos que sirven de arriostre lateral de la estructura, capaces de transmitir las fuerzas sísmicas o fuerzas de viento hacia la subestructura.

En puentes de vigas y tablero, se construyen diafragmas transversales en los extremos del puente, los principales propósitos de estos diafragmas son:

1. Suministrar apoyo lateral a las vigas.
2. Ayudar a la distribución lateral de las cargas concentradas, que pueden actuar sobre una o varias vigas principales, garantizando así que todo el puente trabaje como una unidad.

Los diafragmas intermedios transversales se colocan en el centro o en los tercios del claro, por lo general tienen entre 6 y 8 pulgadas de espesor, con cuantías nominales de refuerzo. Se utilizan para luces mayores de 40 pie.

La superestructura está provista por otros elementos que sirven para mejorar las condiciones de estas estructuras tales como: tubos de drenaje, luces a lo largo de la estructura para mejorar la visibilidad, entre otras.



f) Ménsulas

Son elementos que están en los extremos longitudinales del puente que normalmente son diseñados en voladizos. Estos reciben cualquier tipo de carga que actúe en los extremos del puente (losas, aceras, barandales) para luego transmitir las al elemento principal. Estos elementos pueden ser de acero o de concreto según convenga.

g) Superficie de Rodamiento

Suele ser el 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.

h) Superficie Bituminosa

Es una capa asfáltica que sirve como recubrimiento protector a la superficie de rodamiento.

5.1.1.2 Subestructura

Son elementos en los que se apoya el puente, o sea es la base del puente y es la encargada de recibir y transmitir al estrato resistente las cargas que bajan de la superestructura hacia los apoyos del puente.

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; estos deben protegerse contra la volcadura sobre la orilla de la zapata contra el deslizamiento sobre la zapata y contra la fractura del subsuelo o la descarga de los pilotes cuando estos existan.



Los puentes de claro medio y de claro largo están sujetos a movimientos importantes de rotación y longitudinales en los extremos, es por eso que las subestructuras deben diseñarse como estructuras independientes que proporcionen elementos que sirvan de base para recibir los apoyos del puente.

Los estribos pueden ser abiertos o cerrados, los estribos cerrados pueden ser huecos o sólidos. Los estribos sólidos generalmente son de mampostería elaborados por bolones debido a la facilidad de hallar este material en la ribera de los ríos.

Los estribos huecos se les conocen así por su forma estructural, pero por lo general se rellenan de suelo-cemento para proporcionarle peso y a la vez brindarle mayor seguridad a la estructura.

5.1.2 DEFINICIONES Y CONCEPTOS

a) Concreto

El concreto es un material pétreo artificial, que se obtiene al mezclar en determinadas proporciones cemento, agregado grueso y finos con agua. El concreto y el agua forman una pasta que rodea a los agregados, dando por resultado un material de gran durabilidad que fragua y endurece, incrementando su resistencia con el paso del tiempo. El concreto simple es resistente a la compresión, pero es débil a la tracción, por lo cual se le debe armar convenientemente con barras de acero que absorben los esfuerzos de tracción y evitan la formación de grietas en la masa del concreto.

Para el concreto estructural, f_c' no debe ser inferior a 17 MPa. No se establece un valor máximo para f_c' salvo que se encuentre restringido por alguna disposición específica.



b) Agregado

Material granular, como arena, grava, piedra triturada y escoria de hierro de alto horno, empleado con un medio cementante para formar concreto o mortero hidráulicos.

c) Carga de Servicio

La carga, especificada por el reglamento general de construcción de la cual este reglamento forma parte (sin factor de carga).

d) Carga Mayorada

La carga, multiplicada por los factores de carga apropiados, que se utiliza para diseñar los elementos utilizando el método de diseño por resistencia de este reglamento.

e) Carga Muerta (CM)

Cargas muertas soportadas por un elemento, según se definen en el reglamento general de construcción de la cual forma parte este reglamento (sin factores de carga).

f) Concreto Estructural

Todo concreto utilizado con propósitos estructurales incluyendo al concreto simple y al concreto reforzado.

g) Concreto Reforzado

Concreto estructural reforzado con no menos de la cantidad mínima de acero de preesforzado o refuerzo.

h) Carga Viva (CV)

Carga viva especificada en el reglamento general de construcción de la cual forma parte este reglamento (sin factores de carga).



i) Estribo

Refuerzo empleado para resistir esfuerzos de cortante y de torsión en un elemento estructural; por lo general barras, alambres o refuerzo electro soldado de alambre (liso o corrugado) ya sea sin dobleces o doblados en forma de L, de U o en formas rectangulares, y colocados perpendicularmente o en ángulo con respecto al refuerzo longitudinal. (En inglés el término “stirrup” se aplica normalmente al refuerzo transversal de elementos sometidos a flexión y el término “tie” a los que están en elementos sometidos a compresión.) .

j) Esfuerzo

Fuerza por unidad de área.

k) Pretensado

Método en el cual el acero de preesforzado se tensiona antes de la colocación del concreto.

l) Acero de Refuerzo

Elemento de acero de alta resistencia como alambre, barra, torón, o un paquete (tendón) de estos elementos, utilizados para aplicar fuerzas de preesforzado al concreto.

En concreto reforzado existe una tendencia a largo plazo a la utilización de materiales de alta resistencia tanto para el acero como para el concreto.

El refuerzo debe ser corrugado, excepto en espirales o acero de preesfuerzo en los cuales se pueden utilizar refuerzo liso; y se puede utilizar refuerzo consistente en perfiles de acero estructural o en tubos y elementos tubulares de acero de acuerdo con el ACI.



Las barras de refuerzo corrugado deben cumplir con los requisitos para barras corrugadas de una de las siguientes normas:

- (a) “Specification for Deformed and Plain Carbon- Steel Bars for Concrete Reinforcement”(ASTM A615M).
- (b) “Specification for Low-Alloy Steel Deformed and Plain Bars for Concrete Reinforcement” (ASTM A706M).
- (c) “Specification for Rail-Steel and Axle-Steel Deformed Bars for Concrete Reinforcement” (ASTM A996M). Las barras de acero provenientes de rieles deben ser del Tipo R.

Las barras de refuerzo con esfuerzos de fluencia de 40 klb/pulg², de uso estándar 25 años atrás, han sido remplazadas casi en su totalidad por barras con esfuerzos de fluencia de 60 klb/pulg², debido a que éstas últimas son más económicas y tienden a reducir la congestión del acero en las formaletas.

Barras con esfuerzos de fluencia de 75 klb/pulg² se están utilizando de manera creciente en columnas. En la tabla **4.2.1.18** se presentan todos los aceros de refuerzo actualmente disponibles, su grado o denominación, la especificación ASTM que define sus propiedades en detalle (incluyendo deformaciones) y sus dos valores mínimos principales de resistencia especificada. Las barras grado 40 ya no están disponibles en tamaños mayores que el No. 6, las barras grado 50 están disponibles hasta la No. 11 y las barras grado 75 están disponibles en tamaños No. 6 y superior.



Límites del Espaciamiento del Refuerzo¹³

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser **db**, pero no menor de 25 mm.

Cuando el refuerzo paralelo se coloque en dos o más capas, las barras de las capas superiores deben colocarse exactamente sobre las de las capas inferiores, con una distancia libre entre capas no menor de 25 mm.

5.1.3 MÉTODOS DE DISEÑOS

a) Diseño a la Resistencia

La característica particular más importante de cualquier elemento estructural es su resistencia real, la cual debe ser lo suficientemente elevada para resistir, con algún margen de reserva, todas las cargas previsible que puedan actuar sobre aquél durante la vida de la estructura, sin que se presente falla o cualquier otro inconveniente. Es lógico, por tanto, dimensionar los elementos, es decir, seleccionar las dimensiones del concreto y la cantidad de refuerzo, de manera que sus resistencias sean adecuadas para soportar las fuerzas resultantes de ciertos estados hipotéticos de sobrecarga, utilizando cargas considerablemente mayores que las cargas que se espera que actúen en la realidad durante el servicio. Esta metodología de diseño se conoce como **diseño a la resistencia**.

En el método de diseño a la resistencia, más moderno que el anterior, se pueden ajustar los factores individuales de carga para representar grados diferentes de incertidumbre para los diversos tipos de carga.

¹³ ACI -318 cap 7 sec. 7.6



También pueden ajustarse los factores de reducción de resistencia a la precisión con la cual se calculan los diferentes tipos de resistencias (flexión, cortante, torsión, etc.) y la resistencia misma en cada caso se calcula considerando explícitamente la acción inelástica.

Para estructuras de concreto reforzado sujetas a cargas cercanas a las de falla, uno o los dos materiales, el concreto y el acero, estarán inevitablemente en su rango inelástico no lineal. Es decir, el concreto en un elemento estructural alcanza su resistencia máxima y su falla subsecuente para un nivel de esfuerzos y deformaciones muy por encima del rango elástico inicial en los cuales los esfuerzos y deformaciones son aproximadamente proporcionales.

De manera similar, el acero en un elemento cercano o en la falla estará esforzado más allá del dominio elástico y aún por encima de la zona de fluencia. Consecuentemente, la resistencia nominal de un elemento debe calcularse con base en el comportamiento inelástico de los materiales que lo conforman. Un elemento diseñado por el método de la resistencia debe también demostrar un comportamiento satisfactorio bajo las cargas normales de servicio. Por ejemplo, las deflexiones en vigas deben estar limitadas a valores aceptables y el número de fisuras de flexión y su espesor para cargas de servicio deben mantenerse controlados. Las condiciones límites de servicio son parte importante del diseño aunque la atención se enfoque inicialmente en la resistencia.

b) Diseño para Cargas de Servicio

Como alternativa al método de diseño a la resistencia, los elementos pueden dimensionarse algunas veces de manera que los esfuerzos en el acero y en el concreto resultantes de cargas normales de servicio, estén dentro de unos límites especificados. Estos límites, conocidos como **esfuerzos admisibles**, son apenas fracciones de los esfuerzos de falla de los materiales.



El concreto responde en forma razonablemente elástica para esfuerzos de compresión que no excedan la mitad de su resistencia, mientras que el acero permanece elástico prácticamente hasta su esfuerzo de fluencia. De esta manera, los elementos pueden diseñarse con base en métodos elásticos siempre y cuando los esfuerzos para las cargas de servicio permanezcan por debajo de estos límites. Si los elementos se dimensionan con base en dichas cargas de servicio, el margen de seguridad necesario se logra estipulando esfuerzos admisibles bajo cargas de servicio que sean fracciones apropiadamente pequeñas de la resistencia a la compresión del concreto y del esfuerzo de fluencia del acero. Esta metodología de diseño se conoce como **diseño para cargas de servicio**.

En la práctica se establecen valores para los esfuerzos admisibles, que para el concreto son de aproximadamente la mitad de su resistencia a la compresión, y para el acero, la mitad de su esfuerzo de fluencia. En el método más antiguo de diseño para cargas de servicio, todos los tipos de carga se tratan de la misma manera sin importar que tan diferentes sean su variabilidad individual y su incertidumbre. Así mismo, los esfuerzos se calculan con base en métodos elásticos, cuando en la realidad la resistencia de un elemento depende del comportamiento esfuerzo-deformación en el rango inelástico cercano y en la falla. Por esta razón, el método de diseño para cargas de servicio no permite una evaluación explícita del margen de seguridad. En el método de diseño para cargas de servicio, el comportamiento con respecto a las deflexiones y al agrietamiento se considera comúnmente sólo en forma implícita a través de los límites impuestos a los esfuerzos producidos por las cargas de servicio.



5.1.4 REGLAMENTO ACI-318 05

Las normas ACI cubre el diseño y construcción de concreto estructural en edificaciones y donde sea aplicable en otras construcciones.

Este reglamento proporciona los requisitos mínimos para el diseño y la construcción de elementos de concreto estructural de cualquier estructura construida según los requisitos del reglamento general de construcción legalmente adoptado, del cual este reglamento forma parte. En lugares en donde no se cuente con un reglamento de construcción legalmente adoptado, este reglamento define las disposiciones mínimas aceptables en la práctica del diseño y la construcción.

La mayoría de las normas e informes de los comités del ACI se recopilan en el “ACI Manual of Concrete Practice” el cual es revisado anualmente.

Los comités del ACI preparan normas e informes relacionados con los siguientes temas generales: materiales y propiedades del concreto, prácticas constructivas y supervisión, pavimentos y losas, diseño estructural y análisis, especificaciones para estructuras, y productos y procesos especiales.

Las normas ACI cubre el diseño y construcción de concreto estructural en edificaciones y donde sea aplicable en otras construcciones.

Dentro de los temas tratados se encuentran: planos y especificaciones, supervisión, materiales, requisitos de durabilidad, calidad del concreto, mezclado y colocación, encofrados y cimbras, tuberías embebidas, juntas de construcción, detalles del refuerzo, análisis y diseño, resistencia y funcionamiento, flexión y fuerza axial, cortante y torsión, desarrollo y empalmes del refuerzo, sistemas de losa, muros, zapatas, concreto prefabricado, elementos compuestos a flexión, concreto preesforzado, cascarones y placas plegadas, evaluación de la resistencia de estructuras existentes, requisitos especiales para diseño sísmico, concreto simple estructural.



La calidad y los ensayos sobre los materiales utilizados en obra se incluyen por referencia a las normas ASTM apropiadas. La soldadura del refuerzo se incluye por referencia a las normas ANSI/AWS apropiadas. Dentro de los usos del reglamento está su adopción, por referencia, dentro del reglamento general de construcción y ediciones anteriores han sido usadas ampliamente de esta forma.

5.1.5 ESPECIFICACIONES BÁSICAS PARA PUENTES DE CARRETERAS

Las cargas vivas de servicio para puentes vehiculares están dadas por la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) en su *Standard Specifications for Highway Bridges*.

La mayor parte de los puentes para carreteras se diseñan de acuerdo con los requisitos de la American Association of State Highway and Transportation Officials (especificación AASHTO). Sus especificaciones incluyen disposiciones que controlan las cargas y su distribución, al igual que disposiciones detalladas que se relacionan con el diseño y la construcción.

Las disposiciones de diseño AASHTO en general han tomado como modelo al Código ACI, de acuerdo con la especificación AASHTO, el concreto reforzado puede diseñarse bien sea con referencia a cargas de servicio y a esfuerzos admisibles o, como alternativa, con respecto a las cargas mayoradas y a la resistencia.

Puede suponerse que se satisfacen los requisitos de resistencia y funcionamiento, que son parte del método de diseño a la resistencia, si se cumplen los límites de esfuerzos con cargas de servicio.



5.1.6 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

5.1.6.1 Diseño de Losa

La losa de concreto para puente pueden diseñarse como:

Losa en una sola dirección en la cual se coloca refuerzo en ambas direcciones procedimiento que más adelante se explicará.

Losa en dos direcciones que se diseñan cuando la losa esta colocada sobre cuatro vigas que la sostienen por este motivo se diseña como losa en una sola dirección.

a) Claro Libre

Distancia centro a centro entre soportes, sin exceder el claro libre más el espesor de la losa.

Losas monolíticas con muros (sin carteles) = claro libre

Losas sobre largueros de acero o madera = claro libre más la mitad del ancho del larguero

b) Ancho Efectivo

El ancho efectivo de losa debe ser menor que un cuarto del claro, la distancia centro a centro de las vigas y doce veces el espesor de la losa. El espesor mínimo de la losa apoyada sobre las vigas será:

$$t_{(\min)} = \frac{(S + 10)}{30} \geq 16.5cm \quad \text{Ecuación (12)}$$

S en metros.



c) Distribución de Carga

En diseño se selecciona una franja típica longitudinal de 1 pie de ancho y su espesor y refuerzo se determinan para carga HS apropiada. Las cargas de ruedas pueden suponerse repartidas en un ancho, en pie:

$$E = 4 + 0.06S \leq 7, \quad \text{Ecuación (13)}$$

S claro en pie

Las cargas de carril deben distribuirse en un ancho de $2E$.

Para claros simples, el momento máximo por carga viva, en pie – kips por pie de ancho de losa, sin impacto, para cargas HS20 se da de manera muy aproximada por:

$$M = 0.9S \quad S \leq 50 \text{ pie}$$

$$M = 1.30S - 20 \quad 50 > S < 100$$

5.1.6.2 Diseño de Vigas Longitudinales y Transversales

a) Ancho Efectivo

Para vigas principales exteriores, el ancho efectivo en el lado exterior no debe exceder el voladizo real. Cuando una viga exterior tiene losa en un lado, el ancho efectivo debe ser igual o menor que un doceavo de la luz, la mitad de la distancia a la viga más próxima, y 6 veces el espesor de la losa.

b) Momentos en Vigas Transversales

Cuando el tablero esta soportado directamente en viga de piso, sin largueros, cada viga debe recibir la fracción de la carga de rueda indicada en la tabla, como una carga concentrada, para el cálculo de los momentos flectores de carga viva.

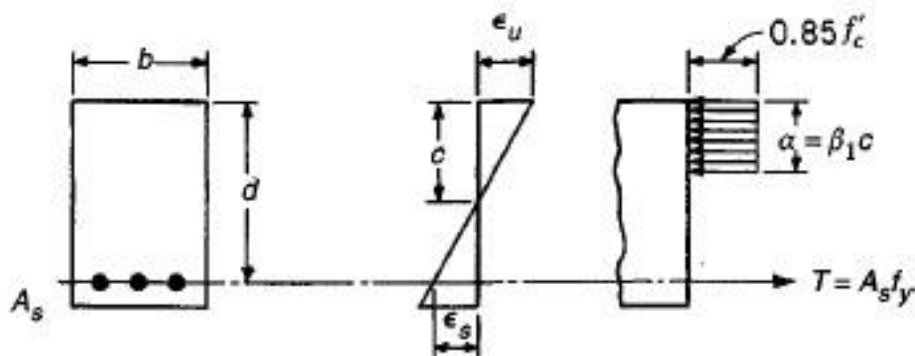


5.1.6.3 Consideraciones para el Diseño de Losa

Flexión Simple

La resistencia de los miembros de concreto armado sujetos a flexión simple se define a partir de ciertas hipótesis simplificar en los cuales se pueden enumerar:

- La distribución de la deformación en la sección transversal es lineal.
- El concreto no resiste esfuerzo de tracción.
- La deformación máxima unitaria del concreto es $\epsilon_u = 0.003$
- No existe deslizamiento relativo entre las barras de acero y el concreto.
- La distribución de esfuerzos en la zona de compresión del concreto adopta una forma rectangular que se muestra en la figura:



Por medio de las fuerzas en equilibrio:

$$C = T$$

La fuerza de compresión en el concreto en la falla para una viga rectangular de ancho b es:

$$C = 0.85 * f'_c * b * a \quad \text{Ecuación (14)}$$



La resultante T de los esfuerzos de tracción en el acero vale:

$$T = A_s * f_y \quad \text{Ecuación (15)}$$

Por lo tanto:

$$0.85 * f'_c * b * a = A_s * f_y \quad \text{Ecuación (16)}$$

Despejando la ecuación da como resultado el valor de a

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} \quad \text{Ecuación (17)}$$

Donde tenemos la cuantía de refuerzo:

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} \quad \text{Ecuación (18)}$$

Por tanto:

$$A_s = \rho * b * d \quad \text{Ecuación (19)}$$

Para todos los elementos diseñados de acuerdo con el Código ACI, $f_s = f_y$ en la falla y la resistencia nominal a la flexión está determinada por:

$$M_n = A_s * f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad \text{Ecuación (20)}$$

Donde:

$$a = \frac{\rho * f_y * d}{0.85 * f'_c} \quad \text{Ecuación (21)}$$



Por lo tanto:

$$M_n = \rho^* f_y * b * d^2 \left(1 - 0.59 \frac{\rho^* f_y}{f'_c} \right) \quad \text{Ecuación (22)}$$

Esta ecuación básica puede simplificarse aún más como sigue:

$$M_n = R * b * d^2 \quad \text{Ecuación (23)}$$

En la cual:

$$R = \rho^* f_y \left(1 - 0.59 \frac{\rho^* f_y}{f'_c} \right) \quad \text{Ecuación (24)}$$

El factor de resistencia a la flexión R depende sólo de la cuantía de acero y de las resistencias de los materiales.

Se define asimismo la cuantía mecánica de la sección:

$$\omega = \frac{\rho^* f_y}{f'_c} \quad \text{Ecuación (25)}$$

5.1.6.4 Diseño de Vigas T

a) Ancho Efectivo del Ala

Las recomendaciones dadas por el ACI-38 cap 8.10 para el ancho efectivo son las siguientes:

En vigas T se elegí como ancho efectivo del alma:

1. Luz de la viga entre 4
2. $16h_f + b_w$
3. Distancia entre centro de vigas adyacentes (la menor).

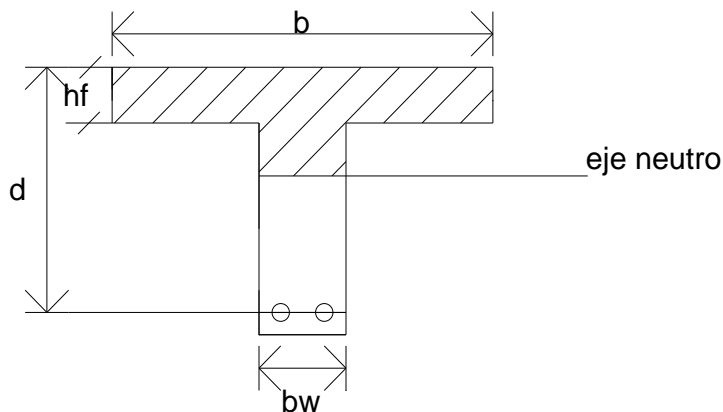


En vigas L se elegí como ancho del alma:

1. Luz de la viga entre $12 + b_w$
2. $6 h_f + b_w$
3. Mitad de la distancia entre centroide la viga adyacentes.

b) Análisis a la Resistencia de las Viga T

Por debajo del bloque:



Una viga T puede tratarse como una viga rectangular si la altura del bloque equivalente de esfuerzos es igual o menor que el espesor del ala. La figura muestra una viga T reforzada a tensión con un ancho efectivo del ala **b**, ancho del alma b_w , altura efectiva hasta el centroide del acero **d** y espesor del ala h_f . Si se supone, de manera tentativa, que el bloque de esfuerzos esta completamente dentro del ala.

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

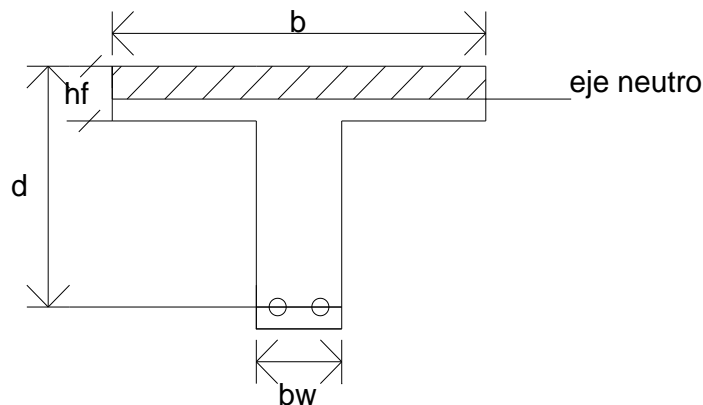
$$a = \frac{\rho * f_y * d}{0.85 * f'_c}$$



Donde: $\rho = \frac{A_s}{b * d}$

Si a es igual o menor que el espesor del ala h_f , el elemento puede tratarse como viga rectangular con ancho b y espesor d . Si a es mayor que h_f , se requiere un análisis de viga T, como se explica a continuación:

Por encima del bloque:



La resistencia de la viga T esta controlada por la fluencia del acero a tensión. Este va a ser casi siempre el caso por la gran área de compresión de concreto que proporciona el ala. Además puede establecerse un límite superior para la cuantía del acero con el fin de asegurar que esto sea así, como se demuestra a continuación.

Suponiendo que todo el bloque de esfuerzos de compresión cae dentro del patín:

$$C = T$$

$$0.85 * f'_c * b * a = A_s * f_y$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$



Si $a \leq h_f$, se continúa con el paso 2

Si $a > h_f$, se continúa con el paso 3

Paso 2:

Se debe calcular el momento resistente nominal como si se tratase de una sección con refuerzo de tensión únicamente y con un ancho igual al del patín.

$$M_n = b * d^2 * f'_c * \omega(1 - 0.59\omega) \quad \text{Ecuación (26)}$$

Donde: $\omega = \frac{\rho * f_y}{f'_c}$

Paso 3:

Es conveniente dividir en dos partes la totalidad del acero a tensión. La primera parte, A_{sf} , representa el área de acero que al estar sometida a un refuerzo igual a f_y , se requiere para balancear la fuerza a compresión longitudinal de las porciones sobresalientes del ala que están sometidas a un esfuerzo uniforme de $0.85 f'_c$.

$$A_{sf} = \frac{0.85 * f'_c (b - b_w) h_f}{f_y} \quad \text{Ecuación (27)}$$

Donde: b ancho efectivo del ala.

b_w ancho del ala.

d espesor del ala.

h_f altura efectiva hasta el centroide del acero.



La fuerza $A_{sf} f_y$ y la fuerza igual y opuesta $0.85 f'_c (b - b_w) h_f$ actúan con un brazo de palanca equivalente a $\frac{d - d_f}{2}$ para proporcionar el momento resistente nominal:

$$M_{n1} = A_{sf} * f_y \left(d - \frac{h_f}{2} \right) \quad \text{Ecuación (28)}$$

El área restante de acero $A_s - A_{sf}$ sometida a un esfuerzo igual a f_y esta balanceada por la compresión en la porción rectangular de la viga. La altura del bloque rectangular equivalente de esfuerzo en esta zona se encuentra a partir del equilibrio de fuerzas horizontales.

$$a = \frac{(A_s - A_{sf}) f_y}{0.85 * f'_c * b_w} \quad \text{Ecuación (29)}$$

Las fuerzas $(A_s - A_{sf}) f_y$ y $0.85 f'_c b_w$ que actúan con un brazo de palanca igual $d - \frac{a}{2}$ suministran entonces un momento adicional:

$$M_{n2} = (A_s - A_{sf}) * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad \text{Ecuación (30)}$$

Y el momento resistente nominal total es la suma de las dos partes:

$$M_n = M_{n1} + M_{n2}$$

$$M_n = A_{sf} * f_y * \left(d - \frac{h_f}{2} \right) + (A_s - A_{sf}) * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad \text{Ecuación (31)}$$

De acuerdo con las disposiciones de seguridad del código ACI, este momento se debe reducir multiplicándolo por un coeficiente $\phi = 0.9$ para obtener la resistencia del diseño.



Al igual que para vigas rectangulares, es mejor asegurar que el acero a tensión fluya antes de que presente el aplastamiento súbito del concreto a compresión. Para una falla balanceada, la deformación unitaria en el acero.

5.1.6.5 Diseño al Cortante¹⁴

El diseño de secciones transversales sometidas a cortante debe estar basado en:

$$V_n = V_u \quad \text{Ecuación (32)}$$

Donde:

V_u es la fuerza cortante mayorada en la sección considerada.

V_n es la resistencia nominal al cortante calculado mediante.

$$\phi V_n = V_c + V_s \quad \text{Ecuación (33)}$$

Donde:

V_c es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.

V_s es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante

ϕ Es factor de reducción de resistencia para el cortante.

Para el cálculo la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto se utiliza la siguiente ecuación en unidades **Sistema mks esfuerzos en kgf/cm²**:

$$V_c = \left(\frac{1}{2} \sqrt{f'_c} \right) b_w * d \quad \text{Ecuación (34)}$$

¹⁴ ACI-318 cap. 11



Donde:

b_w Es el ancho de la viga y d es el peralte efectivo.

Para la resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante se utiliza la siguiente ecuación:

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{S} \quad \text{Ecuación (35)}$$

Donde:

d Es el peralte efectivo.

A_v Es el área de la sección transversal que tiene cada estribo al cruzar la grieta.

S Es la separación de los estribos.

Cálculo de la separación máxima $\frac{d}{2}$ próxima al centro de la viga.

Cálculo de la separación máxima $\frac{d}{3}$ próxima al borde de la viga.

5.1.6.6 Limitaciones de Acero

a) Acero mínimo

$$A_{smin} = \rho_{min} * b' * d \quad \text{Ecuación (36)}$$

$$A_s > (A_s)_{min}$$

b) Acero máximo

$$\rho_b > 0.0029 \quad \text{Cumple con las condiciones de acero.} \quad \text{Ecuación (37)}$$



5.1.6.7 Límites de Deflexión ¹⁵

En ausencia de otros criterios, para las construcciones de acero, aluminio y/u hormigón se pueden considerar los siguientes límites de deflexión:

- Carga vehicular, general.....Longitud/800
- Cargas vehiculares y/o peatonales.....Longitud/1000
- Carga vehicular sobre voladizos.....Longitud/300
- Cargas vehiculares y/o peatonales sobre voladizos.....Longitud/375

5.1.6.8 Resistencia a la Compresión

Los hormigones con resistencias mayores que 70 MPa sólo se deberán usar si se realizan ensayos físicos para establecer las relaciones entre la resistencia del hormigón y las demás propiedades. No se deberían utilizar hormigones con resistencias a 28 días menores que 16 MPa en aplicaciones estructurales.

La resistencia a la compresión especificada para el hormigón y los tableros pretensados no deberá ser menor que 28 MPa. Para el hormigón estructural de baja densidad la documentación técnica deberá especificar la densidad secada en aire, la resistencia y cualquier otra propiedad requerida para la aplicación.

La intención de estas clases es la siguiente:

El hormigón de Clase A generalmente se usa para todos los elementos de las estructuras, excepto cuando otra clase de hormigón resulta más adecuada, y específicamente para hormigón expuesto al agua salada.

El hormigón Clase B se usa en zapatas, pedestales, fustes de pilotes macizos y muros de gravedad.

¹⁵ Aashton de la sec. 2.5.2.6.2 criterios para la deflexión



El hormigón Clase C se utiliza en secciones delgadas, tales como barandas armadas de menos de 100 mm de espesor, como relleno en pisos de emparrillado de acero, etc.

El hormigón Clase P se usa cuando se requieren resistencias superiores a 28 MPa. Para el hormigón pretensado se debería considerar limitar el tamaño nominal de los agregados a 20 mm.

El hormigón Clase S se usa para hormigón colocado bajo agua en compartimentos estancos para obtener un sello impermeable al agua.

Sólo se deberían usar resistencias superiores a 35 MPa si se verifica que los materiales necesarios para lograr estas resistencias están disponibles. El hormigón de baja densidad generalmente sólo se usa en situaciones en las cuales el peso resulta un factor crítico.

Al evaluar estructuras existentes puede ser adecuado modificar la f'_c y otras propiedades estructurales especificadas para la construcción original con el objetivo de reconocer la ganancia o pérdida de resistencia debida a la edad o al deterioro luego de 28 días. Esta f'_c modificada se debería determinar en base a testigos extraídos en cantidad suficiente para representar el hormigón usado en la obra, de acuerdo con la norma.



Características de las Mezclas de Hormigón Según su Clase

Clase de Hormigón	Contenido mínimo de cemento	Máxima relación agua-cemento	Rango de contenido de aire	Agregado grueso según ASSHTO M 43 (ASTM D 448)	Resistencia a la compresión a 28 días
	kg/m ³	kg por kg	%	Tamaño aberturas cuadradas (mm)	MPa
A	362	0,49	-	25 a 4,75	28
A(AE)	362	0,45	6,0 ± 1,5	25 a 4,75	28
B	307	0,58	-	50 a 25	17
B(AE)	307	0,55	5,0 ± 1,5	25 a 4,75	17
C	390	0,49	-	12,5 a 4,75	28
C(AE)	390	0,45	7,0 ± 1,5	12,5 a 4,75	28
P	334	0,49	Según se especifica en otras secciones	25 a 4,75 ó 19 a 4,75	Según se especifica en otras secciones
S	390	0,58	-	25 a 4,75	-
Baja densidad	334	Según se especifica en la documentación técnica			

Tabla 5.1.6.8.1 Características de las Mezclas de Hormigón Según su Clase

Fuente: AASHTO Sec. 5.4.2.1



5.1.6.9 Refuerzo por Temperatura

La cuantía de refuerzo de retracción y temperatura debe ser al menos igual a los valores dados a continuación, pero no menos que 0.0014:

(a) En losas donde se empleen barras

Corrugadas Grado 300 o 350..... 0.0020

(b) En losas donde se empleen barras

Corrugadas o refuerzo electrosoldado de alambre Grado 420.....0.0018

(c) En losas donde se utilice refuerzo

De una resistencia a la fluencia mayor que 420 MPa, medida a una deformación unitaria de 0.35%..... $\frac{0.0018 * 420}{f_y}$



Resumen de requisitos mínimos de resistencia de la ASTM

Producto	Especificación ASMT	Grado o tipo	Resistencia mínima a la fluencia		Resistencia máxima a la tensión	
			klb/pulg ²	MPa	klb/pulg ²	MPa
Barras de refuerzo	A615	Grado 40	40,000	(275)	70,000	(480)
		Grado 60	60,000	(415)	90,000	(620)
		Grado 75	75,000	(515)	100,000	(690)
	A616	Grado 50	50,000	(345)	80,000	(550)
Grado 60		60,000	(415)	90,000	(620)	
A617	Grado 40	40,000	(275)	70,000	(480)	
	Grado 60	60,000	(415)	90,000	(620)	
A706	Grado 60	60,000 [78,000 máximo]	(414) (535)	80,000	(550) ^a	
Parrilla de barras wrrugadas	A184	Igual que para barras de refuerzo				
Barras recubiertas con zinc	A767	Igual que para barras de refuerzo				
Barras recubiertas con epóxico	A775	Igual que para barras de refuerzo				
Alambre Liso	A82		70,000	(480)	80,000	(550)
	Corrugado	A496	75,000	(515)	85,000	(585)
Malla electrosoldada de alambón Liso W1.2 y mayor Menor que W1.2	A185		65,000	(450)	75,000	(515)
			56,000	(385)	70,000	(480)
	Corrugado	A497	70,000	(480)	80,000	(550)
Tendones de preesfuerzo Torón de siete alambres	A416	Grado 250 (libres de esfuerzos residuales)	212,500	(1465)	250,000	(1725)
		Grado 250 (baja relajación)	225,500	(1555)	250,000	(1725)



Alambre		Grado 270 (libres de esfuerzos residuales)	229,500	(1580)	270,000	(1860)
		Grado 270 (baja relajación)	243,500	(1675)	270,000	(1860)
	A421	Libres de esfuerzos residuales	199,750	(1375) ^a	235,000	(1620) ^a
			212,500	(1465) ^b	250,000	(1725) ^b
		Baja relajación	211,500	(1455) ^a	235,000	(1620) ^a
			225,000	(1550) ^b	250,000	(1725) ^b
Barras	A722	Tipo liso	127,500	(880)	150,000	(1035)
		Tipo corrugado	120,000	(825)	150,000	(1035)
Torón compacto ^c	A779	Tipo 245	241,900	(1480)	247,000	(1700)
		Tipo 260	228,800	(1575)	263,000	(1810)
		Tipo 270	234,900	(1620)	270,000	(1860)

^a Peso no menos de 1.25 veces la resistencia a la frecuencia real.

^b La resistencia mínima depende del tamaño del alambre.

^c No incluido en el ACI $\frac{3}{8}$.

Fuente: de la referencia 2.51.

Tabla 5.1.6.9.1 Requisitos Mínimos de Resistencia ASTM
Fuente: Diseño de Estructura de Concreto Arthur H. Nilson



Factores de carga de resistencia en el Código ACI

Tipo de resistencia	Factor de carga de resistencia ϕ
Flexión sin carga axial	0.90
Carga axial y carga axial con flexión	
Tensión axial y tensión axial con flexión	0.90
Compresión axial y compresión axial con flexión	
Elementos con refuerzo en espiral	0.75
Otros elementos	0.70
<p>excepto para los casos de cargas axiales bajas en los cuales el valor de ϕ puede incrementarse de acuerdo con lo siguiente:"</p> <p> Para elementos en los cuales f_y no excede 60,000 psi, con refuerzo simétrico y con $(h - d' - d_y)/h$ no menor que 0.70, ϕ puede incrementarse linealmente hasta 0.90 para ϕP_n disminuyendo desde 0.10 $f'_c A_g$ hasta cero.</p> <p> Para otros elementos reforzados ϕ puede incrementarse linealmente hasta 0.90 para ϕP_n disminuyendo desde 0.10 $f'_c A_g$ o, ϕP_{ny} el que sea menor, hasta cero.</p>	
Cortante y torsión	0.85
Contacto sobre el concreto	0.70

Tabla 5.1.6.9.2 Factores de Carga de Resistencia

Fuente: Código ACI - 318



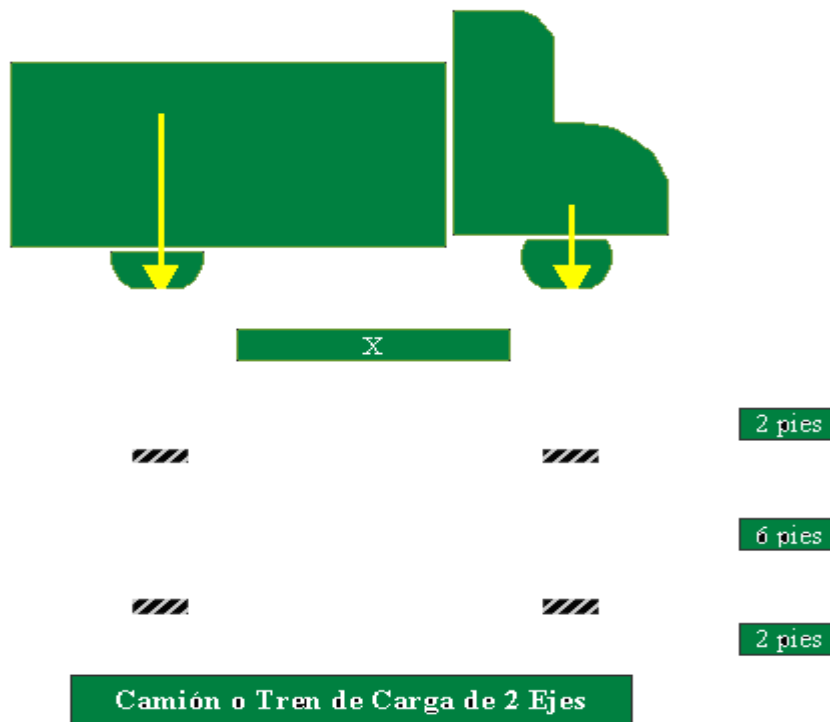
5.1.7 CARGAS DE DISEÑO

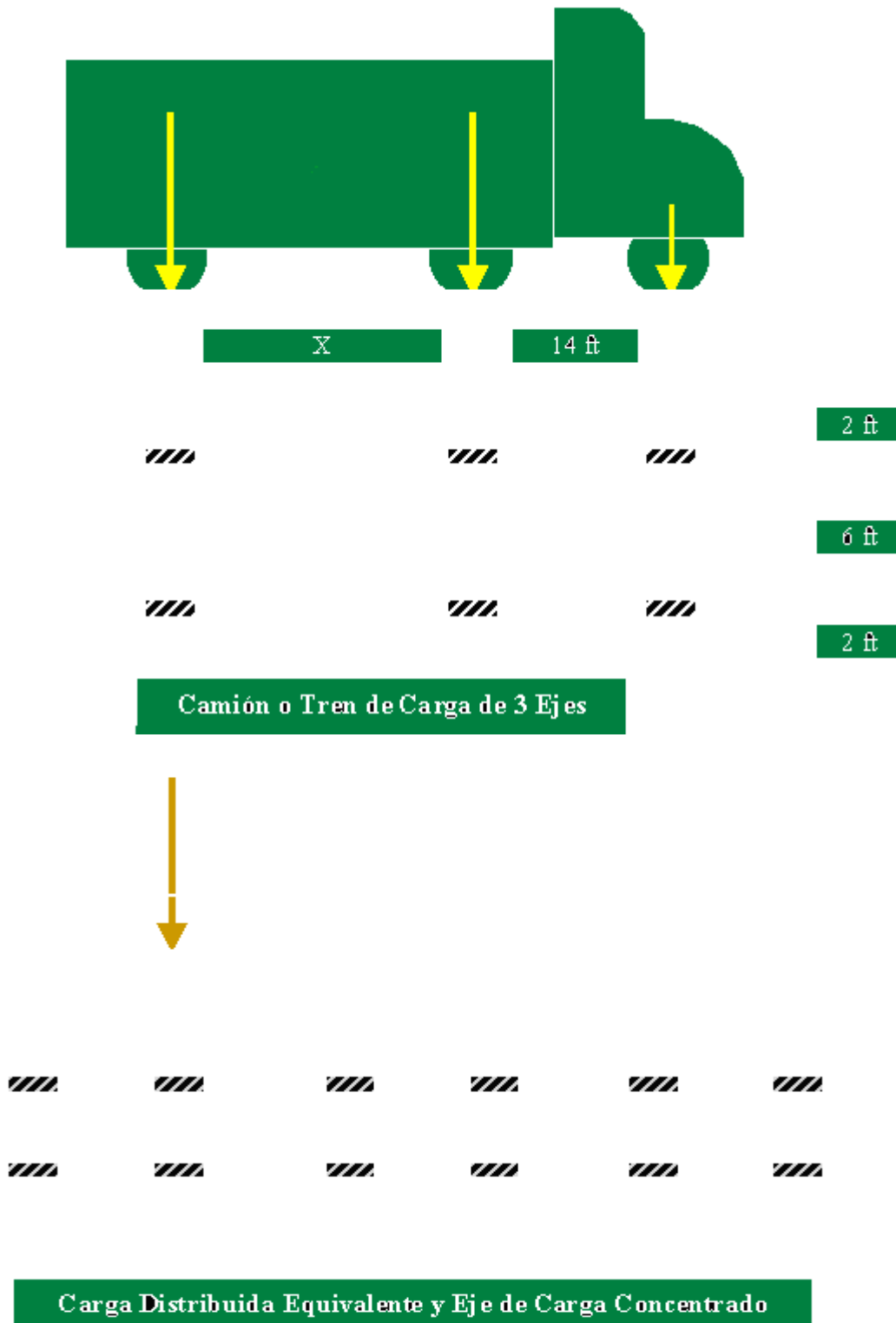
5.1.7.1 Cargas Vivas

a) Cargas de Camiones

El código AASHTO define diversos tipos de cargas móviles que actúan sobre los diferentes componentes de los puentes: camiones de 2 ejes (HS20, HS15), camiones de 3 ejes (HS20-44) y cargas distribuidas equivalentes al flujo vehicular, con eje de cargas concentradas.

Mientras los camiones de carga idealizados simulan el efecto de la presencia de vehículos sumamente pesados de 2 y tres ejes, la carga distribuida equivalente con eje de cargas concentradas simula el efecto de un congestionamiento vehicular sobre el puente. En ambos tipos de carga se presupone que actúan sobre 1 carril del puente con un ancho de 10 pies (3.05 m).







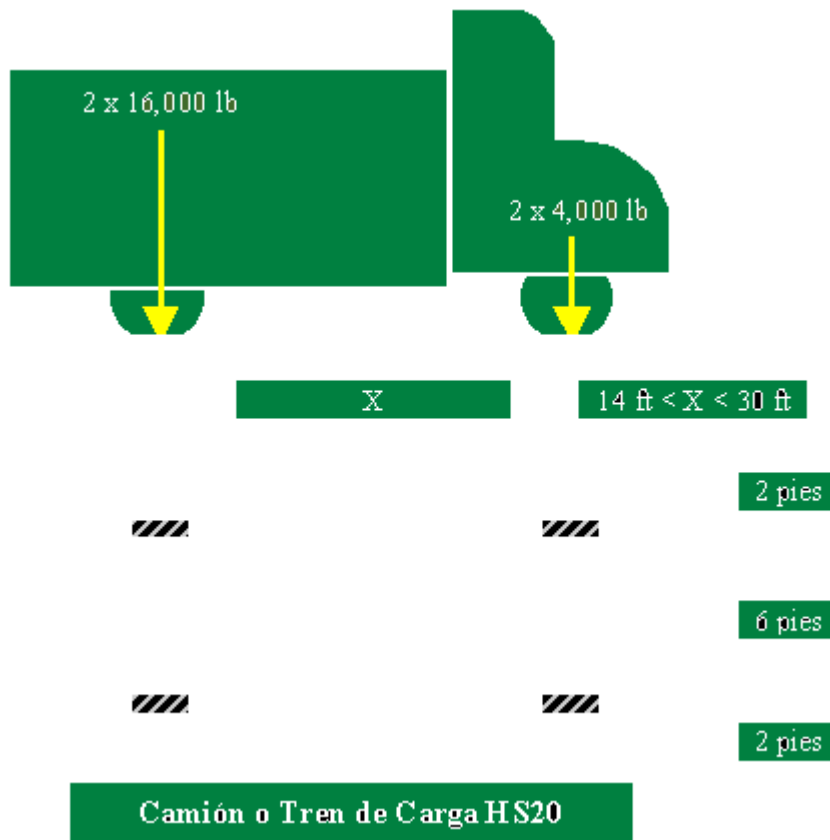
5.1.7.2 Cargas sobre los Andenes

Se diseñan en general para una carga viva al menos de 85 lb/pie² de área de andén.

5.1.7.3 Selección de las Cargas

a) El Camión HS20

Es un camión idealizado de 2 ejes en el que cada rueda del eje posterior concentra el 80% de la carga de referencia ($0.8 \times 20,000 \text{ lb} = 16,000 \text{ lb}$), mientras cada rueda del eje delantero concentra el 20% de la carga de referencia ($0.2 \times 20,000 \text{ lb} = 4,000 \text{ lb}$). La carga de referencia del HS20 es de 20,000 libras.





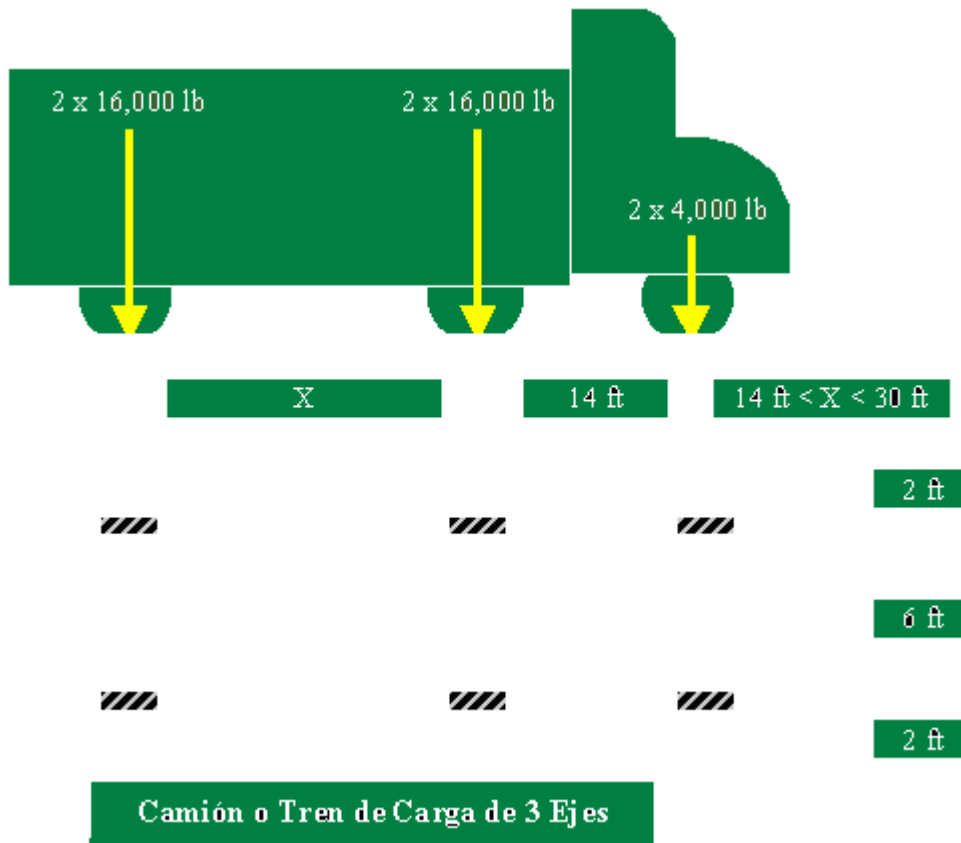
El Eje de Ruedas Longitudinal del HS20 pesa 20,000 libras, siendo éste el origen de su identificación numérica.

b) El Camión HS20-44

Es un camión idealizado de 3 ejes en el que cada rueda de cada eje posterior concentra el 80% de la carga de referencia ($0.8 \times 20,000 \text{ lb} = 16,000 \text{ lb}$), mientras cada rueda del eje delantero concentra el 20% de la carga de referencia ($0.2 \times 20,000 \text{ lb} = 4,000 \text{ lb}$). La carga de referencia es de 20,000 libras.

En la práctica el camión HS20-44 es un HS20 al que se le ha añadido un tercer eje transversal de iguales características al eje transversal más pesado del HS20.

El HS20-44 es el camión de diseño de puentes para autopistas y carreteras de primero, segundo y tercer orden, aunque ocasionalmente pueden utilizarse camiones menos pesados para vías de comunicación particulares. Así mismo, pueden existir trenes de carga más pesados en instalaciones especiales como aeropuertos y puertos.



Cada carril del puente (de 10 ft de ancho) es cargado con un camión HS20-44, ubicado en distintas posiciones para obtener el efecto máximo sobre cada elemento del puente.

Generalmente el tren de cargas concentradas HS20-44 domina el diseño de elementos estructurales con distancias entre apoyos pequeñas y moderadas (en vigas y losas longitudinales hasta aproximadamente 35 m de luz), mientras que para grandes luces son las cargas distribuidas equivalentes las que definen el diseño de los elementos que vencen tales luces.

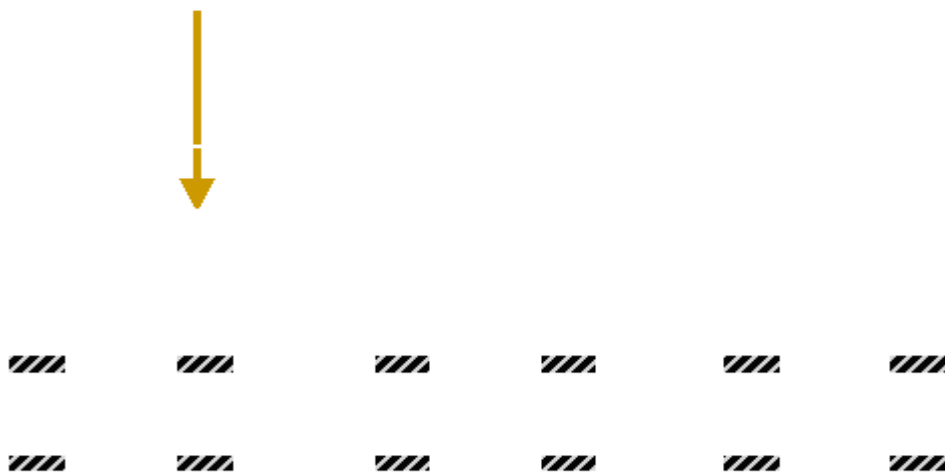


c) Carga Distribuida Equivalente y Eje Transversal de Carga Concentrado

A través de la carga distribuida equivalente y del eje transversal de carga concentrado se modela el efecto de un congestionamiento vehicular sobre el puente.

Al igual que los camiones de carga se supone que la carga distribuida actúa sobre un ancho de carril de 10 ft.

Este tipo de carga se utiliza para diseñar los elementos de desarrollo longitudinal de ciertos puentes, así como ciertos elementos de apoyo de tales elementos longitudinales.



Carga Distribuida Equivalente y Eje de Carga Concentrado

El Código AASHTO establece que todos los elementos estructurales deben ser diseñados para soportar tanto los camiones de carga como las cargas distribuidas equivalentes.



5.1.7.4 Aplicación de Cargas

- a) Debe suponerse que la carga por carril o la carga estándar de camión ocupa un ancho de 10 pies. Estas cargas deben colocarse en carriles de tráfico de diseño de 12 pies de ancho, espaciados a todo lo ancho de la calzada del puente, en la cantidad y posiciones que se requieran para producir los esfuerzos máximos. Las calzadas cuyos anchos estén entre 20 y 24 pies deben tener dos carriles de diseño, cada uno con una anchura igual a la mitad del ancho de la calzada.
- b) Cada carga por carril de 10 pies o cada estándar de camión individual debe considerarse como una unidad y no deben utilizarse fracciones de anchos de cargas por carril o fracciones de cargas continuas.
- c) La cantidad y posición de las cargas por carril o de las cargas de camión serán las especificadas anteriormente y tanto unas como otras deben disponerse para producir los máximos esfuerzos posibles que se someten ala reducción especificada mas adelante.
- d) Cuando se produzcan esfuerzos máximos en cualquier elemento ante la aplicación simultánea de cargas en cualquier cantidad de carriles de trafico, deben utilizarse los siguientes porcentajes de los esfuerzos causados por la carga viva, en vista de la poca probabilidad de coincidencia de las cargas máximas:

Uno o dos carriles	100%
Tres carriles	90%
Cuatro o más carriles	75%



5.1.7.5 Cargas de Impacto

Los refuerzos de carga viva generados por carga de camiones se incrementan para tener en cuenta la vibración y la aplicación súbita de la carga. Este incremento se calcula mediante la fórmula:

$$I = \frac{50}{l + 125} \qquad \text{Ecuación (38)}$$

Donde:

I = fracción del esfuerzo por carga viva que corresponde a impacto.

l = es la longitud cargada en pies.

La máxima consideración de impacto que se utilice será del 30%.

5.1.7.6 Distribución de Cargas

En un puente con vigas T relativamente poco espaciadas, una carga concentrada aplicada de manera directa sobre una de las vigas no estará soportada de forma total por esa viga, pues la losa de concreto será suficientemente rígida para transferir parte de la carga a las vigas adyacentes.

No se supone ningún tipo de distribución en la dirección de la luz del elemento. El efecto de cualquier distribución de este tipo sería comparativamente pequeño.

5.1.7.7 Distribución de las Cargas de Ruedas sobre Losas de Concreto

a) Longitudes de Luces

En luces sencillas, la longitud teórica de la luz debe ser la distancia centro a centro entre los apoyos, pero no debe exceder la luz libre más el espesor de la losa.



Para el cálculo de la distribución de las cargas y de los momentos flectores en losas continuas sobre más de dos apoyos, deben utilizarse las siguientes longitudes efectivas de luces:

Losas monolíticas con las vigas (sin acartelamiento):

S = luz libre.

Losas apoyadas en largueros de acero:

S = distancia entre los bordes de las alas mas la mitad del ancho de ala del larguero.

Losas apoyadas en largueros de madera:

S = luz libre mas la mitad de espesor del larguero

b) Distancia de la Carga de la Rueda al Borde

En el diseño de losas, el centro de la carga de las ruedas debe suponerse localizado a 1 pie de la cara del bordillo.

c) Momento Flector

En momento flector por pie de ancho de losa debe calcularse de acuerdo con los métodos determinados en los casos 1 y 2 que se presentan, en ambos casos:

S = longitud de la luz efectiva, en pies.

E = ancho de la losa donde se distribuye la carga de la rueda, en pies.

P = carga en una rueda trasera de camión.

$P_{15} = 12,000$ lb para carga H15.

$P_{20} = 16,000$ lb para carga H20.



Caso 1: Refuerzo Principal en Dirección Perpendicular al Tráfico (luces entre 2 pies y 24 pies inclusive)

El momento para carga viva en luces sencillas debe determinarse mediante las siguientes fórmulas (no se incluye impacto):

Carga HS20

$$\frac{S + 2}{32} * P_{20} = \text{momento, lb-pies por pie de ancho de losa.}$$

Carga HS15

$$\frac{S + 2}{32} * P_{15} = \text{momento, lb-pies por pie de ancho de losa.}$$

En losas continuas sobre tres o más apoyos, puede aplicarse un factor de continuidad de 0.8 a las fórmulas anteriores, tanto para momento positivo como para negativo.

Caso 2: Refuerzo Principal Paralelo al Tráfico

La distribución de cargas de las ruedas es $E = 4 + 0.06S$; máximo 7.0 pies. Las cargas por carril se distribuyen sobre un ancho de $2E$. Las losas reforzadas de manera longitudinal deben diseñarse para la carga HS apropiada.

Para luces sencillas, el momento máximo por carga viva (MCV) por pie de ancho de losa, sin incluir el impacto, puede aproximarse bastante mediante las siguientes fórmulas:

Carga HS20

Luces hasta de 50 pies inclusive $MCV = 900S$ lb-pie.

Luces entre 50 pies y 100 pies $MCV = 1000 (1.30S - 20.0)$ lb-pie.



Carga HS15

Utilizar tres cuartos de los valores obtenidos a partir de las formulas para cargas HS20.

Los momentos en luces continuas deben determinarse mediante un análisis adecuado utilizando las cargas de camiones o las cargas apropiadas por carril.

d) Vigas de Borde (longitudinales)

Deben suministrarse en todas las losas que tengan refuerzo principal en dirección paralela a la del tráfico. La viga puede ser una sección de losa reforzada adicionalmente, una viga integral de mayor espesor que el de la losa o una sección reforzada integral de losa y bordillo. Debe diseñarse para resistir un momento por carga viva de $0.10PS$, donde P es la carga por rueda en libras (P_{15} o P_{20}) y S es la longitud de la luz en pies.

El establecido de esta manera es para una luz libremente apoyada. Puede reducirse en un 20% para luces continuas a menos que se obtenga una reducción mayor con un análisis exacto.

e) Distribución del Refuerzo

Debe colocarse refuerzo en las partes inferiores de todas las losas en dirección transversal a la dirección del acero de refuerzo principal para tener en cuenta la distribución lateral de las cargas vivas concentradas, excepto que no se requerirá esfuerzo para alcantarillas o losas de puentes cuando el espesor del relleno sobre la losa exceda dos pies. La cantidad de acero debe ser un porcentaje del acero de refuerzo principal requerido para momento positivo como se determina en las siguientes formulas:

Para el refuerzo principal paralelo al tráfico:

$$\text{Porcentaje} = \frac{100}{\sqrt{S}} \quad \text{Máximo} = 50\% \quad \text{Ecuación (39)}$$



Para refuerzo principal perpendicular al tráfico:

$$\text{Porcentaje} = \frac{220}{\sqrt{S}} \text{ Máximo} = 67\% \qquad \text{Ecuación (40)}$$

Donde S es la longitud de la luz en pies.

f) Esfuerzos Cortantes y de Adherencia en losas

Las losas que se diseñan para momentos flectores de acuerdo con lo anterior, pueden considerarse satisfactorias con respecto a la adherencia y al cortante.

5.1.7.8 Distribución de las Cargas de las Ruedas a los Largueros a las Vigas Longitudinales y a las Vigas de Entrepiso

a) Posición de las Cargas para Cortante

Para calcular los cortantes y las reacciones en los extremos para vigas transversales de entrepiso y vigas y largueros longitudinales, debe suponerse que no se presenta una distribución longitudinal de la carga de rueda para la carga de rueda o de eje adyacente al extremo donde se determina el refuerzo. La distribución lateral de la carga de rueda debe ser la que se produce al suponer que el entrepiso actúa como una luz sencilla entre los largueros o las vigas. Para cargas en otras posiciones sobre la luz, la distribución para determinar el cortante debe establecerse mediante el método descrito para momento.

b) Momento Flector en Largueros y en Vigas Longitudinales

Debe suponerse que no se presenta una distribución longitudinal de las cargas. La distribución lateral debe hacerse de la siguiente manera:



Largueros Interiores los pisos de soporte en concreto deben diseñarse para las cargas determinadas de acuerdo con la siguiente tabla, en la cual S es el espaciamiento promedio de los largueros, en pies:

Sistema de Piso	Un carril de tráfico, fracción de la carga de rueda asignada a cada larguero	Dos o más carriles de tráfico, fracción de la carga de rueda asignada a cada larguero
Losa de concreto sobre largueros en vigas I de acero y vigas principales de concreto preesforzado	$S / 7.0 (S_{max} = 10 \text{ pies})^a$	$S / 5.5 (S_{max} = 14 \text{ pies})^a$
Losa de concreto sobre largueros	$S / 6.0 (S_{max} = 6 \text{ pies})^a$	$S / 5.0 (S_{max} = 10 \text{ pies})^a$
Viga cajón de concreto	$S / 8.0 (S_{max} = 12 \text{ pies})^a$	$S / 7.0 (S_{max} = 16 \text{ pies})^a$

Si excede en valor entre paréntesis, la carga sobre cada larguero debe ser igual a la reacción de las cargas de ruedas, suponiendo que el piso entre los largueros actúa como una viga sencilla.

La Carga Viva Soportada por los Largueros exteriores debe ser igual a la reacción de las ruedas del camión suponiendo que el piso actúa como una viga sencilla entre los largueros.

La Capacidad Combinada de todas las vigas en una luz no debe ser menor que las cargas viva y muerta totales en el panel.

Momento Flector en Vigas de Piso (en dirección transversal) en el cálculo de los momentos flectores en las vigas de piso, debe suponerse que no hay distribución transversal de las cargas de ruedas.



Si se omiten los largueros longitudinales y si el piso de concreto se apoya en forma directa sobre las vigas de piso, la fracción de la carga de rueda asignada a cada viga de piso es $S/6$, donde S es igual al espaciamiento de las vigas en pies. Si S excede 6 pies, la carga de la viga debe ser igual a la reacción de las cargas de ruedas, suponiendo que el piso entre las vigas actúa como una viga sencilla.

Cuando cuatro o más vigas longitudinales soportan un tablero de hormigón, la fracción de la carga de rueda que soporta una viga exterior debe ser al menos

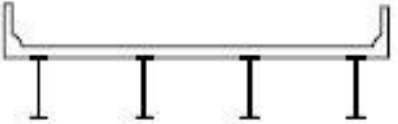
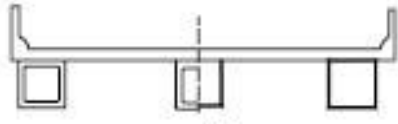
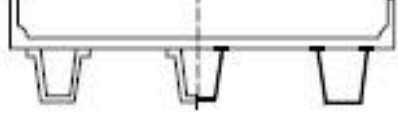
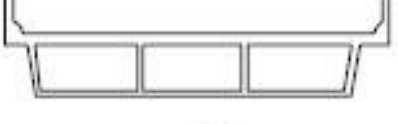
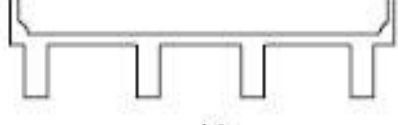
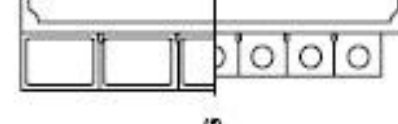

$\frac{S}{5.5}$ Cuando la distancia S entre viga y la adyacente interior es de 6 pies o menos.

Para $6 < S < 14$, la fracción debe ser al menos $\frac{S}{4 + 0.25S}$

Para $S > 14$ no se requiere cumplir con un valor mínimo.



Tablas de la Superestructuras Habituales Utilizadas según sus Componentes de Apoyo y Tipo de Tablero Utilizado

COMPONENTES DE APOYO	TIPO DE TABLERO	SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA
Viga de acero	Losa de hormigón colada in situ, losa de hormigón prefabricada, emparrillado de acero, paneles encolados/clavados, madera tesada	 (a)
Vigas cajón cerradas de acero u hormigón prefabricado	Losa de hormigón colada in situ	 (b)
Vigas cajón abiertas de acero u hormigón prefabricado	Losa de hormigón colada in situ, losa de tablero de hormigón prefabricado	 (c)
Viga cajón de múltiples células de hormigón colado in situ	Hormigón monolítico	 (d)
Viga Te de hormigón colado in situ	Hormigón monolítico	 (e)
Vigas cajón macizas, alivianadas o celulares con conectores de corte	Sobrecapa de hormigón colado in situ	 (f)
Vigas cajón macizas, alivianadas o celulares con conectores de corte y con o sin postesado transversal	Hormigón integral	 (g)




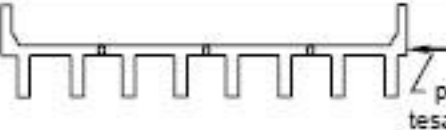
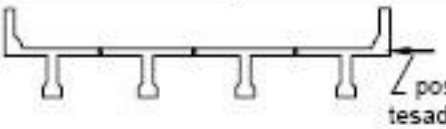
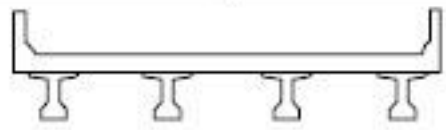
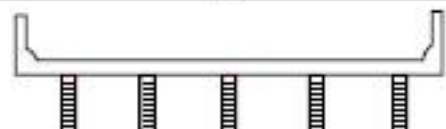
COMPONENTES DE APOYO	TIPO DE TABLERO	SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA
Secciones tipo canal de hormigón prefabricado con conectores de corte	Sobrecapa de hormigón colado in situ	 (h)
Sección doble Te de hormigón prefabricado con conectores de corte y con o sin postesado transversal	Hormigón integral	 (i) postesado
Sección Te de hormigón prefabricado con conectores de corte y con o sin postesado transversal	Hormigón integral	 (j) postesado
Secciones doble Te o Te con nervio de hormigón prefabricado	Hormigón colado in situ, hormigón prefabricado	 (k)
Vigas de madera	Hormigón colado in situ o plancha, paneles encolados / clavados o madera tensada	 (l)

Tabla 5.1.7.8.1 Superestructuras Habituales
Fuente: AASHTO en los Artículos 4.6.2.2 y 4.6.2.3



5.2 MEMORIA DE CÁLCULO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DE OBRAS DE DRENAJE

5.2.1 DATOS GENERALES

a) Acero de Refuerzo:

Según Normas ASTM, M31 Grado 40

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

b) Concreto:

Clase A

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 \text{ a los 28 días de edad como mínimo}$$

$$\gamma_c = 2.40 \text{ ton/m}^3$$

c) Diseño:

Según Normas AASHTO, Edición 16th de 1996. Carga Viva HS20-44 Incrementada en un 25%.

Para Una Vía de Circulación.

d) Método de Diseño:

Resistencia Última.

e) Combinación de Carga:

Grupo I: $1.30 (C_p + 1.67C_{vi})$



5.2.2 DISEÑO DE LA LOSA

5.2.2.1 Diseño de la Losa entre Vigas

a) Espesor Mínimo de la Losa

$$t \geq \frac{S+10}{30} \geq 0.512 \text{ ft}$$

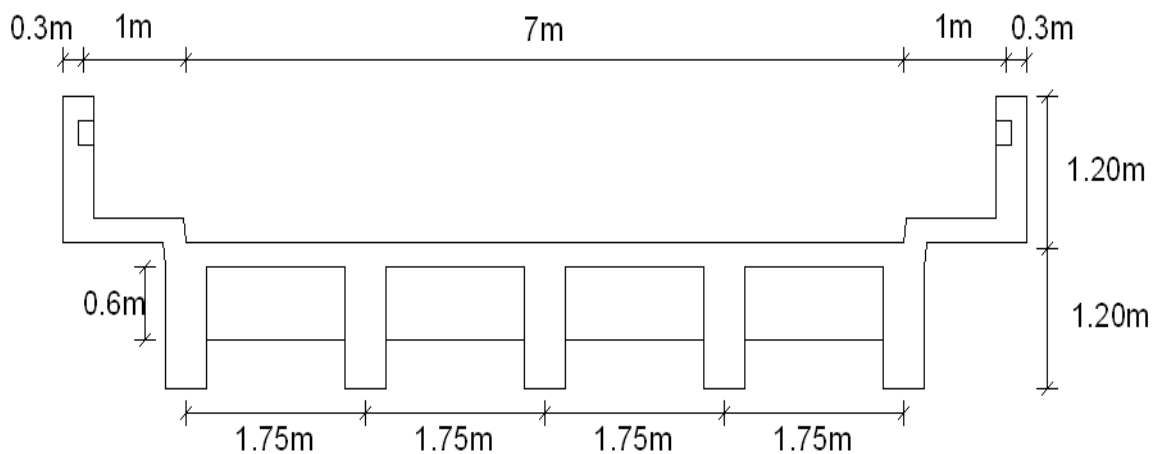
Donde "S" es Separación Entre Vigas = 1.75 m = 5.74 ft

$$t \geq \frac{5.74+10}{30} \geq 0.512 \text{ ft} = 17.2 \text{ cm}$$

$$0.525 \text{ ft} \geq 0.512 \text{ ft}$$

Por Tanto Usar Espesor = 20.00 cm

b) Largo y Rodamiento de la Losa





c) Carga Permanente

<i>Concepto</i>	<i>Cálculo</i>	<i>Carga kg/m</i>
<i>Losa (WI) :</i>	2400 (0.20) (1)	480
<i>Carpeta Asfáltica (WA) :</i>	1300 (0.0762) (1)	99.06
<i>Total de carga permanente (Losa + Carpeta Asfáltica)</i>		579.06

Como la losa se encuentra apoyada de forma continua, entonces el momento por carga permanente se calculará con la siguiente ecuación:

$$M_{cp} = \frac{(W_{total} * L^2)}{10}$$

$$M_{cp} = \frac{(579.06 * 1.75^2)}{10}$$

$$M_{cp} = 177.337 \text{ kg/m}$$

d) Carga Viva HS20-44 Incrementada un 25% + Impacto. En dos Vías de Circulación

Como la losa se encuentra apoyada de forma continua, entonces el momento por carga móvil se calculará con la siguiente ecuación:

$$M_{cv} = 0.80 * \left(\frac{S + 2}{32} \right) * P_{25}$$

HS-20 -44 = 16 kips, Incrementado 25% = 1.25 * 16 = 20 kips, Por tanto $P_{25} = 20$ kips

$$S = 5.74 \text{ ft}$$

$$M_{cv} = 0.80 * \left(\frac{5.74 + 2}{32} \right) * 20$$

$$M_{cv} = 3.87 \text{ kip-ft/ft}$$

$$M_{cv} = 1759 \text{ kg-m/m}$$



e) Factor de Impacto

Impacto= 30%

$$I = \frac{50}{S + 125}$$

$$I = \frac{50}{5.74 + 125}$$

I = 38% ≥ 30% Por tanto usar 30%

$$M_{cvi} = 1.30 * 1759 = 2287 \text{ kg-m/m}$$

f) Solicitaciones Últimas

$$M_u = 1.30 (C_p + 1.67 C_{vi})$$

$$M_u = 1.30 (177 + 1.67 * 2287)$$

$$M_u = 5195 \text{ kg-m}$$



5.2.2.2 Cálculo de Refuerzo Requerido

a) Refuerzo por Momento Positivo

Probando Varillas Número 6 Área = 2.85 cm²

Aproximación del Peralte Efectivo (d) cm, d = 13.9 cm

$$M_R = \phi * R * b * d, \quad R = \frac{M_R}{\phi * b * d^2}$$

$$R = \frac{519500}{0.9 * 100 * 13.9^2}$$

$$R = 29.875 \text{ kg}$$

$$\rho = 15\% = 0.015$$

$$q = \rho \left(\frac{f_y}{f_c'} \right)$$

$$q = 0.015 \left(\frac{2800}{210} \right)$$

$$q = 0.2$$

$$1 - 0.59 (0.2) = 0.882$$

$$R_u = 0.85 * 210 * 0.2 * 0.882$$

$$R_u = 31.487$$

$$A_s = 0.015 * 100 * 13.9$$

$$A_s = 21 \text{ cm}^2 \text{ en } 1\text{m}$$

$$S = \frac{285}{21}, \quad S = 13 \text{ cm} \text{ Por tanto usar varilla \#6 @ 13 cm}$$



b) Cálculo del Momento Resistente (MR)

$$\text{Asumiendo } \frac{100}{13} * 2.85 = 21.92 \text{ cm}^2 \text{ en } 1\text{m}$$

$$a = \frac{21.92 * 2800}{0.85 * 210 * 100} = 3.438 \text{ cm}$$

$$M_R = \frac{\left[0.90 * 2800 * 21.92 * \left(\frac{13.9 - 3.438}{2} \right) \right]}{100}$$

$$M_R = 6728.5895 \text{ kg-m}$$

$M_R > M_u$, El Refuerzo es Adecuado

Por Tanto Usar Varillas # 6 @ 13cm Como Refuerzo Principal Perpendicular al Tráfico.

c) Acero de Distribución Paralelo al Tráfico:

$$\% A_{sd} = \frac{220}{\sqrt{S}}, \text{ Máximo} = 67\%$$

$$\% A_{sd} = \frac{220}{\sqrt{5.74}} = 91.8 \%, \text{ Usar } 67\%$$

$$A_{sd} = 0.67 * 0.2192$$

$$A_{sd} = 0.15 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Probando Varillas Número 5 Área = 1.98 cm²/cm

$$S = 1.98 / \#5 / 0.15 = 13 \text{ cm} / \#5$$

Por Tanto Usar Varillas #5 @ 13cm Como Acero de Distribución Paralelo al Tráfico.



d) Acero en Cara Superior por Temperatura:

$$\rho = 0.002$$

$$A_{st} = 0.002 * 20 * 1.00 = 0.04 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

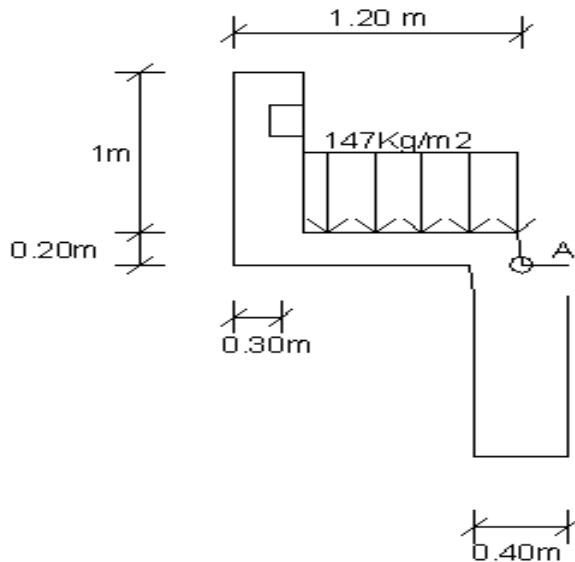
$$\text{Probando Varillas Número 4 Área} = 1.27 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$S = 1.27 / \#4 / 0.04 = 31 \text{ cm} / \#4$$

Usar el Mínimo: Varillas #4 @ 30cm



5.2.3 DISEÑO DE ACERA



5.2.3.1 Diseño de Acera entre Vigas

a) Cargas Permanentes

Poste: $[(0.2 * 1 * 0.3) - (0.2 * 0.15 * 0.2)] * 2400 = 129.6 \text{ kg}$

Baranda: $(0.15 * 0.2 * 1) * 2400 = 72 \text{ kg}$

Losa de acera: $(0.2 * 1.2 * 1) * 2400 = 576 \text{ kg}$

Parte inferior de la losa: $(0.2 * 0.2 * 1) * 2400 = 96 \text{ kg}$

Concepto	Fuerza(kg)	Brazo(m)	Momento (kg-m)
<i>Poste</i>	129.6	1.05	134.64
<i>Baranda</i>	72	0.975	70.2
<i>Losa de acera</i>	576	0.6	345.6
<i>p. inferior de la losa</i>	96	0.1	9.6
Total de carga			561.48



b) Momentos por Carga Viva

Carga viva peatonal

$$\text{Carga viva peatonal} = 147 \text{ kg/m}^2$$

$$M_{cvp} = (147 * 0.9 * 0.45) = 59.5 \text{ kg-m}$$

Carga viva vehicular

$$\text{Carga viva de una llanta de camión HS-20-44} = 16 \text{ kips}$$

Incrementado un 25%

$$1.25 * P_{20} = 1.25 * 16 = 20 \text{ kips} = 9091 \text{ kg}$$

Factor de distribución E

$$E = 0.8 * X + 3.75$$

$$X = 1.2 - 0.3 = 0.9 \text{ m} = 2.952 \text{ ft}$$

$$E = 0.80 * 2.952 + 3.75$$

$$E = 6.112 \text{ ft}$$

$$E = 1.86 \text{ m}$$

$$P_{cv} = \frac{P_{20}}{E}$$

$$P_{cv} = \frac{9091}{1.86} = 4887.63 \text{ kg}$$



c) Factor de Impacto

Impacto= 30%

$$I = \frac{50}{S + 125}, S = 1.2 \text{ m} = 3.936 \text{ ft}$$

$$I = \frac{50}{3.936 + 125}$$

I = 38% ≥ 30% Por tanto usar 30%

$$P_{cv} = 4887.63 (1.3) = 6353.92 \text{ kg}$$

d) Momento por Carga Viva Vehicular

$$M_{cv} = 6353.92 (0.9) = 5718.53 \text{ kg-m}$$

Total momento por carga viva

$$M_{cv} = 5718.53$$

$$M_{cp} = 59.5$$

$$Total = 5778.03 \text{ kg-m}$$

e) Solicitaciones Últimas

$$M_u = 1.30 (M_{cp} + 1 * M_{cvi})$$

$$M_u = 1.30 (561.48 + 1 * 5778.03)$$

$$M_u = 8241.4 \text{ kg-m}$$



5.2.3.2 Cálculo del Refuerzo Requerido

a) Refuerzo por Momento Positivo

Probando Varillas Número 6 Área = 2.85 cm²

Aproximación del Peralte Efectivo (d) cm, d = 13.9 cm

$$R = \frac{M_R}{\phi * b * d^2}$$

$$R = \frac{824140}{0.9 * 100 * d^{13.9^2}}$$

$$R = 47.39kg$$

$$\rho = 25\% = 0.025$$

$$q = \rho \left(\frac{f_y}{f_c'} \right)$$

$$q = 0.025 \left(\frac{2800}{210} \right)$$

$$q = 0.33$$

$$1 - 0.59 (0.33) = 0.8053$$

$$R_u = 0.85 * 210 * 0.33 * 0.8053$$

$$R_u = 47.44$$

$$A_s = 0.015 * 100 * 13.9 = 34 \text{ cm}^2 \text{ en } 1m$$

$$S = \frac{285}{34} = 8 \text{ cm}$$

Por tanto usar varilla #6 @ 8 cm



b) Cálculo del Momento Resistente (MR)

$$\text{Asumiendo } \frac{100}{8} * 2.85 = 35.625 \text{ cm}^2 \text{ en } 1\text{m}$$

$$a = \frac{35.625 * 2800}{0.85 * 210 * 100} = 5.59 \text{ cm}$$

$$M_R = \frac{0.90 * 2800 * 35.625 * \left(\frac{13.9 - 5.59}{2} \right)}{100} = 9969.51 \text{ kg-m}$$

$M_R > M_u$, El Refuerzo es Adecuado.

Por Tanto Usar Varillas #6 @ 8 cm Como Refuerzo Principal Perpendicular al Tráfico.

c) Acero de Distribución Paralelo al Tráfico

$$\% A_{sd} = \frac{220}{\sqrt{S}}, \text{ Máximo} = 67\%$$

$$\% A_{sd} = \frac{220}{\sqrt{3.936}} = 111 \%, \text{ Usar } 67\%$$

$$A_{sd} = 0.67 * 0.35623 = 0.239 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Probando Varillas Número 5 Área = 1.98 cm²/cm

$$S = 1.98 / \# 5 / 0.239 = 8 \text{ cm} / \#5$$

Por Tanto Usar Varillas#5 @ 8cm Como Acero de Distribución Paralelo al Tráfico.



d) Acero en Cara Superior por Temperatura:

$$\rho = 0.002$$

$$A_{st} = 0.002 * 20 * 1.00 = 0.04 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$\text{Probando Varillas Número 4 Área} = 1.27 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$S = 1.27 / \# 4 / 0.04 = 31 \text{ cm} / \#4$$

Usar el Mínimo: Varillas #4 @ 30cm



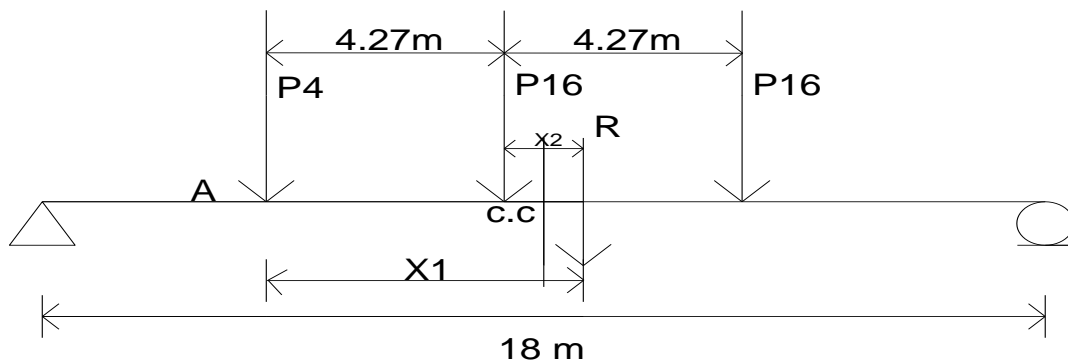
5.2.4 DISEÑO DE VIGAS INTERIOR Y EXTERIOR

5.2.4.1 CÁLCULO DEL MOMENTO MÁXIMO DE LA CARGA VIVA

a) Carga Viva HS20-44 Incrementada en un 25%

$$P_4 = 8 * 1.25 = 10 \text{ kips} = 4545.45 \text{ kg}$$

$$P_{16} = 32 * 1.25 = 40 \text{ kips} = 18181.82 \text{ kg}$$



$$R = 4545.45 + 18181.82 + 18181.82$$

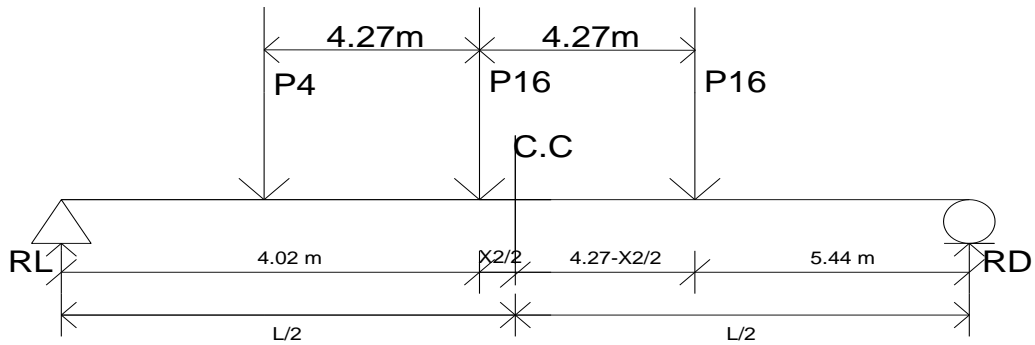
$$R = 40909.09 \text{ kg}$$

$$\mathbf{Ma = 0}$$

$$-18181.82 (4.27) - 18181.82 (8.54) - R(X_1)$$

$$X_1 = 5.69 \text{ m}$$

$$X_2 = 5.69 - 4.27 = 1.42 \text{ m}$$

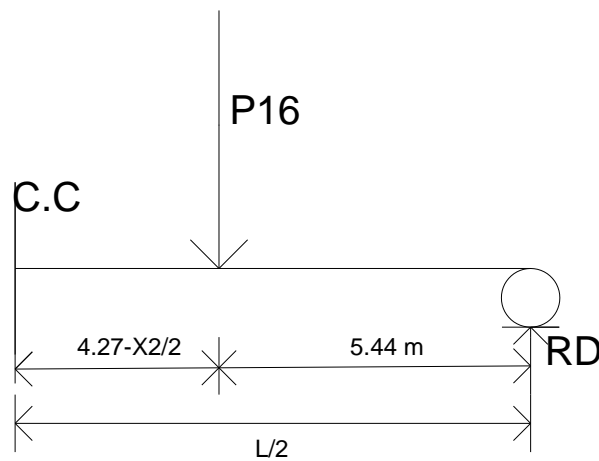


$$ML = 0$$

$$-4545.45 (4.02) - 18181.82 (8.29) + 18181.82 (12.56) + R_D(18)$$

$$R_D = 22075.76 \text{ kg}$$

$$R_L = 18833.33 \text{ kg}$$



Momento Máximo

$$M_{\max} = -18181.82 \left(\frac{4.27 - 1.42}{2} \right) + 22075.76(9)$$

$$M_{\max} = 133954.56 \text{ kg-m}$$



b) Factor de Distribución de Llantas

$$\frac{S}{5.5} = \frac{5.74}{5.5} = 1.044 \text{ Por llanta}$$

$$\text{Por tanto } \frac{1.044}{2} = 0.522 \text{ Por eje}$$

c) Factor de Impacto

$$I = \frac{50}{S + 125}$$

$$I = \frac{50}{59.04 + 125}$$

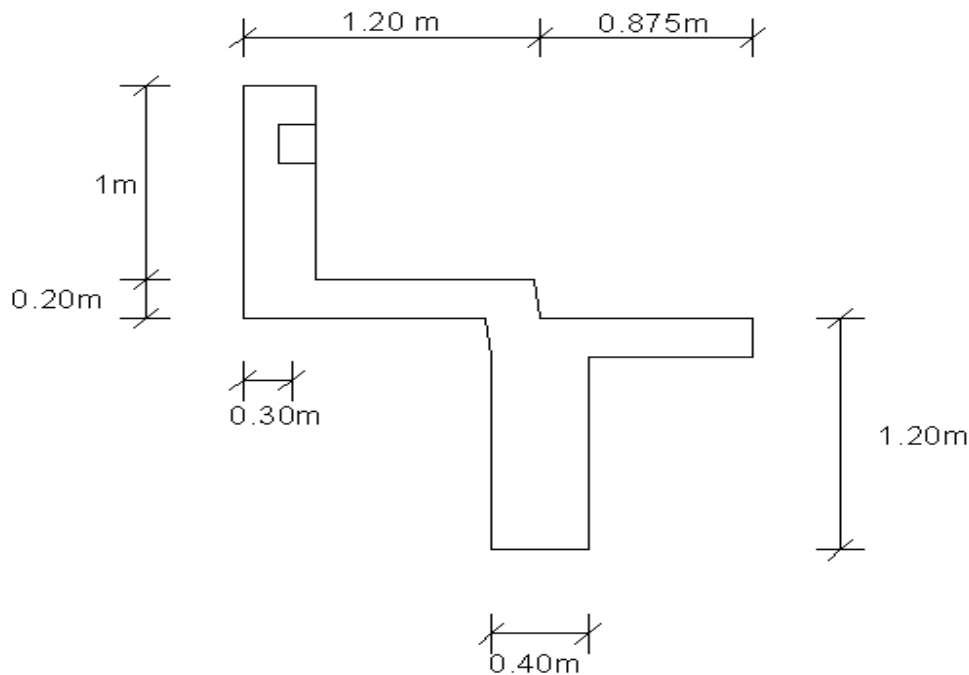
$$I = 0.27 < 0.30 \text{ Usar el 27\%}$$

$$M_{cv} = 1333954.56 \text{ (1.27 * 0.522)}$$

$$M_{cv} = 88804 \text{ kg-m}$$



5.2.4.2 DISEÑO DE VIGA EXTERIOR



Claro de la viga = 1800 cm

Concreto $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Momento Último requerido (M_u) = 322527 kg/m

Reglamento ACI 318

a) Cálculo del Área Necesaria

Ancho efectivo del patín, b

$$6t + b' = 6(20) + 40 = 160 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{12} + b = \frac{1800}{12} + 40 = 190 \text{ cm}$$

$$c.a.c = 107.5 \text{ cm}$$

Por tanto se debe usarla distancia menor 107.5 cm



b) Cargas Permanentes

Baranda: $(0.15 * 0.2 * 2400) = 72 \text{ kg/m}$

Poste: $[(0.2 * 0.3 * 0.1) - (0.15 * 0.2 * 0.3)] 2400/2 = 61.2 \text{ kg/m}$

Acera: $(1.2 * 0.2 * 2400) = 576 \text{ kg/m}$

Bordillo de seguridad: $(0.2 * 1 * 2400) = 192 \text{ kg/m}$

Viga: $(0.4 * 1 * 2400) = 960 \text{ kg/m}$

Carpeta Asfáltica: $(0.0762 * 0.875 * 1300) = 86.68 \text{ kg/m}$

Losa: $(0.2 * 1.075 * 2400) = 516 \text{ kg/m}$

Total = 2464.08 kg/m

c) Momento Máximo

$$M = \frac{2464.08 * (18)^2}{8}$$

$M = 99795.24 \text{ kg/m}$

d) Momento Último

$M_u = 1.3 [99795.24 + 1.67 (88804)]$

$M_u = 322527 \text{ kg/m}$

e) Momento nominal requerido

$$M_n = \frac{M_u}{\phi}$$

$$M_n = \frac{322527}{0.9}$$

$M_n = 358362 \text{ kg-m}$



f) Recubrimiento Supuesto

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

g) Peralte Efectivo

$$d = 120 - 15 = 105 \text{ cm}$$

Si se supone que el bloque de compresión queda dentro del patín, se puede aplicar la ecuación de flexión.

$$M_R = b' * d^2 * f'_c * \omega (1 - 0.59\omega)$$

$$35836300 = 107.5 * 105^2 * 210 * \omega (1 - 0.59 \omega)$$

$$35836300 = 248889375 \omega - 146844731 \omega^2$$

$$\omega = 0.1589$$

$$\rho = \frac{\omega * f'_c}{f_y}$$

$$\rho = \frac{0.1589 * 210}{4200}$$

$$\rho = 0.0079$$

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 0.0079 * 107.5 * 105$$

$$A_s = 89.68 \text{ cm}^2$$

$$T = A_s * f_y$$

$$T = 89.68 * 4200$$

$$T = 376656 \text{ kg}$$

El bloque de refuerzo de compresión queda dentro del patín es correcto.



h) Profundidad del Bloque

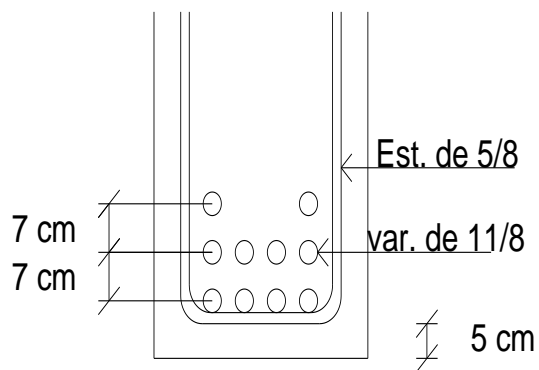
$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$$a = \frac{89.68 * 4200}{0.85 * 210 * 107.5}$$

$$a = 19.6 \text{ cm}$$

Como $a < t$ la hipótesis es correcta y la viga trabaja como rectangular.

Armado propuesto



$$A_s = 10 \text{ barras \#11} = 95.8 \text{ cm}^2 > 89.68 \text{ cm}^2$$

$$r = \frac{8.3(38.32) + 15.3(38.32) + 22.3(19.16)}{95.8} = 13.9 \text{ cm}$$

i) Revisión Limitaciones de Acero

$$A_{s \min} = \rho_{\min} * b' * d \quad \rho_{\min} = \frac{14}{f_y}$$

$$A_{s \min} = \frac{14}{4200} * 40 * 106.1$$

$$A_{s \min} = 14.2 \text{ cm}^2, \quad A_s > A_{s \min}$$



Acero Máximo

$$\rho_b = \frac{\beta_1 * 0.85 * f'_c * \frac{600}{600 + f_y}}{f_y}$$

$$\rho_b = \frac{0.85^2 * 210}{4200} * \frac{6000}{6000 + 4200}$$

$$\rho_b = 0.0212$$

$$\rho_{max} = 0.75 * 0.0212 = 0.0159 > 0.0079 \text{ Si cumple las limitaciones del acero}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b * d}$$

$$\rho = \frac{95.8}{107.5 * 106.1}$$

$$\rho = 0.0084$$

$$\omega = \frac{\rho * f_y}{f'_c}$$

$$\omega = \frac{0.0084 * 4200}{210}$$

$$\omega = 0.1680$$

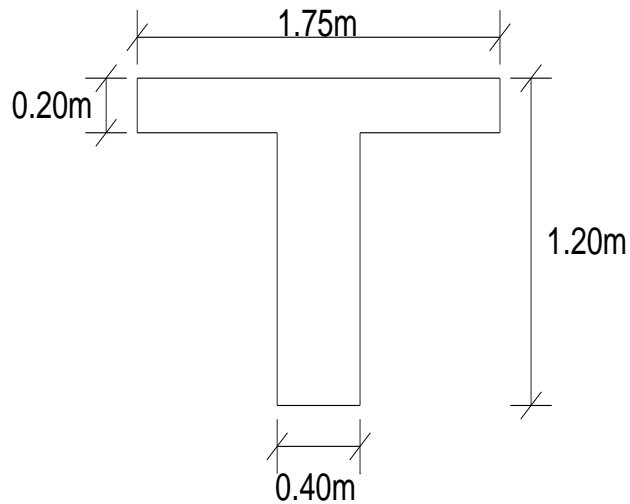
$$M_R = \phi * b * d^2 * f'_c * \omega (1 - 0.59\omega)$$

$$M_R = 0.9 * 107.5 * 106.1^2 * 210 * 0.168 (1 - 0.59 * (0.1680))$$

$$M_R = 34610 \text{ kg} - m > 322527 \text{ kg} - m$$



5.2.4.3 DISEÑO DE VIGA INTERIOR



Claro de la viga = 1800 cm

Concreto $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Momento Último requerido (M_u) = 2966 kg/m

Reglamento ACI 318

a) Cálculo del Área Necesaria

Ancho efectivo del patín, b

$$16t + b' = 16(20) + 40 = 360 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{4} = \frac{1800}{4} = 450 \text{ cm}$$

c.a.c = 175 cm

Por tanto usar la distancia menor 175 cm



b) Cargas Permanentes

$$\text{Losas: } (1.75 * 0.2 * 2400) = 840 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carpeta Asfáltica: } (1.75 * 0.0762 * 1300) = 173.36 \text{ kg/m}$$

$$\text{Viga: } (1 * 0.4 * 2400) = 960 \text{ kg/m}$$

$$\text{Total} = 1973.36 \text{ kg/m}$$

c) Momento Máximo

$$M = \frac{1973.36 * (18)^2}{8}$$

$$M = 79921.1 \text{ kg/m}$$

d) Momento Último

$$M_u = 1.3 [79921.1 + 1.67 (88804)]$$

$$M_u = 296691 \text{ kg/m}$$

e) Momento Nominal Requerido

$$M_n = \frac{M_u}{\phi}$$

$$M_n = \frac{296691}{0.9}$$

$$M_n = 329657 \text{ kg-m}$$

f) Recubrimiento Supuesto

$$r = 12 \text{ cm}$$



g) Peralte Efectivo

$$d = 120 - 12 = 108 \text{ cm}$$

Si se supone que el bloque de compresión queda dentro del patín, se puede aplicar la ecuación de flexión

$$M_R = b' * d^2 * f'_c * \omega (1 - 0.59\omega)$$

$$32965700 = 175 * 108^2 * 210 * \omega (1 - 0.59\omega)$$

$$32965700 = 428652000 \omega - 252904680 \omega^2$$

$$\omega = 0.0807$$

$$\rho = \frac{\omega * f'_c}{f_y}$$

$$\rho = \frac{0.0807 * 210}{4200}$$

$$\rho = 0.0040$$

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 0.0040 * 175 * 108$$

$$A_s = 75.6 \text{ cm}^2$$

$$T = A_s * f_y$$

$$T = 75.6 * 4200$$

$$T = 317520 \text{ kg}$$

Se revisa la hipótesis de que el bloque de refuerzo de compresión queda dentro del patín es correcto.



h) Profundidad del Bloque

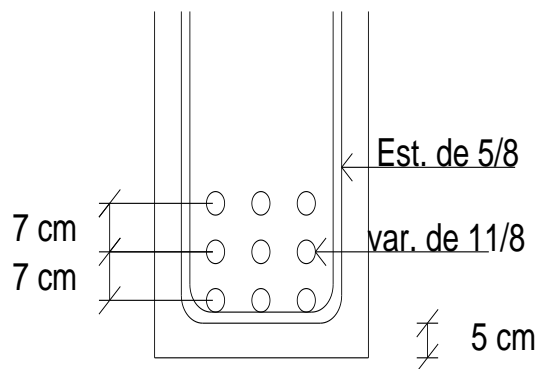
$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$$a = \frac{75.6 * 4200}{0.85 * 210 * 175}$$

$$a = 10.2 \text{ cm}$$

Como $a < t$ la hipótesis es correcta y la viga trabaja como rectangular.

Armado propuesto



$$A_s = 9 \text{ barras } \#11 = 86.22 \text{ cm}^2$$

$$r = \frac{8.3(28.74) + 15.3(28.74) + 22.3(28.74)}{86.22} = 15.3 \text{ cm}$$

i) Revisión Limitaciones de Acero

$$A_{s \text{ min}} = \rho_{\text{min}} * b' * d \quad \rho_{\text{min}} = \frac{14}{f_y}$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{14}{4200} * 40 * 104.7$$

$$A_{s \text{ min}} = 13.96 \text{ cm}^2, \quad A_s > A_{s \text{ min}}$$



Acero Máximo

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b$$

$$\rho_b = \frac{\beta_1 * 0.85 * f'_c * \frac{600}{600 + f_y}}{f_y}$$

$$\rho_b = \frac{0.85^2 * 210 * \frac{6000}{6000 + 4200}}{4200}$$

$$\rho_b = 0.0212$$

$$\rho_{max} = 0.75 * 0.0212 = 0.0159 > 0.0040$$

Si cumple las limitaciones del acero.

$$\rho = \frac{A_s}{b * d}$$

$$\rho = \frac{86.22}{175 * 104.7}$$

$$\rho = 0.0047$$

$$\omega = \frac{\rho * f_y}{f'_c}$$

$$\omega = \frac{0.0047 * 4200}{210} = 0.0940$$

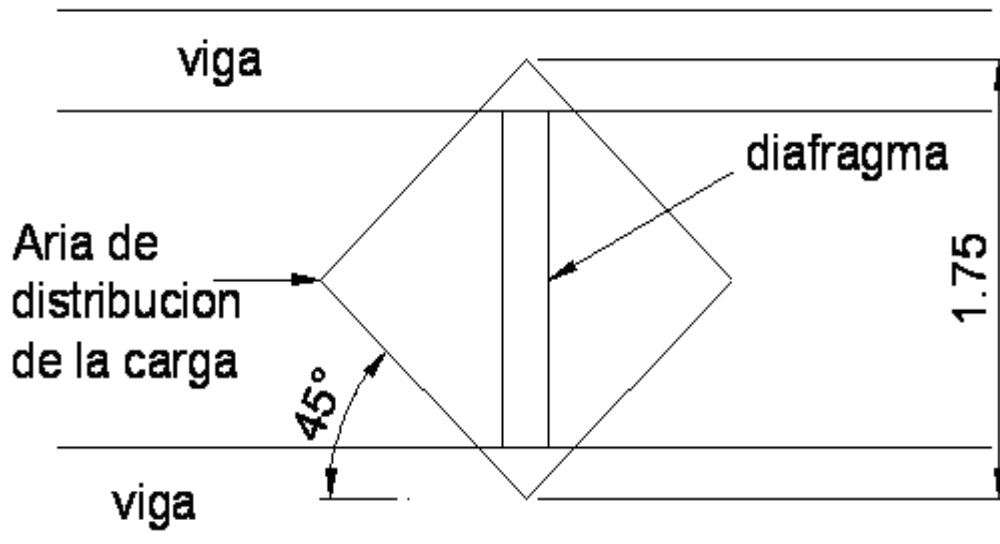
$$M_R = \phi * b * d^2 * f'_c * \omega (1 - 0.59\omega)$$

$$M_R = 0.9 * 175 * 104.7^2 * 210 * 0.0940 (1 - 0.59 * (0.0940))$$

$$M_R = 321915 \text{ kg} - m > 296691 \text{ kg} - m$$



5.2.5 DISEÑO DE DIAFRAGMA



a) Cargas Permanentes

$$Losa = \frac{2400 * 0.2 * 1.24 * 1.24}{1.75} = 421.74 \text{ kg/m}$$

$$Carpeta - Asfáltica = \frac{1300 * 0.0762 * 1.24 * 1.24}{1.75} = 87.04 \text{ kg/m}$$

$$\text{Diafragma: } 2400 * 0.2 * 0.6 = 288 \text{ kg/m}$$

$$\text{Total} = 796.78 \text{ kg/m}$$

Momento por Carga Permanente

$$M_{cp} = 796.78 * \frac{1.75}{8}$$

$$M_{cp} = 174.3 \text{ kg/m}$$



b) Carga viva HS20-44 Incrementado un 25% más Impacto en Dos Vías de Circulación

Por los efectos que producen la carga viva sobre el diafragma es muy posible que la llanta trasera se coloque en el centro del claro del diafragma.

$$P_{cv} = 1.25 * \left(\frac{16000}{2.2} \right)$$

$$P_{cv} = 9091 \text{ kg}$$

$$M_{cv} = P * \frac{L}{2}$$

$$M_{cv} = 9091 * \frac{1.75}{2}$$

$$M_{cv} = 7954.63 \text{ kg-m}$$

c) Factor de Impacto

$$M_{cv} = 7954.63 * 1.3 = 10341 \text{ kg-m}$$

$$M_u = 1.3 [174.3 + 1.67 (10341)]$$

$$M_u = 22676.9 \text{ kg-m}$$

d) Resistencia Nominal Requerida

$$M_n = \frac{M_u}{\phi}$$

$$M_n = \frac{22677}{0.9}$$

$$M_n = 25197 \text{ kg/m}$$

$$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2, \quad f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$



Simplemente Armada

$$M_R = b' * d^2 * f'_c * \omega (1 - 0.59\omega)$$

$$d = 60 - 8 = 52 \text{ cm}$$

$$2519700 = b' * d^2 * f'_c * \omega (1 - 0.59\omega)$$

$$2519700 = 20 * 52^2 * 210 * \omega (1 - 0.59\omega)$$

$$\omega = 0.2625$$

$$\rho = \frac{\omega * f'_c}{f_y}$$

$$\rho = \frac{0.2625 * 210}{2800}$$

$$\rho = 0.0197$$

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 0.0197 * 20 * 52$$

$$A_s = 20.5 \text{ cm}^2$$

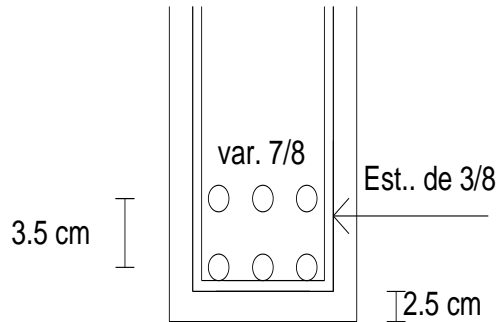
$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$$a = \frac{20.5 * 2800}{0.85 * 210 * 20}$$

$$a = 16.1 \text{ cm}$$



Armado Propuesto



$$6 \text{ barras } \#7 = 23.28 \text{ cm}^2 > 20.5 \text{ cm}^2$$

$$r = \frac{8.18(11.64) + 14.06(11.64)}{23.28}$$

$$r = 11.12 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b * d}$$

$$\rho = \frac{23.38}{20 * 48.9}$$

$$\rho = 0.0238$$

$$\omega = 0.0238 * \frac{2800}{210}$$

$$\omega = 0.317$$

$$M_R = \phi * b * d^2 * f'_c * \omega (1 - 0.59\omega)$$

$$M_R = 23294 > 22676 \text{ k-m}$$



e) Revisión de Limitaciones del Refuerzo

$$A_{s \min} = \rho_{\min} * b' * d \quad \rho_{\min} = \frac{14}{f_y}$$

$$A_s > A_{s \min}$$

Acero máximo

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b$$

$$\rho_b = \frac{\beta_1 * 0.85 * f'_c}{f_y} * \frac{600}{600 + f_y}$$

$$\rho_b = 0.0369$$

$$\rho_{\max} = 0.0277 > 0.0040$$

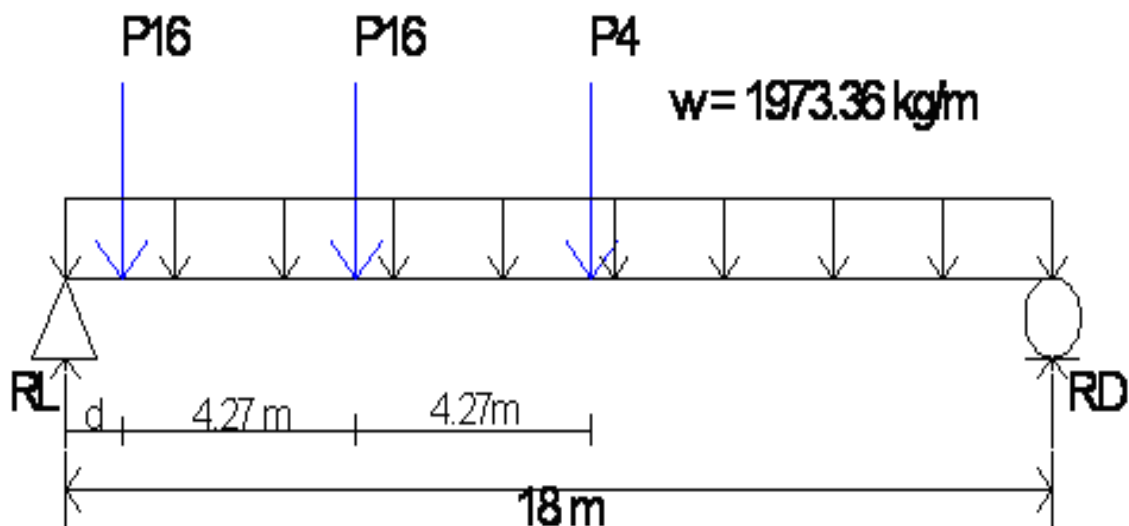
Si cumple las limitaciones del acero.



5.2.6 Distribución de Estribos en Vigas

5.2.6.1 En viga Interior

Para la distribución de la carga viva sobre viga se coloca un vehículo a una distancia d la cual es el peralte efectivo de la viga antes calculados se ubica de esta forma para calcular el cortante máximo que se produce en los extremos de la viga y w es la carga muerta distribuida a lo largo de la viga .



$$d = 105 \text{ cm}$$

Momento en $D = 0$

$$P_{16}(18 - d) + P_{16}(18 - d - 4.27) + P_4(18 - d - 8.54) + \left(1973.36 * \left(\frac{18^2}{2}\right)\right) - RL(18)$$

$$18181.82(18 - 1.05) + 18181.82(18 - 1.05 - 4.27) + 4545.45(18 - 1.05 - 8.54) + \left(1973.36 * \left(\frac{18^2}{2}\right)\right) - RL(18) = 0$$

$$RL = 49813.27 \text{ kg}$$

$$RD = 26616.3 \text{ kg}$$



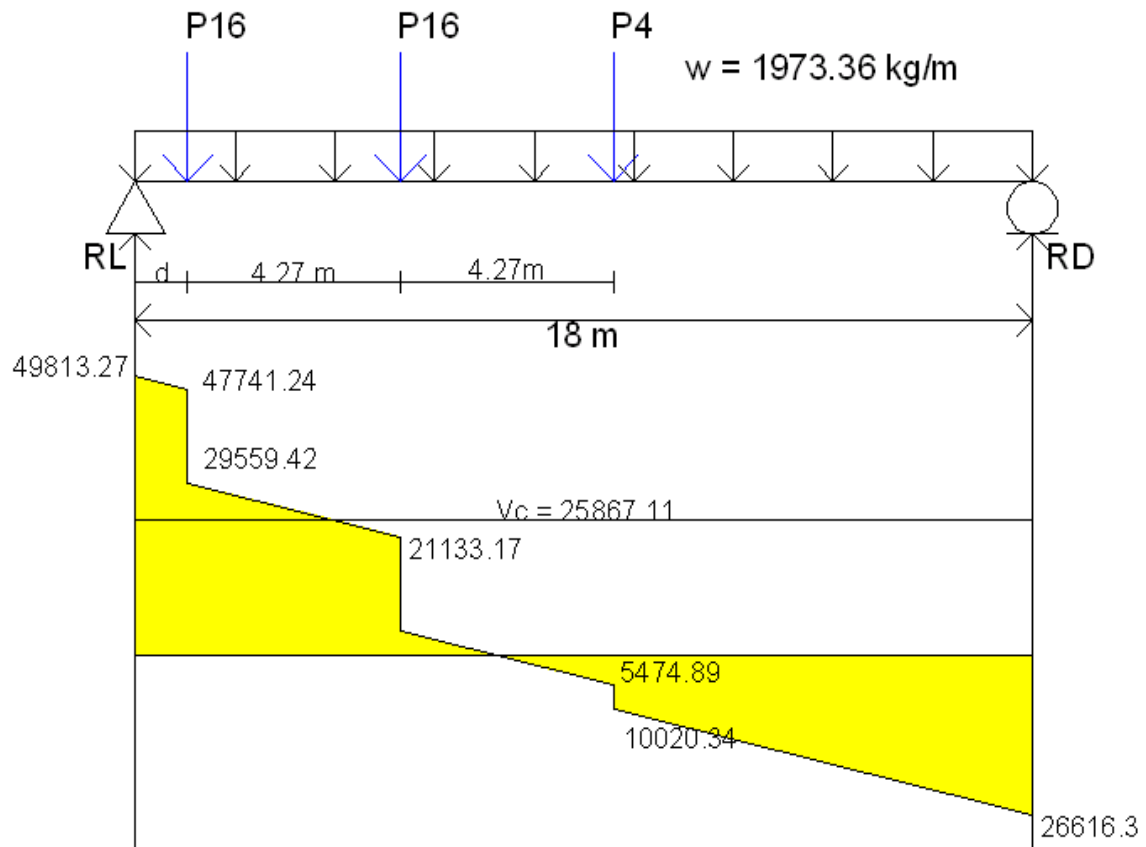
$$\phi V_c = 0.5 * \sqrt{f'_c * b * d}$$

$$\phi V_c = 0.5 * \sqrt{210 * 40 * 105}$$

$$\phi V_c = 30431.89 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 30431.89$$

$$V_c = 25867.11 \text{ kg}$$



$$\phi V_v = V_c + V_s$$

$$V_s = \frac{V_v - V_c}{\phi}$$



$$V_s = \frac{49813.27 - 25867.11}{0.85}$$

$$V_s = 29171.95 \text{ kg}$$

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

$$S = \frac{4 * 2800 * 105}{29171.95}$$

$$S = 40 \text{ cm}$$

$$\text{Separación máxima } \frac{d}{3} = \frac{105}{3} = 35 \text{ cm}$$

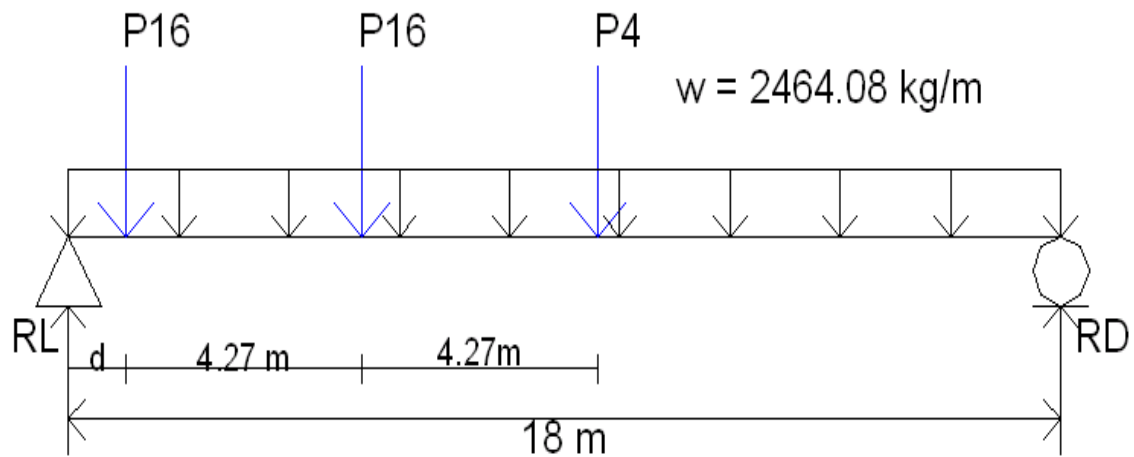
$$\text{Separación máxima para el resto de estribos } \frac{d}{2} = \frac{105}{2} = 52 \text{ cm}$$

Los primeros 5m @ 35cm el resto van @ 50cm



5.2.6.2 En viga Exterior

Para la distribución de la carga viva sobre la viga se coloca un vehículo a una distancia de la cual el peralte efectivo de la viga antes calculado se ubica de esta forma para calcular el cortante máximo que se produce en los extremos de la viga y w es la carga muerta distribuida a lo largo de la viga.



$$d = 106 \text{ cm}$$

Momento en $D = 0$

$$P_{16}(18-d) + P_{16}(18-d-4.27) + P_4(18-d-8.54) + \left(2464.08 * \left(\frac{18^2}{2}\right)\right) - RL(18)$$

$$18181.82(18-1.06) + 18181.82(18-1.06-4.27) + 4545.45(18-1.06-8.54) + \left(2464.08 * \left(\frac{18^2}{2}\right)\right) - RL(18) = 0$$

$$RL = 54207.02 \text{ kg}$$

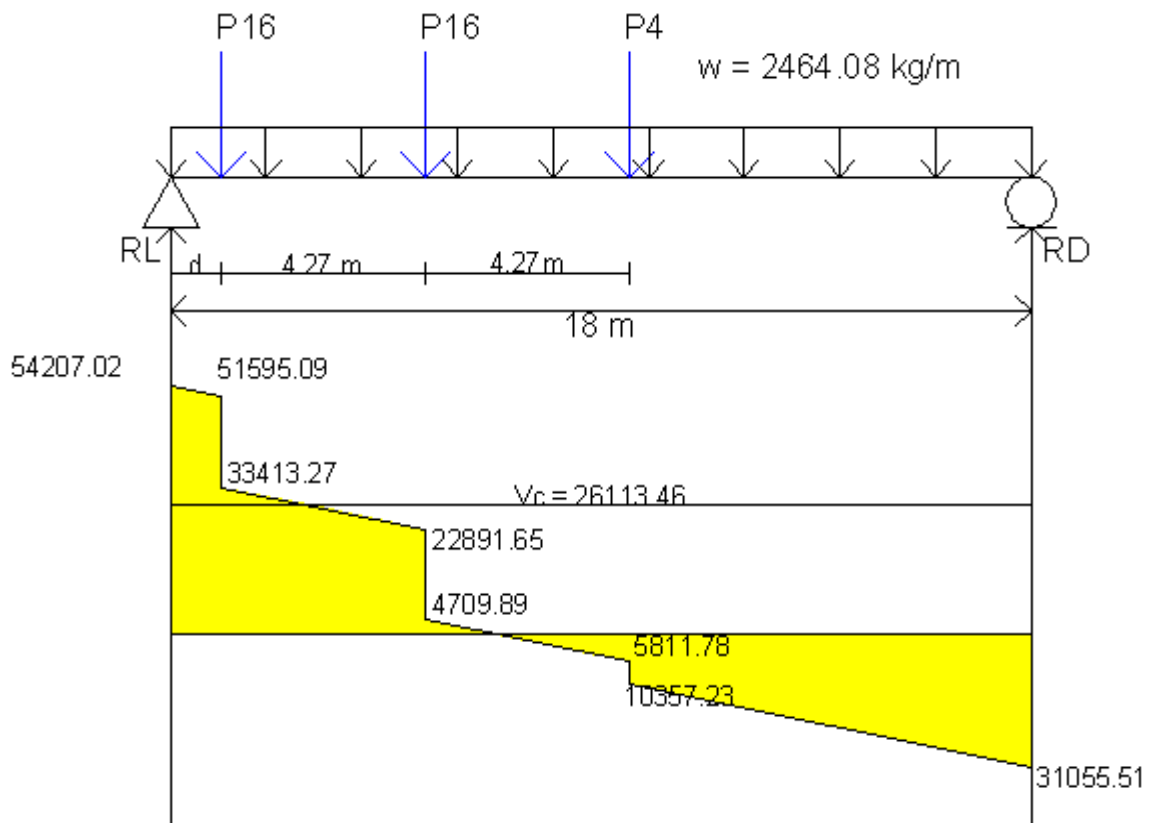
$$RD = 31055.51 \text{ kg}$$



$$\phi V_c = 0.5 * \sqrt{f'_c * b * d}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.5 * \sqrt{210 * 40 * 106}$$

$$V_c = 26113.46 \text{ kg}$$



$$\Phi V_v = V_c + V_s$$

$$V_s = \frac{V_v - V_c}{\phi}$$

$$V_s = \frac{54207.02 - 26113.46}{0.85}$$

$$V_s = 33051.25 \text{ kg}$$



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

$$S = \frac{4 * 2800 * 106}{33051.25}$$

$$S = 35 \text{ cm}$$

$$\text{Separación máxima } \frac{d}{3} = \frac{106}{3} = 35 \text{ cm}$$

$$\text{Separación máxima para el resto de estribos } \frac{d}{2} = \frac{106}{2} = 53 \text{ cm}$$

Los primeros 5m @ 35cm el resto van @ 50cm



5.2.7 DEFLEXIONES EN VIGAS

5.2.7.1 Deflexión en Viga Interior

$$\Delta_{\max} = \frac{L}{1000}$$

$$\Delta_{\max} = \frac{1800}{1000}$$

$$\Delta_{\max} = 1.8 \text{ cm}$$

a) Deflexión por Carga Muerta

$$\Delta_{cm} = \frac{5 * w * L^4}{384 * E * I}$$

b) Cálculo de la Inercia

$$I = \frac{b * h^3}{12}$$

$$I = \frac{175 * 20^3}{12} + \frac{40 * 85^3}{12}$$

$$I = 2163750 \text{ cm}^4$$

$$\Delta_{cm} = \frac{5 * 19.7336 * 1800^4}{384 * 2 * 10^6 * 2163750}$$

$$\Delta_{cm} = 0.62 \text{ cm}$$



c) Deflexión por Carga Viva

$$w_{Carga Viva} = \frac{\left[2 \left(\frac{16}{2.2} + \frac{16}{2.2} + \frac{4}{2.2} \right) * 1000 \right]}{1800}$$

$$W_{Carga viva} = 18.2 \text{ kg/cm}$$

$$\Delta_{cv} = \frac{5 * w * L^4}{384 * E * I}$$

$$\Delta_{cv} = \frac{5 * 18.2 * 1800^4}{384 * 2 * 10^6 * 2163750}$$

$$\Delta_{cv} = 0.57 \text{ cm}$$

$$\Sigma \Delta = 0.57 + 0.62$$

$$\Sigma \Delta = 1.19 \text{ cm} < 1.8 \text{ cm} \text{ Si cumple}$$



5.2.7.2 Deflexión en Viga Exterior

$$\Delta_{\max} = \frac{L}{1000}$$

$$\Delta_{\max} = \frac{1800}{1000}$$

$$\Delta_{\max} = 1.8 \text{ cm}$$

a) Deflexión por Carga Muerta

$$\Delta_{cm} = \frac{5 * w * L^4}{384 * E * I}$$

b) Cálculo de la Inercia

$$I = \frac{b * h^3}{12}$$

$$I = \frac{107.5 * 20^3}{12} + \frac{40 * 86^3}{12}$$

$$I = 2191853 \text{ cm}^4$$

$$\Delta_{cm} = \frac{5 * 24.3408 * 1800^4}{384 * 2 * 10^6 * 2191853}$$

$$\Delta_{cm} = 0.75 \text{ cm}$$



c) Deflexión por Carga Viva

$$w_{Carga Viva} = \frac{\left[2 \left(\frac{16}{2.2} + \frac{16}{2.2} + \frac{4}{2.2} \right) * 1000 \right]}{1800}$$

$$W_{Carga viva} = 18.2 \text{ kg/cm}$$

$$\Delta_{cv} = \frac{5 * w * L^4}{384 * E * I}$$

$$\Delta_{cv} = \frac{5 * 18.2 * 1800^4}{384 * 2 * 10^6 * 2191853}$$

$$\Delta_{cv} = 0.57 \text{ cm}$$

$$\Sigma \Delta = 0.57 + 0.75$$

$$\Sigma \Delta = 1.32 \text{ cm} < 1.8 \text{ cm} \text{ Si cumple}$$



6 MEDIO AMBIENTE

Los Estudios Ambientales contribuyen a garantizar que las medidas ambientales propuestas se ejecuten, ayudando a la prevención y mitigación de impactos negativos.

Se requiere, para Los Estudios Ambientales, de la participación de diversos sectores, primeramente y de forma directa aquello que concierne al componente como vía de comunicación y paralelamente aquellos sectores que se verán beneficiados con el desarrollo del proyecto, entre ellos, el sector agrícola, turismo, comercio y fundamentalmente lo relacionado a la protección del medio natural y los recursos naturales.

Juegan un papel determinante los autores involucrados para la ejecución del Los Estudios Ambientales, tales como, las Alcaldías Municipales de Tola, Belén, Nandaime, el Ministerio del Ambiente y los Recursos Naturales, Líderes comunales, principalmente.

Los Estudios Ambientales pretenden garantizar un balance confiable, entre las actividades del Proyecto, el Medio Ambiente, y el uso racional de los Recursos Naturales; estableciendo estrategias de protección y conservación.

➤ Programas de Gestión Ambiental propuestos

1. Programa de Siembra y Engramado para el Proyecto

En el Estudio Ambiental del proyecto se propone la actividad de siembra que pretende contribuir a una serie de acciones encaminadas a mejorar, entre otras, las condiciones ambientales tanto en áreas potenciales a erosión, al paisaje, en las intervenciones realizadas por el proyecto en áreas de aprovechamiento de agua y material; así como en el embellecimiento de zonas pobladas y centros escolares.



Dentro de la actividad de siembra y engrame se ha considerado a los Centros Escolares aledaños a la vía, donde la mayor parte de los profesores y algunos padres de familia podrán participación en la educación ambiental; también se ha propuesta la siembra en las zonas de micro-cuencas, es decir, aguas arriba y debajo de cajas y alcantarillas; en áreas en Bancos de Materiales, no precisamente en el área exacta donde se efectuó la extracción sino en sus proximidades; en el derecho de vía pero en áreas alejadas al componente de la infraestructura vial y las entras / salidas de centros poblados.

2. Programa de Gestión Social en el Proyecto

✓ Propuesta de Solución para Ocupantes del Derecho de Vía

Según resultados de los Estudios Socioeconómicos de los Ocupantes del Derecho de Vía y en consulta con representantes de las Alcaldías de los municipios involucrados, se plantean Indemnización por reposición de materiales de construcción e Indemnización por Remoción de metros².

Cabe señalar que en los casos de negocios las alcaldías municipales están en la disposición de reubicar estos establecimientos.

✓ Plan de Educación Vial-Ambiental

El Plan de Educación Vial - Ambiental, establece una herramienta para promover mayor seguridad ciudadana y permite prevenir y reducir el grado de accidentalidad en la población en general y en particular en el segmento de estudiantes que asisten a las diferentes escuelas establecidas cercanas a la vía. La práctica de desarrollar Proyectos de tejido vial en nuestro país, se ha observado el incremento de riesgos de accidentes en los usuarios de las carreteras, por lo tanto es pertinente implementar el referido plan.



Se ofrecerán 4 Talleres donde asistirán, docentes, padres de familias, alumnos, personal Técnico del MECD, líderes comunitarios y representantes de las Alcaldías Municipales.

✓ Campaña de Vigilancia Epidemiológica

Es imperiosa la implementación de la Campaña de Vigilancia Epidemiológica, en coordinación con el MINSA, la cual tiene como objetivo primordial el prevenir la incidencia de patologías en los moradores que residen colindante a la vía, provocadas por generación de polvo, emanaciones de gases y desechos sólidos acumulados por las movimientos del equipo y maquinarias de la empresa constructora de las obras.

✓ Capacitación sobre Higiene y Seguridad Ocupacional

Se efectuarán 2 Talleres de Higiene y Seguridad Ocupacional, dirigido concretamente a los operarios de maquinas, personal de sostenimiento de equipos y reservas de productos tóxicos.

El propósito esencial de estos entrenamientos, radica en: Advertir y adiestrar a los recursos humanos para garantizar la habilidad de aplicar medidas que resguarden y cercioren un adecuado desempeño de diligencias particulares del ámbito de la construcción vial.

3. Programa de Gestión Ambiental para el aprovechamiento de materiales en Bancos de Préstamos

Se realiza con el propósito de asegurar una extracción apropiada del material, creando facilidades para su restauración y re-conformación del área explotada.

En su mayoría, los Bancos de Materiales no requerirán apertura de nuevos accesos hacia los sitios de aprovechamiento, dado que estratégicamente se han escogido próximos al camino, lo que evita el impacto de una posible abra y destronque de camino para penetrar.



4. Programa de Gestión Ambiental para el control de la erosión e inundación en el camino

En el recorrido del tramo del camino se identifican sitios potenciales a la erosión, provocados por las corrientes superficiales (caudales permanentes e intermitentes) en los cuales deben proponerse medidas preventivas, de mitigación y correctivas que disminuyan el efecto negativo hacia la infraestructura vial.



7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 CONCLUSIONES

- El puente Chasmol el cual es Tipo Bailey de 18 m de largo para el que se realizaron diversos estudios para su rediseño se localizó en un mapa geodésico que ayudó a identificar y delimitar la cuenca y sus correspondientes subcuencas y puntos de control.
- Se desarrolló cada uno de los parámetros físicos y se identificaron las características físicas correspondiente a la zona o área, en la cual se encuentra la cuenca en estudio, determinando el caudal de diseño en el que se utilizó un tiempo de retorno de 50 años en ambos métodos el resultado fue de $17.58 \text{ m}^3/\text{s}$ que pasa en la sección hidráulica del puente que se desarrollará de forma rectangular.
- La estación meteorológica con curvas IDF que se utilizó fue una referencia proporcionada para la estación de Rivas, la cual es la más cercana al sitio del proyecto según información suministrada por INETER.
- Para el cálculo del caudal de diseño por el Método Racional para la cuenca Puente Chasmol, se obtuvo un caudal **$Q = 22.89 \text{ m}^3/\text{s}$** , para un tiempo de concentración de **$T_c = 61.35 \text{ min}$** .
- Para el Método de Tránsito de Avenidas, el caudal que se obtuvo es **$Q = 26.85 \text{ m}^3/\text{s}$** , para un tiempo de concentración de **$T_c = 17.58 \text{ min}$** . Este método es en cierta forma más confiable.



- Considerando la importancia de la cantidad de sedimentos que transporta una corriente para evitar que esta pueda generar obstrucciones se obtuvo un gasto de sedimento de $g_{BT} = 0.003467 \text{ m}^3 / \text{s}$.

- En su estructura se utilizó las normas y diseños establecidos, con un ancho de rodamiento de 23 ft. El puente consta con una acera peatonal de 1.20 m con barandas de protección, una losa de concreto de 20cm.

Se utilizó 5 vigas de concreto de 1.20m de altura, que de acuerdo con los estudios se analizaron como una viga T; los cálculos y los resultados obtenidos fueron satisfactorios comprobando así que el puente Chasmol brinda una buena seguridad para tráfico vehicular y peatonal.



7.2 RECOMENDACIONES

- Recomendamos que se le oriente a los dueños de fincas y a los pobladores, cumplir con las normas de MARENA para todas aquellas viviendas que se encuentran asentadas sobre los márgenes de inundación de cauce, ríos o quebradas para prevenir riesgos de vidas humanas.
- Se recomienda que permitan la conformación de los cauces, en específico los que drenan hacia las alcantarillas, y no continuar obstruyéndolos.
- Cuando se da el escurrimiento hacia las obras de drenaje, las aguas arrastran materiales orgánicos e inorgánicos; el volumen de estos arrastres puede llegar a representar una proporción apreciable del gasto líquido, por lo que se requiere una inspección y mantenimiento constante de las obras para que pueda cumplir a cabalidad su objetivo, es importante que esta recomendación se cumpla antes y después de cada lluvia en particular.
- Realizar aforos periódicos en la sección hidráulica del puente para verificar los resultados.



BIBLIOGRAFÍA

1. AASSTHO, Standard Specifications for Highway Bridges, 16th Edition.
2. ACI 318.
3. Aparicio Mijares, F. J. (2001). *Fundamento de Hidrología de Superficie*. México: Limusa.
4. Apuntes Sobre el Diseño de Puentes. Denis Antonio Areas Lagos. Tutor Ing. Julio Maltez Montiel. Monografía. UNI – RUPAC, 2002.
5. Chow, Ven Te. (1994a). *Hidrología Aplicada*. Colombia: Mc Graw Hill.
6. Chow, Ven Te. (1994b). *Hidráulica de Canales Abiertos*. Colombia: Mc Graw Hill.
7. Crespo Villalta, C. (2007). *Vías de Comunicación: Caminos, Ferrocarriles, Aeropuertos, Puentes y Puertos*. México: Limusa.
8. Datos Meteorológicos de la Estación Rivas. Registros de Campos.
9. Diseño del Puente Los Cabros. German Antonio Bravo Ferrufino, Néstor Vicente Mairena Granja, Olvin Manuel Acevedo Mendoza. Tutor Ing. Humberto Pomarez Calero. Monografía. UNI – RUPAC, 2002.
10. Diseño del Puente Nagarote con Dos Alternativas Vigas Metálicas y Vigas de Concreto Preesforzado Postensado. Indiana Lucia Vargas Téllez, Ana Roberma Rojas Soza, José Isaac Altamirano Jarquín. Tutor Ing. Humberto Pomarez Calero. Monografía. UNI – RUPAC, 2003.



11. Evaluación Hidráulica del Puente Los Cabros. Luis Gustavo Espinoza González, Elda Araceli Sequeiro Bravo. Tutor Ing. Henry Eduardo Loáisiga. Monografía. UNI – RUPAC, 2006.

12. Evaluación Hidráulica del Puente Tamarindo. Wilber Javier Pérez Flores, Jessy Carolina Zúniga Rayos. Tutor Ing. Néstor Lanzas. Monografía. UNAN – MANAGUA, 2003.

13. Ferro Bernal, F. (1982). *Hidrológica General*. La Habana: Científico Técnico.

14. González Cuevas. (2006). *Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado*. México. Noriega.

15. GUERRERO Y GAMA, VICENTE. Apuntes Sobre la Clase de Puentes. Facultad Nacional de Ingeniería. UNAM – MEXICO, 1965.

16. Guía Constructiva de Puentes con Superestructura Postensada. Brenda Álvarez Darce, Giselle de los Ángeles Araica. Monografía. UNI – RUPAC, 1998.

17. H. Nilson, A. (1999). *Diseño de Estructuras de Concreto*. Mc Graw Hill. Colombia.

18. Manual de Diseños de Obras Civiles. Hidrotecnia. Comisión Federal de Electricidad.

19. Mc Cormac. (2005). *Diseño de Concreto Reforzado*. México. Alfaomega.

20. Monsalve Saenz, G. (1999). *Hidrología en la Ingeniería*. Alfa Omega.

21. Linsley Kohler, P. (1988). *Hidrología para Ingenieros*. México: Mc Graw Hill.

22. Reglamento Nacional de la Construcción. Ministerio de Vivienda y Asentamientos Humanos.



ANEXOS



ANEXO N° 1

Informe Final: Topografía

Estudios y Diseños, Ingenieros Consultores, EDICO



INTRODUCCIÓN

Localización del Proyecto:

El Camino Ochomogo – Las Salinas se localiza en el departamento de Rivas. Este camino de 28.8 km de longitud, conectará la Carretera Panamericana Sur (NIC – 2) con la Carretera Litoral Sur, cuya ejecución ha planificado el Ministerio de Transporte e Infraestructura a corto plazo.

El proyecto tiene su inicio en la intersección con la carretera Panamericana Sur (NIC – 2), ubicada inmediatamente después del Puente Ochomogo, aproximadamente en el Km 81.2 de dicha carretera.

En la siguiente página se presenta el mapa del proyecto, mostrando también su localización en el territorio nicaragüense.

LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO DEL CAMINO Y CRUCES DE DRENAJE

A. Planificación de Tareas de Georeferenciación y de Topografía

A.1 Asignación de Personal

Con el objeto de realizar los estudios topográficos con calidad y eficiencia el Consultor asignó los siguientes recursos humanos:

Nombre	Cargo
Efrén Arévalo Cuadra	Director de Proyecto
Avedis Duarte	Ingeniero Vial
Alejandro Arévalo G.	Asistente Vial
José Arauz	Especialista en CAD
Manuel Vargas	Topógrafo - Nivelador
Alcides Téllez	Topógrafo - Nivelador
Danfer Rogelio Gaitán	Anotador
Juan Pablo Moreno	Porta-Prisma
Edwin García	Porta-Prisma
Donald Funez Osorto	Cadenero
Jorge Cano Gaitan	Cadenero



Estudio Hidrotécnico y Rediseño Estructural del Puente Chasmol

Antonio Sequeira MENA	Topógrafo - Nivelador
José Evertó Ortiz	Cadenero
Ruddy Gómez Reyes	Cadenero
Juan Ugarte Acosta	Ayudante de Topografía
Luis Rodríguez	Conductor
Fanor Velásquez	Conductor

El personal de campo se organizó en tres cuadrillas diferentes, con las siguientes funciones:

- **Cuadrilla No. 1:** Establecimiento de la Poligonal Base, Nivelación de Precisión de la Poligonal Base y Levantamiento Alti – planimétrico del Camino (obras existentes, perfiles longitudinales y secciones transversales).
- **Cuadrilla No. 2:** Nivelación de Precisión de la Poligonal Base, Levantamiento Alti – planimétrico del camino (obras existentes, perfiles longitudinales y secciones transversales) y Levantamiento Alti – planimétrico del Drenaje (perfiles longitudinales y secciones transversales de los cruces de agua).
- **Cuadrilla No. 3:** Levantamiento Alti – planimétrico del Drenaje (perfiles longitudinales y secciones transversales de los cruces de agua).

A.2 Asignación de Equipos Topográficos y Medios de Transporte

- Establecimiento de Puntos Georeferenciados

Número	Descripción del Equipo	Cantidad
1	GPS de Doble Frecuencia LEICA	3
2	Batería para GPS	6
3	Antenas	3
4	Machetes	2
5	Barras	2
6	Trípode de Aluminio	3
7	Palines	2
8	Cinta Métrica de 5 metros	2

- Levantamientos Topográficos

Cuadrilla No. 1:

Número	Descripción del Equipo	Cantidad
--------	------------------------	----------



Estudio Hidrotécnico y Rediseño Estructural del Puente Chasmol

1	Estación Total LEICA TC 705	1
2	Batería para la Estación Total	2
3	Cargador de Baterías	2
4	Primas	2
5	Bastones	2
6	Trípode de Aluminio	2
7	Cinta Métrica de 5 metros	2
8	Cinta Métrica de 7.5 metros	1
9	Plomadas	3
10	Cinta de Tela de 50 m	1
11	Machetes	3
12	Mazo de 2 libras	1
13	Martillo	1
14	Pala	2
15	Cuchara de Albañil	1
16	Conos Viales	2
17	Barras	2
18	Palín	1
19	Nivel de Precisión	1
20	Estadio de 4 mts	1
21	Cámara Digital con accesorios (cargador y cable PC – Cámara.)	1

Cuadrilla No. 2:

Número	Descripción del Equipo	Cantidad
1	Estación Total LEICA TC 805	1
2	Batería para la Estación Total	2
3	Cargador de Baterías	2
4	Primas	2
5	Bastones	2
6	Trípode de Aluminio	1
7	Cinta Métrica de 7.5 metros	2
8	Plomadas	2
9	Cinta de Tela de 50 mts	1
10	Machetes	2
11	Martillo	1
12	Conos Viales	2
13	Nivel de Precisión	1
14	Estadio de 4 mts	1

Cuadrilla No. 3:

Número	Descripción del Equipo	Cantidad
1	Teodolito Convencional	1



2	Nivel de Precisión	1
3	Estadio de 4 mts	2
4	Plomadas	2
5	Cadena Metálica	1
6	Cinta de Fibra de Vidrio	2
7	Nivel de Mano	2
8	Machetes	2
9	Martillos	2
10	Mazo	1
11	Puya	1
12	Trípode de Madera	1

En el **Anexo 7** se presentan las especificaciones técnicas de los equipos electrónicos utilizados en el Proyecto.

- *Medios de Transporte*

Para la movilización del personal técnico y de campo se asignó tres vehículos doble tracción, de acuerdo al siguiente detalle:

Camioneta Four Runner 4x4	Placa: 202 – 594
Camioneta Hilux 4x4 de una cabina	Placa: M 022 – 429
Camioneta Land Cruiser 4x4 de una cabina	Placa: M 019 – 022

A.3 Materiales Utilizados

- Cemento
- Grava
- Arena
- Pintura de Aceite
- Diluyente
- Clavos

B. Levantamientos Georeferenciados y Topográficos

B.1 Establecimiento de Puntos Georeferenciados

El trabajo consistió en el establecimiento de 6 estaciones de control geodésico, vinculados a la Red Geodésica Nacional de Control Primario de Nicaragua, referida al Word Geodetic System 1984 (WGS-84). Estas estaciones de control fueron materializadas en el terreno mediante monumentos de concreto de 20x20x60cm., ubicados en lugares cuidadosamente seleccionados y que fueran ínter visibles.

Estación de Referencia:

Para la vinculación de las seis estaciones georeferenciadas utilizadas en el Proyecto se seleccionó la estación geodésico 3050-IV-1, perteneciente a la



Red Geodésica de Control Primario de Nicaragua (RGCPN), establecida en el año 1996. Esta estación se denomina Pica – Pica y se localiza sobre la ruta Managua – Peñas Blanca, en el estacionamiento 86+900 aproximadamente, a mano derecha, a unos 1,260 m después del Poblado Pica – Pica (Empalme que conduce al Menco).

Inicialmente para el proyecto se tenía contemplado el establecimiento de 4 puntos georeferenciados, 2 Puntos al inicio y 2 puntos al final. No obstante, se valoró que para obtener una mayor seguridad en los trabajos de campo era requerido establecer 2 puntos adicionales en la parte media del Proyecto para un total de 6 Puntos georeferenciados.

Sobre la parte superior de cada monumento se colocó un disco de bronce de 6 cm. de diámetro convexo y una marca puntual en el centro. En los discos se grabó la leyenda “GPS-1 MTI” o según fuera el número, para su debida identificación. Todo lo anterior de acuerdo a la parte VII ESTUDIOS DE CAMPO de las especificaciones de los Términos de Referencia.

Los monumentos de las Seis estaciones de control geodésico establecidas, tienen su posición en coordenadas UTM-WGS-84 ó UTM Zona 16 NAD 27. También se les trasladó elevaciones provenientes de la actual red geodésica nacional (Est. Pica – Pica 3050 – IV – 1).

El objetivo de este trabajo era garantizar el control horizontal y vertical del Proyecto. En el **Anexo 1: Datos Técnicos de los Puntos Georeferenciados Colocados y Certificación de INETER**, se presenta la información completa de los seis puntos georeferenciados y el informe de Certificación de INETER. A continuación se presentan las coordenadas de los puntos establecidos con GPS de doble frecuencia en el sistema WGS 84 y NAD 27.





ESTACIÓN		WGS 84			NAD 27		CLASE
		CUADRÍCULA (UTM)			CUADRÍCULA (UTM)		
ID	NOMBRE	NORTE	ESTE	ALT. ORTO. (M)	NORTE	ESTE	
3050-IV-1	Pica - Pica	1,284,067.079	615,121.720	58.955	1,283,865.390	615,114.758	CTRL
	GPS - 1 MTI	1,288,722.948	612,036.565	58.568	1,288,521.243	612,029.616	ADJ
	GPS - 2 MTI	1,288,406.353	611,648.962	58.341	1,288,204.650	611,642.015	ADJ
	GPS - 3 MTI	1,277,969.689	605,547.792	69.390	1,277,768.027	605,540.863	ADJ
	GPS - 4 MTI	1,277,785.208	605,471.147	72.916	1,277,583.547	605,464.219	ADJ
	GPS - 5 MTI	1,268,797.254	597,675.216	6.062	1,268,595.627	597,668.314	ADJ
	GPS - 6 MTI	1,268,541.839	597,648.664	4.192	1,268,340.213	597,641.761	ADJ

En el **Anexo 2**: Esquema de Localización Puntos Georeferenciados, se presenta la localización y descripción de la Estación Base Pica – Pica y de los puntos georeferenciados establecidos.



B.2 Establecimiento de la Poligonal Base del Proyecto

Para el establecimiento de la poligonal base, inicialmente, se procedió a localizar los sitios más adecuados para la materialización de los mojones de la red, teniendo en cuenta los siguientes elementos:

- Garantizar que fueran ínter visible.
- Que su ubicación fuera lo más estratégica posible, previendo que no fueran destruidos por las personas lugareñas o durante la Construcción.
- La densificación de los puntos de la poligonal base estuvo orientada a garantizar una mayor rapidez al momento de realizar el levantamiento alti-planimétrico de secciones transversales, todos los detalles existentes y los cruces de drenaje menor y mayor.
- Garantizar que al momento de replantear cualquier punto de la línea central del Diseño Geométrico de la carretera o cualquier estructura sea lo más preciso, evitando medir grandes distancias desde el punto de la poligonal base al punto a replantear.

La Poligonal Base fue establecida utilizando una estación total marca Leica, Modelo TC 705. En total fueron establecidos 185 mojones (numerados del 1 al 185 en el levantamiento de campo), las coordenadas de los puntos de la Poligonal Base se presentan en el **Anexo 3: Datos de Campo Poligonal Base**.

Es importante señalar que para la revisión del cierre de la Poligonal Base, fueron levantados los puntos 201, 202, 203, 204, 205 y 206 los cuales se corresponden con los puntos georeferenciados establecidos con GPS de doble frecuencia de conformidad a la siguiente tabla:

Punto Establecido con Estación Total		Punto Establecido con GPS de Doble Frecuencia
201	Corresponde A	GPS – 1 MTI
202	Corresponde A	GPS – 2 MTI
203	Corresponde A	GPS – 3 MTI
204	Corresponde A	GPS – 4 MTI
205	Corresponde A	GPS – 5 MTI
206	Corresponde A	GPS – 6 MTI

Durante el establecimiento de la Poligonal Base se llevó un control de campo tanto electrónico como manual de las coordenadas registradas, con el objeto de garantizar la calidad del trabajo.



El control electrónico corresponde al Archivo Reporte que fue instalado en la Estación Total (se adjunta archivo electrónico del Reporte de la Estación Total), en el control manual se registró: el punto donde estaba plantado el equipo, punto de orientación, punto a establecer, altura del Instrumento Hi, y coordenadas X,Y,Z del punto a establecido. En el **Anexo 4** se presenta el Registro de Campo de los Puntos de la Poligonal Base.

Además se utilizaron puntos auxiliares (numerados del 300 en adelante) para la verificación en campos de las mediciones. Estos puntos auxiliares fueron utilizados para medir dos veces la distancia entre mojones detectando cualquier error antes de establecer el siguiente punto de la poligonal (medición hacia atrás).

B.3 Nivelación de la Poligonal Base

Considerando que los equipos electrónicos acumulan un error en la medición de las elevaciones, el Consultor procedió a nivelar cada punto de la Poligonal Base utilizando Nivel de Precisión. La metodología empleada para la nivelación fue el método diferencial y doble recorrido (Ida y regreso) entre mojones. Durante el levantamiento se garantizó un error de cierre entre ida y regreso menor o igual a 4 mm (aplicado a mojones consecutivos), en general se obtuvo 2 mm de error.

B.4 Levantamiento Alti – Planimétrico del Camino y del Drenaje.

Apoyándose en los puntos de la Poligonal Base se procedió al levantamiento alti – planimétrico las secciones transversales cada 20 metros, en algunos sitios del proyecto las secciones transversales se levantaron cada 10 metros para obtener una mejor configuración del camino

De igual manera para el levantamiento de la infraestructura existente (casas postes de teléfono y energía, árboles, escuelas, etc.) se utilizó los puntos de la Poligonal Base como amarre de coordenadas.

Para el levantamiento del drenaje se utilizó dos metodologías: Levantamiento Convencional y con Estación Total. En ambos casos los puntos levantados quedaron amarrados a la Poligonal Base del Proyecto. Para el drenaje mayor se levantó 300 metros aguas arriba y 200 metros aguas abajo, para el caso de las cajas-puentes se levantó 100 metros tanto aguas arriba como aguas abajo y en las alcantarillas 60 metros tanto aguas arriba como aguas abajo.



C. Procesamiento y Dibujo de la Topografía.

C.1 Complementación, Revisión, Verificación y Establecimiento de la Consistencia de los Datos.

A lo largo del levantamiento topográfico el Consultor descargo la información electrónica de campo con el objeto de verificar la consistencia de los datos.

Se utilizó el formato DXF descargado de la estación total para la verificación de la configuración y alineamiento del terreno.

En el caso de la Poligonal Base se verificó la precisión de cierre tanto para el control horizontal como vertical.

- Verificación del Control Horizontal.

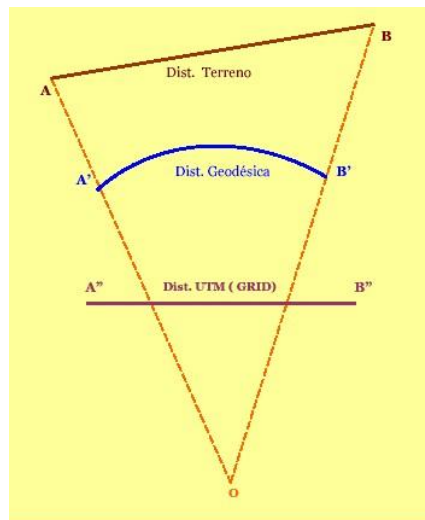
Para verificar la precisión del control horizontal se aplicó la siguiente metodología:

Reducción de Coordenadas Locales a Coordenadas UTM NAD 27.

Es importante mencionar que las coordenadas establecidas con GPS de doble frecuencia corresponden a un sistema escalado (UTM NAD 27), por lo tanto las mediciones realizadas con Estación Total difieren en longitud a las realizadas con GPS de doble frecuencia.

Esto es debido a que los sistemas escalados, como su nombre lo indica, han proyectado la superficie de la tierra a cierta escala para poder elaborar los planos (por ejemplo planos geodésicos) utilizados en Ingeniería Civil u otras disciplinas.

La siguiente figura ilustra la diferencia entre las distancia consideradas en la medición de la tierra.





La distancia AB corresponde a la distancia del terreno medida en campo, la distancia A'B' corresponde a la distancia geodésica, la cual depende del modelo adoptado para representar la superficie de la tierra y la distancia A''B'' corresponde a la distancia en cuadrícula (grid).

Con el objeto de comparar las mediciones realizadas en campo con las mediciones realizadas con GPS de doble frecuencia se deben reducir ya sea las coordenadas establecidas con GPS de doble frecuencia al sistema local o el sistema local de mediciones a coordenadas de cuadrícula (UTM NAD 27). El Consultor decidió reducir el sistema local a coordenadas UTM NAD 27, dado que este es el sistema establecido en los Términos de Referencia del Proyecto.

La Reducción se lleva a cabo en dos pasos:

1. Rotación de los Ejes de Coordenadas Locales.

Considerando que los puntos establecidos con GPS de doble frecuencia presentan como es de esperarse un error de cierre, es lógico que entre más larga es la distancia de los puntos que conforman la línea base menor será el error del azimut de salida del levantamiento. Es por eso que para uniformar el sistema local al sistema de cuadrícula se requiere rotar los ejes locales en la dirección de los ejes del sistema UTM NAD 27. Utilizando para ello la línea base de mayor longitud posible.

Como ha sido mencionado el Consultor estableció 6 puntos georeferenciados correspondientes a 3 líneas bases (2 puntos por línea) ubicadas una al inicio (línea No. 1), otra en medio (línea No. 2) y la última al final (línea No. 3) del Proyecto.

La línea base No. 1 se utilizó para iniciar los trabajos de levantamiento topográfico. La coordenada de salida del Proyecto fue el punto GPS – 1, el azimut de salida fue el formado por la línea base 1 (puntos GPS – 1 y GPS – 2). Las líneas base 2 y 3 fueron utilizadas para verificar la precisión del levantamiento tanto a mediado como al final del levantamiento.

La rotación de los ejes se realizó de la siguiente forma:

- Se trazó, en gabinete, la línea base 4 formada por los puntos GPS – 1 MTI y GPS – 5 MTI. Note que la longitud de línea base 4 es mayor a la longitud de la línea base 1 y por consiguiente el error de cierre de los puntos GPS se encuentra distribuido en una mayor longitud.
- Se trazó, en gabinete, la línea de levantamiento de campo compuesta por los puntos GPS – 1 y 205 (punto correspondiente al GPS – 5).
- Se calculó la diferencia angular entre estas dos líneas.
- Se trasladó el origen del sistema local al punto GPS – 1.



- Se rotó los ejes locales de tal forma que se redujera la diferencia angular a cero.

Formulas utilizadas:

$$x = u \cos t - v \sin t$$

$$y = u \sin t + v \cos t$$

Donde x,y corresponden al sistema UTM; u,v corresponden al sistema local y t es la diferencia angular formada por los ejes de los sistemas mencionados.

2. Escalamiento de las Distancias Medidas en Campo

Una vez rotados los ejes se procedió a escalar la distancia medida en campo utilizando la siguiente ecuación:

$$D_{utm} = D_{lev} \times FC$$

Donde:

D_{utm} = Distancia en Cuadrícula

D_{lev} = Distancia medida en campo

FC = Factor de escala conjunto

A partir de las distancias escaladas se procedió a generar las coordenadas finales de la poligonal base.

Determinación del Factor de Escala Conjunto:

El factor de escala a utilizar depende del sistema utilizado. En el caso del sistema UTM NAD 27 el factor de escala es función de la coordenada Este. Teóricamente para cada coordenada le corresponde un factor de escala, en la práctica se pondera el factor de escala para el conjunto de datos.

El Consultor decidió tomar como coordenada Este ponderada 604,835.689 que es la coordenada media entre los puntos GPS – 1 y GPS – 6, a la cual le corresponde el siguiente factor de escala: 0.999735986. Adjunto al informe se remite, en archivo electrónico, una hoja de cálculo en Excel para el cálculo del factor de escala a partir de la coordenada Este.

En el **Anexo 5**: Memoria de Cierre Levantamiento Topográfico, se presenta la reducción del sistema local del proyecto al sistema UTM NAD 27.

A continuación se muestra el cálculo del error de cierre horizontal utilizando los datos presentados en el **Anexo 5**.



Error de Cierre, Levantamiento Horizontal

Punto	Este	Norte	□X	□Y	Distancia
GPS - 6 MTI	597,641.761	1,268,340.213			
			- 0.836	-1.556	1.76666
206, Escalado	597,640.925	1,268,338.657			

$$\square = \frac{1.76666}{29,089.663} = 6.07316E-05$$

Precisión = 1 / 16466

Es importante mencionar que para calcular el error de cierre se utilizan los puntos GPS – 6 y 206, los cuales son homólogos. No es recomendable utilizar el mismo punto con el que se hizo la rotación (en este caso GPS – 5 y 205) debido a que esto podría dar resultados erróneos. Remarcamos que es importante rotar el sistema utilizando un punto y verificar la precisión utilizando otro punto diferente.

Adjunto al informe el Consultor presenta un archivo electrónico en AutoCAD Land Desktop donde se verificó el cierre de la Poligonal Base, utilizando este programa.

- Verificación del Control Vertical

El cálculo y revisión de los datos de la nivelación de Bm, se realizó directamente en campo, realizando el chequeo de las elevaciones establecidas con el Nivel Convencional y el Aparato Electrónico, cotejando las diferencias de elevaciones.

El error máximo permitido entre corridas de BM consecutivos fue de 4 mm, y en general los cierres de ida y regreso se cerraron con una precisión de 2 mm o menor.

En el **Anexo 6**: Corrida de BM, se presenta la memoria de cálculo de la corrida de BM del Proyecto. Con los datos presentados se calcula el error de cierre vertical:



Diferencia entre los Valores Acumulados de Ida y Regreso

Dif. Elev. = 0.090 metros = 90 mm

Error Máximo de Elevación Permisible

Longitud Poligonal Base = 29,097.35 m

Longitud Ida y Regreso = 58,194.69 m

K = 58.19 Km

$12mm\sqrt{K} = 91.543$ mm > 90 mm

C.2 Procesamiento y Dibujo de la Topografía

El Consultor procesó la información obtenida de las estaciones totales a través del Programa Autodesk Land Desktop 2004. La metodología utilizada fue la siguiente:

- Creación de los archivos de datos a ser introducidos al Programa.
- Los archivos DXF descargados de la estación total en conjunto con los datos introducidos al programa se utilizaron para el dibujo en planta de los detalles de la carretera. Esta actividad se facilitó utilizando el sistema de código presentado a continuación.
- Modelación del terreno y creación de curvas de nivel para estudiar las características topográficas del sitio.
- Se confeccionaron mapas topográficos de la carretera y de las obras de drenaje.
- Generación de perfiles y secciones transversales del camino y de los cruces de ríos.

En coordinación con el M.T.I se definió que el Datum Horizontal para elaborar los Planos Constructivos es el Datum NAD 27, se aclara que en la elaboración de los Planos las medidas realizadas en campo (medidas que no han sido afectadas por el factor de escala) se conservaron con el objeto de evitar confusiones en el momento de replantear las obras proyectadas. Es importante señalar que durante la construcción de las obras El Contratista y La Supervisión utilizarán equipos convencionales o estaciones totales para el replanteo, por consiguiente, es importante conservar las medidas obtenidas con estos equipos



ANEXO N° 2

Informe Final: Suelos

Estudios y Diseños, Ingenieros Consultores, EDICO



INTRODUCCIÓN

El presente Informe contiene los resultados de la Investigación Geotécnica efectuada con el propósito de determinar los parámetros de suelo necesarios para el dimensionamiento de las Fundaciones de Puente, de la Carretera Ochomogo-Las Salinas. Dichos puentes son los siguientes:

- ✓ Chasmol
- ✓ Nahualapa
- ✓ El Higueral

Estas investigaciones fueron solicitadas por **EDICO a INGENIERIA DE MATERIALES Y SUELOS**, quién procedió a efectuar los trabajos correspondientes a fin de obtener los parámetros de suelo a utilizar en el dimensionamiento de los Puentes proyectados.

TRABAJOS DE CAMPO

Con el propósito de conocer las condiciones y características del subsuelo en cada sitio donde se proyecta la construcción de Puentes se efectuaron Sondeos, siguiendo los procedimientos de perforación y muestreo de la ASTM D-1586 (Prueba Normal de Penetración), en los estratos de suelo y ASTM D-2113, en los estratos duros o rocosos. La profundidad de cada sondeo realizado se presenta a continuación:

Puente	Sondeo No.	Profundidad Total (m)
Chasmol	1	6.75
	2	8.10
Nahualapa	1	9.00
	2	6.10
	3	7.00
	4	7.50
El Higueral	1	8.55
	2	7.40
	3	7.65
	4	9.10

En cada Sondeo se tomaron muestras semi-alteradas de los estratos encontrados a las profundidades investigadas, las que fueron sometidas a ensayos de Laboratorio conforme a las Normas ASTM.



TRABAJOS DE LABORATORIO

Las muestras obtenidas de los Sondeos se sometieron a los ensayos siguientes:

Tipo de Ensaye	Norma ASTM
Análisis Granulométrico de los Suelos	D-422
Límite Líquido de los Suelos	D-423
Límite Plástico e Índice de Plasticidad de los Suelos	D-424
Humedad Natural	D-2166

Para el análisis granulométrico de las muestras, de los sondeos en los sitios de puente, se utilizaron los tamices No.10, 20, 30, 40, 50, 100, 140 y 200 a fin de determinar el diámetro medio de las partículas, parámetros físico necesario para la determinación de la socavación en el lecho del Cauce.

Con los resultados obtenidos las muestras, de los sitios de puente, se clasificaron según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.).

En el Anexo de este Informe se incluyen los Gráficos de Prospección de los Sondeos efectuados, así como los resultados de los Ensayes de Laboratorio realizados.

RESULTADOS OBTENIDOS

SITIOS DE PUENTES

PUENTE CHASMOL

El subsuelo en este sitio se caracteriza por una estratigrafía, conformada por:

Sondeo No.1

Grava Limosa Bien Graduada (GW-GM), de 0.00 a 1.80 m,
Arcilla de Baja Compresibilidad (CL), de 1.80 a 6.75 m.

Sondeo No.2

Arena Arcillosa (SC), de 0.00 a 1.35 m,
Grava Limosa Bien Graduada (GW-GM), de 1.35 a 2.25 m,
Arena Limosa Bien Graduada (SW-SM), de 2.25 a 3.15 m,
Grava Limosa Bien Graduada (GW-GM), de 3.15 a 4.95 m,
Arena Limosa (SM), de 4.95 a 6.30,
Arena Arcillosa (SC), de 6.30 a 8.10 m.



La Resistencia a la penetración, es variable en cada sitio de Sondeo pero en general las condiciones de cimentación son favorables a partir de 5.0 m, en el Sondeo No.1 y de 6.5 m, en el Sondeo No.2, referidos al nivel del terreno de los sitios de sondeo, pudiéndose cimentar a partir de dichas profundidades.

El nivel freático fue detectado a 0.60 y 1.10 m en los Sondeos No.1 y No.2, respectivamente, referidos al nivel de los sitios de sondeo.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En base a los resultados obtenidos de la Prueba Normal de Penetración (SPT) y los ensayos de Laboratorio se recomienda:

- a. Cimentar por contacto directo a través de cimentaciones superficiales a las profundidades y presiones admisibles que se indican a continuación:

Sitio de Puente	Sondeo No.	*Profundidad de Desplante (m)	Cota de Desplante (m)	Presión Admisible (kg/cm ²)
Río Chasmol	1	5.00	28.9	3.0
	2	6.50	29.0	2.5
Río Nahualapa	1	5.80	26.8	3.0
	2	3.00	24.0	3.0
	3	3.00	21.2	3.0
	4	4.00	24.0	3.0
Río El Higueral	1	6.50	16.5	2.5
	2	6.50	16.0	2.5
	3	6.50	16.2	2.5
	4	6.50	17.3	2.5

* Profundidad referida al nivel de los sitios de sondeo.

- b. Es entendido que la profundidad de desplante definitiva estará en dependencia del análisis de socavación general y local, ya que las profundidades anteriormente indicadas no contemplan dicho aspecto.
- c. Finalmente se recomienda que en base al análisis hidráulico de cada río se dote a los Puentes proyectados de las obras necesarias contra la erosión y/o socavación que podrían afectar su estabilidad.



INGENIERIA DE MATERIALES Y SUELOS

INFORME DE ENSAYES DE SUELOS

PROYECTO: Puente Río Chasmol (Ochomogo – Salinas de Nahualapa)

ENSAYE	2667-06	2668-06			
MUESTRA	1	2			
ESTACION	20+420				
DESVIACIÓN	2.50 Der.				
PROFUNDIDAD (m)	0.00-1.80	1.80-6.75			
SONDEO No.1	1	1			

GRANULOMETRIA

% QUE PASA TAMIZ 3/8 "	68				
No.4	24	100			
No.10	18	98			
No.20	15	93			
No.30	14	90			
No.40	12	88			
No.50	11	86			
No.100	8	86			
No.140	7	78			
No. 200	6	74			
Relación de Finos: (b)/(a)	0.50	0.84			

LIMITES DE ATTERBERG

Límite Líquido	24	37			
Índice de Plasticidad	6	20			

CLASIFICACION

Clasificación H.R.B.					
Clasificación de Casagrande	GW-GM	CL			

ENSAYES ADICIONALES

Díámetro Medio (mm)	1.9458	2.1332			

OBSERVACIONES: Nivel Freático = 0.60 m.



PROYECTO: Puente Río Chasmol (Ochomogo – Salinas de Nagualapa)

ENSAYE	2669-06	2670-06	2671-06	2672-06	2673-06
MUESTRA	1	2	3	4	5
ESTACION	20+438				
DESVIACIÓN	2.50 m.lzq.				
PROFUNDIDAD (m)	0.00-1.35	1.35-2.25	2.25-3.15	3.15-4.95	4.95-6.30
SONDEO No.1	2	2	2	2	2

GRANULOMETRIA

% QUE PASA TAMIZ 3/8 "	97	47	70	65	80
No.4	83	28	61	49	70
No.10	79	23	57	42	68
No.20	74	17	52	34	65
No.30	71	15	46	30	62
No.40	66	13	35	23	56
No.50	58	11	25	18	46
No.100	51	8	14	10	26
No.140	49	7	11	9	22
No. 200	48	6	6	7	16
Relación de Finos: (b)/(a)	0.73	0.46	0.17	0.30	0.29

LIMITES DE ATTERBERG

Límite Líquido	30	29	-	-	-
Índice de Plasticidad	11	13	NP	NP	NP

CLASIFICACION

Clasificación H.R.B.					
Clasificación de Casagrande	SC	GW-GM	SW-SM	GW-GM	SM

ENSAYES ADICIONALES

Diámetro Medio (mm)	1.8589	1.0329	1.4781	1.2709	1.5792

OBSERVACIONES: Nivel Freático = 1.10 m.



PROYECTO: Puente Río Chasmol (Ochomogo – Salinas de Nagualapa)

ENSAYE	2674-06				
MUESTRA	6				
ESTACION	20+438				
DESVIACIÓN	2.50 lzq.				
PROFUNDIDAD (m)	6.30-8.10				
SONDEO No.1	2				

GRANULOMETRIA

% QUE PASA TAMIZ 3/8 “					
No.4	100				
No.10	98				
No.20	96				
No.30	94				
No.40	89				
No.50	83				
No.100	62				
No.140	58				
No. 200	48				
Relación de Finos: (b)/(a)	0.54				

LIMITES DE ATTERBERG

Límite Líquido	25				
Índice de Plasticidad	8				

CLASIFICACION

Clasificación H.R.B.					
Clasificación de Casagrande	SC				

ENSAYES ADICIONALES

Diámetro Medio (mm)	2.1638				

OBSERVACIONES:



PROYECTO: Puente Río Chasmol (Ochomogo – Salinas de Nagualapa)

SONDEO No.	PROFUNDIDAD (m)	PESO HUMEDO γ_m (kg/m³)	HUMEDAD NATURAL (%)	PESO VOL. SECO γ_D (kg/m³)
1	0.90	-	7.0	-
1	2.70	-	30.0	-
1	4.50	-	27.9	-
1	6.30	-	27.6	-
2	0.90	-	18.1	-
2	1.35	-	13.0	-
2	2.70	-	27.4	-
2	4.50	-	9.5	-
2	7.20	1185	28.9	919



ANEXO N° 3

Cálculo de Curva IDF



**INSTITUTO NICARAGUENSE DE ESTUDIOS TERRITORIALES
INETER**

INTENSIDADES MAXIMAS ANUALES DE PRECIPITACION (mm).

ESTACION : Rivas

CODIGO : 069070

Periodo
:1970=2006 1970-2006

LATITUD: 11° 26' 06"
N
LONGITUD: 85° 50'
00"W
ELEVACIÓN:
70msnm
TIPO: HMP

AÑOS	5	10	15	30	60	120	360	720
1970				82.8	51.4	25.7	28	15
1971				53.0	40.2	34.5	29.2	16.4
1972				39.4	30.0	20.9	19.5	12.5
1973				57.6	38.4	24.0	18.3	11.5
1974				48.2	39.2	23.8	17.0	11.9
1975	117.6	111.6	111.6	36.8	27.9	13.7	10.7	7.4
1976	135.6	98.4	74.4	58.4	38.8	32.3	12.4	
1977	134.0	105.0	88.0	59.4	45.2	24.9	12.6	
1978	114.0	105.0	78.0	78.2	43.6	23.1	9.4	7.0
1979	216.0	171.6	134.0	80.8	72.5	43.3	19.2	9.9
1980	102.0	67.8	62.8	59.8	40.9	26.1	13.8	7.6
1981	120.0	108.0	108.0	70.4	60.6	15.9		
1982	238.8	155.4	153.2	103.0	56.8	40.9	15.1	
1983	124.8	93.6	83.2	62.3	37.5	19.9	5.7	
1984	141.6	105.6	94.4	70.6	54.1	44.4	16.7	9.4
1985	96.0	90.0	88.0	60.2	40.5	22.6		
1986	117.6	105.0	98.0	70.4	42.9	28.9	13.0	
1987	120.0	88.8	79.6	78.6	45.2	33.3	4.8	
1988	120.0	92.4	88.8	64.6	34.0	22.2	8.4	2.8
1989	122.4	102.6	89.6	73.4	39.5	10.7		
1990	112.8	103.8	73.2	44.0	22.9	5.4		
1991	216.0	138.0	106.0	81.4	76.5	44.5	3.9	
1992	122.4	120.0	112.0	70.0	49.0	25.7	10.4	
1993	199.2	99.0	84.0	66.4	59.0	36.9	13.3	



Estudio Hidrotécnico y Rediseño Estructural del Puente Chasmol

1994	170.4	78.0	62.0	56.0	38.9	25.8	3.9	
1995	189.6	123.6	117.6	99.0	99.0	39.2	4.7	
1996	117.6	117.6	99.2	53.2	38.8	24.1	6.4	
1997	122.4	122.4	122.4	102.0	72.7	37.9	16.6	
1998	116.4	114.0	88.0	74.2	66.4	45.0	9.7	
1999	118.8	112.8	82.4	77.4	45.7	29.7	8.8	2.6
2000	146.4	120.4	114.0	63.4	41.9	22.1	14.8	12.2
2001	159.6	111.6	111.6	90.8	64.2	34.5	9.8	
2002	117.6	85.8	78.4	66.0	64.8	41.6	17.9	
2003	117.6	115.2	115.2	91.8	58.8	44.6	2.2	
2004	118.8	93.0	87.2	67.0	52.0	40.2	21.2	13.3
2005	96.0	96.0	92.0	72.4	53.5	30.5	9.3	
2006	108.0	100.8	96.8	58.0	35.4	27.4	-	



Cálculo del periodo de retorno y la probabilidad de ocurrencia para las intensidades de precipitación									
m	Duración de lluvia en minutos						Tr	P(X>Xm)	P(X<=Xm)
	5	10	15	30	60	120			
1	238.8	171.6	153.2	103.0	99.0	45.0	33.00	0.0303	0.9697
2	216.0	155.4	134.0	102.0	76.5	44.6	16.50	0.0606	0.9394
3	216.0	138.0	122.4	99.0	72.7	44.5	11.00	0.0909	0.9091
4	199.2	123.6	117.6	91.8	72.5	44.4	8.25	0.1212	0.8788
5	189.6	122.4	115.2	90.8	66.4	43.3	6.60	0.1515	0.8485
6	170.4	120.4	114.0	81.4	64.8	41.6	5.50	0.1818	0.8182
7	159.6	120.0	112.0	80.8	64.2	40.9	4.71	0.2121	0.7879
8	146.4	117.6	111.6	78.6	60.6	40.2	4.13	0.2424	0.7576
9	141.6	115.2	111.6	78.2	59.0	39.2	3.67	0.2727	0.7273
10	135.6	114.0	108.0	77.4	58.8	37.9	3.30	0.3030	0.6970
11	134.0	112.8	106.0	74.2	56.8	36.9	3.00	0.3333	0.6667
12	124.8	111.6	99.2	73.4	54.1	34.5	2.75	0.3636	0.6364
13	122.4	111.6	98.0	72.4	53.5	33.3	2.54	0.3939	0.6061
14	122.4	108.0	96.8	70.6	52.0	32.3	2.36	0.4242	0.5758
15	122.4	105.6	94.4	70.4	49.0	30.5	2.20	0.4545	0.5455
16	120.0	105.0	92.0	70.4	45.7	29.7	2.06	0.4848	0.5152
17	120.0	105.0	89.6	70.0	45.2	28.9	1.94	0.5152	0.4848
18	120.0	105.0	88.8	67.0	45.2	27.4	1.83	0.5455	0.4545
19	118.8	103.8	88.0	66.4	43.6	26.1	1.74	0.5758	0.4242
20	118.8	102.6	88.0	66.0	42.9	25.8	1.65	0.6061	0.3939
21	117.6	100.8	88.0	64.6	41.9	25.7	1.57	0.6364	0.3636
22	117.6	99.0	87.2	63.4	40.9	24.9	1.50	0.6667	0.3333
23	117.6	98.4	84.0	62.3	40.5	24.1	1.43	0.6970	0.3030
24	117.6	96.0	83.2	60.2	39.5	23.1	1.38	0.7273	0.2727
25	117.6	93.6	82.4	59.8	38.9	22.6	1.32	0.7576	0.2424
26	116.4	93.0	79.6	59.4	38.8	22.2	1.27	0.7879	0.2121
27	114.0	92.4	78.4	58.4	38.8	22.1	1.22	0.8182	0.1818
28	112.8	90.0	78.0	58.0	37.5	19.9	1.18	0.8485	0.1515
29	108.0	88.8	74.4	56.0	35.4	15.9	1.14	0.8788	0.1212
30	102.0	85.8	73.2	53.2	34.0	13.7	1.10	0.9091	0.0909
31	96.0	78.0	62.8	44.0	27.9	10.7	1.06	0.9394	0.0606
32	96.0	67.8	62.0	36.8	22.9	5.4	1.03	0.9697	0.0303
Total	4370.0	3452.8	3073.6	2259.9	1619.5	957.3			



Duración en minutos						
	5	10	15	30	60	120
Y	136.6	107.9	96.1	70.6	50.6	29.9
Sy	36.978	20.474	20.156	15.393	15.944	10.643
Alfa	0.0346	0.0626	0.0636	0.0832	0.0803	0.1204
Beta	119.701	98.564	86.859	63.603	43.339	25.063



Cálculo del delta crítico para duración de 5 minutos			
Intensidad	Dist. Empírica	Dist. Teórica	Desviaciones
mm/h	Pe(I<=Im)	Pt(I<=Im)	$\Delta_{\text{máx.}}$
238.8	0.9697	0.9838	0.0141
216.0	0.9394	0.9647	0.0253
216.0	0.9091	0.9647	0.0556
199.2	0.8788	0.9377	0.0589
189.6	0.8485	0.9142	0.0657
170.4	0.8182	0.8401	0.0219
159.6	0.7879	0.7763	-0.0116
146.4	0.7576	0.6705	-0.0871
141.6	0.7273	0.6238	-0.1035
135.6	0.6970	0.5594	-0.1376
134.0	0.6667	0.5412	-0.1255
124.8	0.6364	0.4300	-0.2064
122.4	0.6061	0.3997	-0.2064
122.4	0.5758	0.3997	-0.1761
122.4	0.5455	0.3997	-0.1458
120.0	0.5152	0.3692	-0.1460
120.0	0.4848	0.3692	-0.1157
120.0	0.4545	0.3692	-0.0854
118.8	0.4242	0.3539	-0.0704
118.8	0.3939	0.3539	-0.0401
117.6	0.3636	0.3386	-0.0250
117.6	0.3333	0.3386	0.0053
117.6	0.3030	0.3386	0.0356
117.6	0.2727	0.3386	0.0659
117.6	0.2424	0.3386	0.0962
116.4	0.2121	0.3234	0.1113
114.0	0.1818	0.2933	0.1115
112.8	0.1515	0.2785	0.1269
108.0	0.1212	0.2210	0.0998
102.0	0.0909	0.1560	0.0651
96.0	0.0606	0.1016	0.0410
96.0	0.0303	0.1016	0.0713

$\Delta_{\text{máx.}}$
0.1269



Cálculo del delta crítico para duración de 10 minutos			
Intensidad mm/h	Dist. Empírica Pe(I<=Im)	Dist. Teórica Pt(I<=Im)	Desviaciones $\Delta_{\text{máx.}}$
171.6	0.9697	0.9896	0.0199
155.4	0.9394	0.9717	0.0323
138.0	0.9091	0.9183	0.0092
123.6	0.8788	0.8105	-0.0683
122.4	0.8485	0.7974	-0.0511
120.4	0.8182	0.7736	-0.0445
120.0	0.7879	0.7686	-0.0193
117.6	0.7576	0.7365	-0.0211
115.2	0.7273	0.7009	-0.0264
114.0	0.6970	0.6817	-0.0152
112.8	0.6667	0.6616	-0.0050
111.6	0.6364	0.6407	0.0043
111.6	0.6061	0.6407	0.0346
108.0	0.5758	0.5725	-0.0033
105.6	0.5455	0.5230	-0.0225
105.0	0.5152	0.5102	-0.0050
105.0	0.4848	0.5102	0.0253
105.0	0.4545	0.5102	0.0556
103.8	0.4242	0.4841	0.0598
102.6	0.3939	0.4574	0.0635
100.8	0.3636	0.4167	0.0531
99.0	0.3333	0.3754	0.0420
98.4	0.3030	0.3616	0.0585
96.0	0.2727	0.3066	0.0339
93.6	0.2424	0.2531	0.0107
93.0	0.2121	0.2402	0.0280
92.4	0.1818	0.2274	0.0456
90.0	0.1515	0.1789	0.0273
88.8	0.1212	0.1564	0.0352
85.8	0.0909	0.1066	0.0157
78.0	0.0606	0.0260	-0.0346
67.8	0.0303	0.0010	-0.0293

$\Delta_{\text{máx.}}$
0.0635



Cálculo del delta crítico para duración de 15 minutos			
Intensidad	Dist. Empírica	Dist. Teórica	Desviaciones
mm/h	Pe(I<=Im)	Pt(I<=Im)	$\Delta_{\text{máx.}}$
153.2	0.9697	0.9853	0.0156
134.0	0.9394	0.9510	0.0116
122.4	0.9091	0.9003	-0.0088
117.6	0.8788	0.8672	-0.0116
115.2	0.8485	0.8470	-0.0015
114.0	0.8182	0.8359	0.0178
112.0	0.7879	0.8159	0.0280
111.6	0.7576	0.8116	0.0540
111.6	0.7273	0.8116	0.0843
108.0	0.6970	0.7692	0.0722
106.0	0.6667	0.7423	0.0756
99.2	0.6364	0.6317	-0.0047
98.0	0.6061	0.6091	0.0030
96.8	0.5758	0.5856	0.0099
94.4	0.5455	0.5362	-0.0093
92.0	0.5152	0.4838	-0.0314
89.6	0.4848	0.4292	-0.0557
88.8	0.4545	0.4107	-0.0439
88.0	0.4242	0.3920	-0.0322
88.0	0.3939	0.3920	-0.0019
88.0	0.3636	0.3920	0.0284
87.2	0.3333	0.3733	0.0400
84.0	0.3030	0.2989	-0.0042
83.2	0.2727	0.2806	0.0079
82.4	0.2424	0.2626	0.0202
79.6	0.2121	0.2024	-0.0098
78.4	0.1818	0.1783	-0.0035
78.0	0.1515	0.1705	0.0190
74.4	0.1212	0.1082	-0.0130
73.2	0.0909	0.0907	-0.0002
62.8	0.0606	0.0096	-0.0511
62.0	0.0303	0.0075	-0.0228

$\Delta_{\text{máx.}}$
0.0843



Cálculo del delta crítico para duración de 30 minutos			
Intensidad	Dist. Empírica	Dist. Teórica	Desviaciones
mm/h	$P_e(I \leq I_m)$	$P_t(I \leq I_m)$	$\Delta_{m\acute{a}x.}$
103.0	0.9697	0.9627	-0.0070
102.0	0.9394	0.9596	0.0202
99.0	0.9091	0.9484	0.0393
91.8	0.8788	0.9081	0.0293
90.8	0.8485	0.9005	0.0520
81.4	0.8182	0.7953	-0.0229
80.8	0.7879	0.7860	-0.0019
78.6	0.7576	0.7489	-0.0087
78.2	0.7273	0.7416	0.0143
77.4	0.6970	0.7265	0.0295
74.2	0.6667	0.6591	-0.0076
73.4	0.6364	0.6404	0.0040
72.4	0.6061	0.6161	0.0101
70.6	0.5758	0.5697	-0.0060
70.4	0.5455	0.5644	0.0189
70.4	0.5152	0.5644	0.0492
70.0	0.4848	0.5536	0.0687
67.0	0.4545	0.4681	0.0136
66.4	0.4242	0.4503	0.0260
66.0	0.3939	0.4383	0.0444
64.6	0.3636	0.3958	0.0322
63.4	0.3333	0.3591	0.0258
62.3	0.3030	0.3256	0.0225
60.2	0.2727	0.2628	-0.0100
59.8	0.2424	0.2512	0.0087
59.4	0.2121	0.2397	0.0276
58.4	0.1818	0.2117	0.0299
58.0	0.1515	0.2009	0.0494
56.0	0.1212	0.1503	0.0290
53.2	0.0909	0.0914	0.0005
44.0	0.0606	0.0058	-0.0548
36.8	0.0303	0.0001	-0.0302

$\Delta_{m\acute{a}x.}$
0.0687



Cálculo del delta crítico para duración de 60 minutos			
Intensidad	Dist. Empírica	Dist. Teórica	Desviaciones
mm/h	$P_e(I \leq I_m)$	$P_t(I \leq I_m)$	$\Delta_{m\acute{a}x.}$
99.0	0.9697	0.9885	0.0188
76.5	0.9394	0.9322	-0.0072
72.7	0.9091	0.9091	0.0000
72.5	0.8788	0.9077	0.0289
66.4	0.8485	0.8538	0.0053
64.8	0.8182	0.8355	0.0173
64.2	0.7879	0.8281	0.0403
60.6	0.7576	0.7774	0.0198
59.0	0.7273	0.7510	0.0238
58.8	0.6970	0.7476	0.0506
56.8	0.6667	0.7106	0.0439
54.1	0.6364	0.6542	0.0178
53.5	0.6061	0.6406	0.0346
52.0	0.5758	0.6051	0.0294
49.0	0.5455	0.5278	-0.0177
45.7	0.5152	0.4347	-0.0804
45.2	0.4848	0.4201	-0.0647
45.2	0.4545	0.4201	-0.0344
43.6	0.4242	0.3731	-0.0512
42.9	0.3939	0.3524	-0.0416
41.9	0.3636	0.3229	-0.0407
40.9	0.3333	0.2938	-0.0395
40.5	0.3030	0.2823	-0.0207
39.5	0.2727	0.2540	-0.0187
38.9	0.2424	0.2374	-0.0051
38.8	0.2121	0.2346	0.0225
38.8	0.1818	0.2346	0.0528
37.5	0.1515	0.2000	0.0485
35.4	0.1212	0.1488	0.0276
34.0	0.0909	0.1187	0.0278
27.9	0.0606	0.0308	-0.0298
22.9	0.0303	0.0055	-0.0248

$\Delta_{m\acute{a}x.}$
0.0528



Cálculo del delta crítico para duración de 120 minuto			
Intensidad	Dist. Empírica	Dist. Teórica	Desviaciones
mm/h	Pe(I<=Im)	Pt(I<=Im)	$\Delta_{\text{máx.}}$
45.0	0.9697	0.9127	-0.0570
44.6	0.9394	0.9086	-0.0308
44.5	0.9091	0.9076	-0.0015
44.4	0.8788	0.9065	0.0277
43.3	0.8485	0.8940	0.0455
41.6	0.8182	0.8715	0.0534
40.9	0.7879	0.8611	0.0732
40.2	0.7576	0.8498	0.0922
39.2	0.7273	0.8323	0.1050
37.9	0.6970	0.8068	0.1098
36.9	0.6667	0.7850	0.1183
34.5	0.6364	0.7238	0.0874
33.3	0.6061	0.6883	0.0823
32.3	0.5758	0.6562	0.0804
30.5	0.5455	0.5926	0.0472
29.7	0.5152	0.5621	0.0469
28.9	0.4848	0.5303	0.0454
27.4	0.4545	0.4677	0.0131
26.1	0.4242	0.4112	-0.0131
25.8	0.3939	0.3980	0.0040
25.7	0.3636	0.3935	0.0299
24.9	0.3333	0.3581	0.0248
24.1	0.3030	0.3228	0.0198
23.1	0.2727	0.2793	0.0066
22.6	0.2424	0.2581	0.0157
22.2	0.2121	0.2414	0.0293
22.1	0.1818	0.2373	0.0555
19.9	0.1515	0.1534	0.0019
15.9	0.1212	0.0481	-0.0731
13.7	0.0909	0.0192	-0.0718
10.7	0.0606	0.0034	-0.0572
5.4	0.0303	0.0000	-0.0303

$\Delta_{\text{máx.}}$
0.1183



Resumen de resultados de las diferentes duraciones

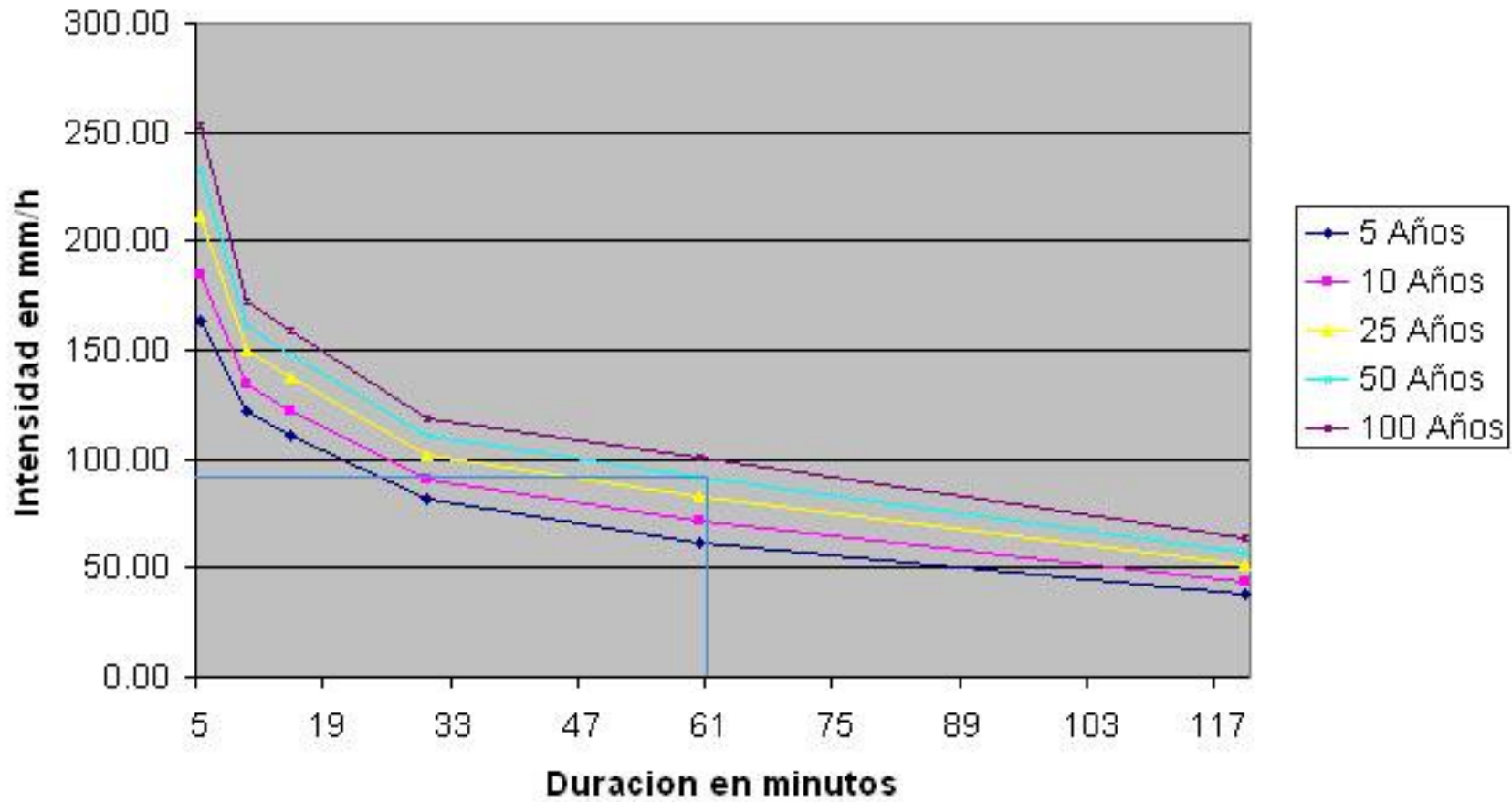
Duración minutos	Delta máx.	Delta Crit. Para N=32 y Alfa=0.05	Observaciones
5	0.1269	0.236	Se acepta el ajuste
10	0.0635	0.236	Se acepta el ajuste
15	0.0843	0.236	Se acepta el ajuste
30	0.0687	0.236	Se acepta el ajuste
60	0.0528	0.236	Se acepta el ajuste
120	0.1183	0.236	Se acepta el ajuste

Intensidad de lluvia para diferentes periodos de retorno

PR	Duración minutos					
Años	5	10	15	30	60	120
5	163.00	122.54	110.46	81.63	62.01	37.52
10	184.66	134.53	122.27	90.64	71.35	43.76
25	212.03	149.69	137.19	102.04	83.15	51.64
50	232.34	160.93	148.25	110.49	91.91	57.48
100	252.49	172.09	159.24	118.88	100.60	63.28



Curva IDF Ajustada de la estación Rivas





ANEXO N° 4

Estudio Hidrológico



CÁLCULO DE CAUDALES DE LAS SUBCUENCAS POR EL MÉTODO RACIONAL

Tiempo de Retorno, TR	=	50 años
Tramos del tránsito	=	1-3, 1-2, 3-5, 4-5, 5-7, 6-7, 7-8
Punto de cierre	=	8

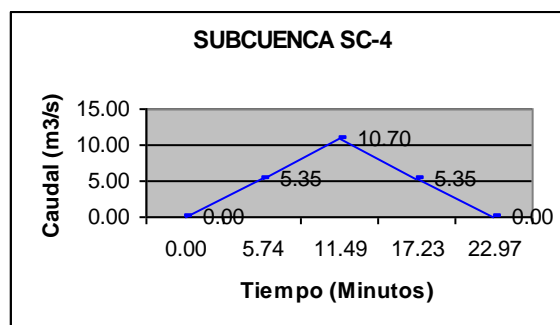
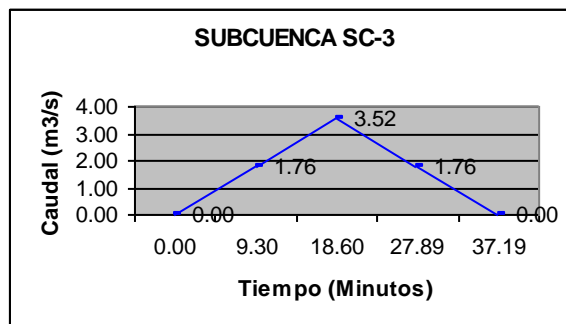
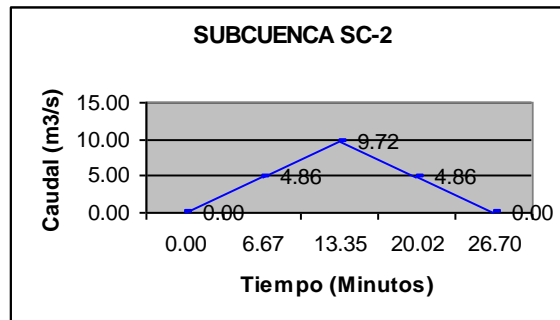
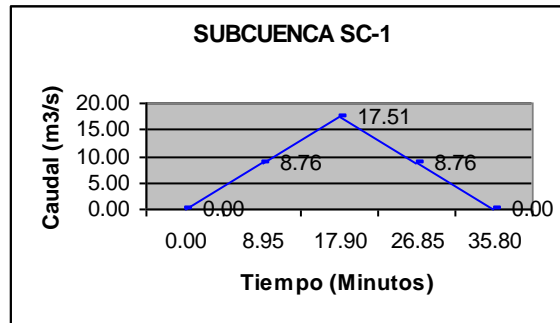
CÁLCULO DE CAUDALES DE LAS SUB-CUENCAS POR EL MÉTODO RACIONAL

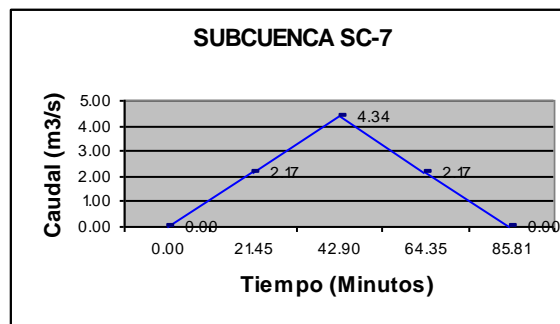
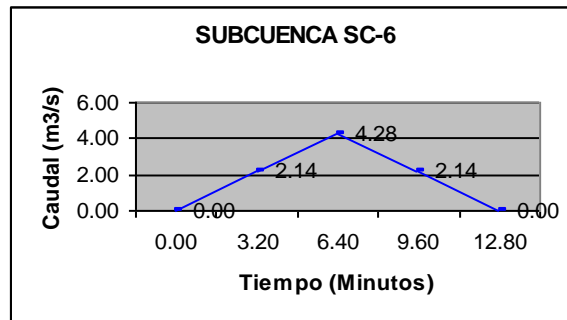
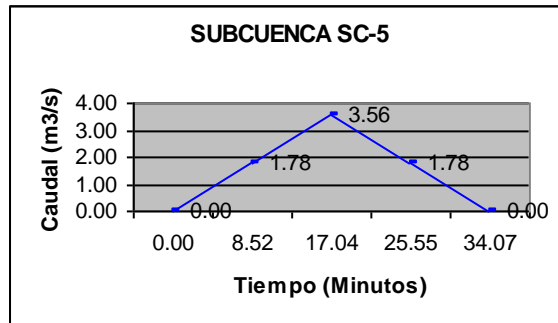
SUB CUENCA	ÁREA	LONG	Hmax	Hmin	Sc		tc	I	Coeficiente de escorrentía				Caudal
	km2	m	m	m	m/m	%	min	mm/hora	Us	Ts	Pt	C	m3/s
1	2	3	4	5	6	7	7	8	9	10	11	12	13
SC-1	4.44	3450	275.00	120.00	0.0449	4.5%	17.90	142.00	0.04	1.25	2.00	0.100	17.51
SC-2	3.05	1950	180.00	120.00	0.0308	3.1%	13.35	153.00	0.04	1.25	1.50	0.075	9.72
SC-3	1.81	2270	120.00	80.00	0.0176	1.8%	18.60	140.00	0.04	1.25	1.00	0.050	3.52
SC-4	3.27	2030	180.00	80.00	0.0493	4.9%	11.49	157.00	0.04	1.25	1.50	0.075	10.70
SC-5	1.78	1670	80.00	60.00	0.0120	1.2%	17.04	144.00	0.04	1.25	1.00	0.050	3.56
SC-6	0.81	1300	180.00	60.00	0.0923	9.2%	6.40	190.00	0.04	1.25	2.00	0.100	4.28
SC-7	2.95	4300	60.00	29.00	0.0072	0.7%	42.90	106.00	0.04	1.25	1.00	0.050	4.34
SUMA	18.11												



HIDROGRAMA TRIANGULAR SINTÉTICO

Hidrograma SC-1		Hidrograma SC-2		Hidrograma SC-3		Hidrograma SC-4		Hidrograma SC-5		Hidrograma SC-6		Hidrograma SC-7	
t/2=	8.95	t/2=	6.67	t/2=	9.30	t/2=	5.74	t/2=	8.52	t/2=	3.20	t/2=	21.45
t(min)	Q(m3/s)	t(min)	Q(m3/s)	t(min)	Q(m3/s)	t(min)	Q(m3/s)	t(min)	Q(m3/s)	t(min)	Q(m3/s)	t(min)	Q(m3/s)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8.95	8.76	6.67	4.86	9.30	1.76	5.74	5.35	8.52	1.78	3.20	2.14	21.45	2.17
17.90	17.51	13.35	9.72	18.60	3.52	11.49	10.70	17.04	3.56	6.40	4.28	42.90	4.34
26.85	8.76	20.02	4.86	27.89	1.76	17.23	5.35	25.55	1.78	9.60	2.14	64.35	2.17







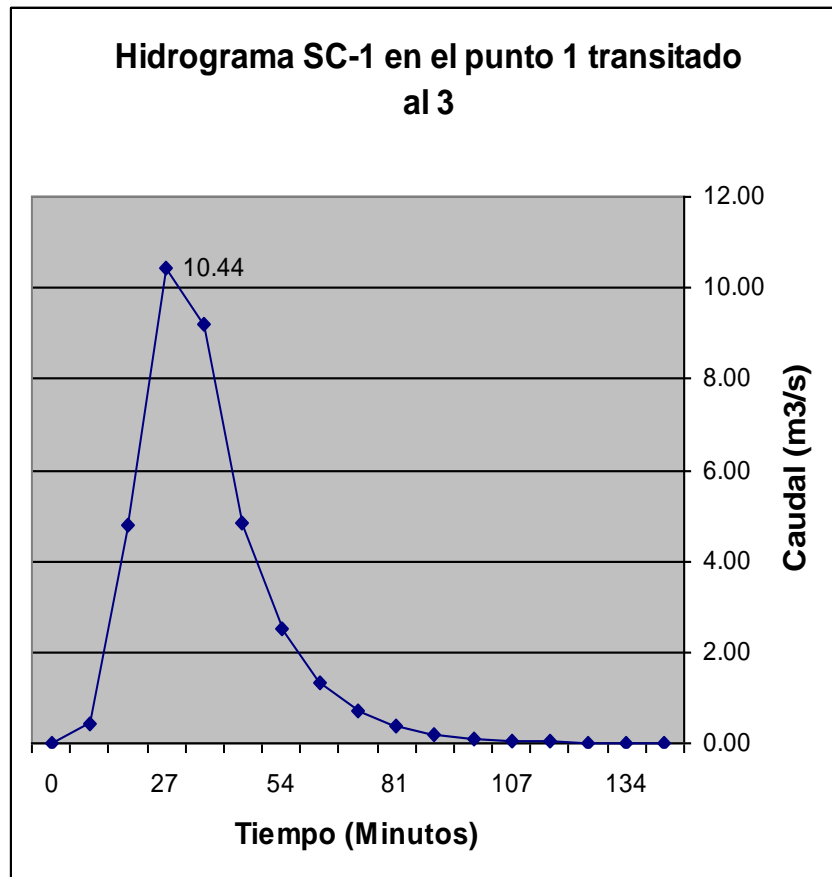
CAÁLCULO DE LOS PARÁMETROS DEL TRÁNSITO

SUB CUENCA	Vcuenca	Vtránsito	L traánsito	K	t	X	C0	C1	C2	SUMA
	m/min	m/min	m	min	min					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Parámetro de tránsito del punto de control 1 al punto de control 3										
SC-1	192.71	192.71	3450.00	17.90	8.95	0.20	0.0476	0.4286	0.5238	1.0000
Parámetro de tránsito del punto de control 2 al punto de control 3										
SC-2	146.09	146.09	1950.00	13.35	6.67	0.20	0.0476	0.4286	0.5238	1.0000
Parámetro de tránsito del punto de control 3 al punto de control 5										
Vt(1-3)	192.71									
VT(2-3)	146.09									
SC-3	122.07	153.62	2270.00	14.78	9.30	0.20	0.1028	0.4617	0.4355	1.0000
Parámetro de tránsito del punto de control 4 al punto de control 5										
SC-4	176.74	176.74	2030.00	11.49	5.74	0.20	0.0476	0.4286	0.5238	1.0000
Parámetro de tránsito del punto de control 5 al punto de control 7										
Vt(3-5)	153.62									
Vt(4-5)	176.74									
SC-5	98.03	142.798	1670.00	11.69	8.52	0.20	0.1410	0.4846	0.3744	1.0000
Parámetro de tránsito del punto de control 6 al punto de control 7										
SC-6	203.15	203.15	1300	6.40	3.20	0.20	0.0476	0.4286	0.5238	1.0000
Parámetro de tránsito del punto de control 7 al punto de control 8										
Vt(5-7)	142.80									
VT(6-7)	203.15									
SC-7	100.226	148.7247	4300.00	28.91	21.45	0.20	0.1460	0.4876	0.3664	1.0000



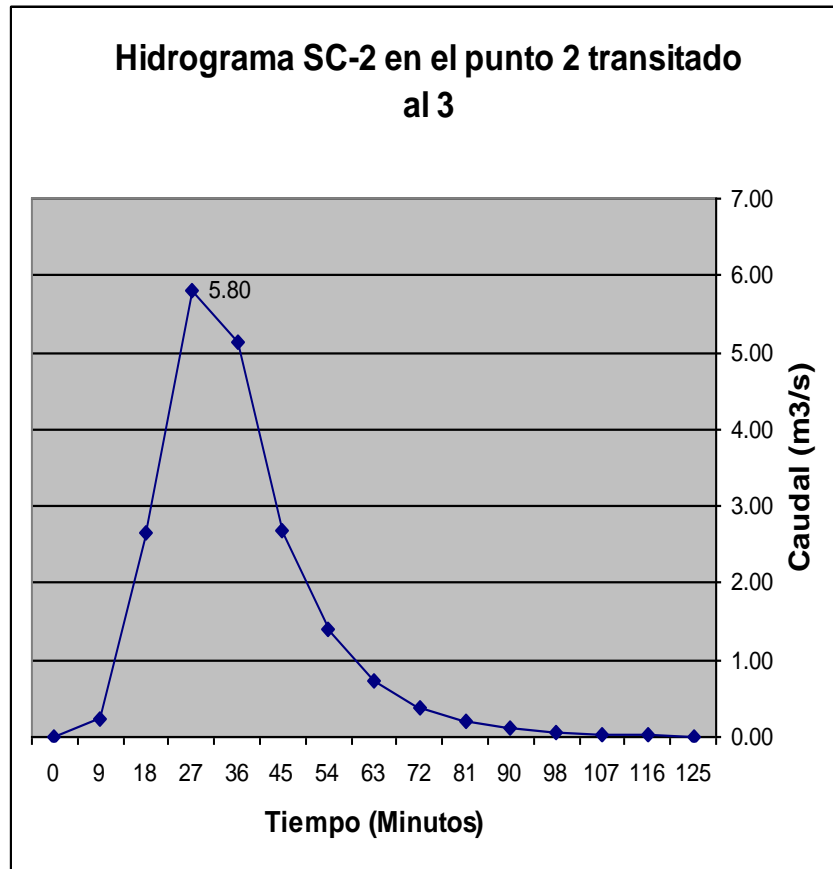
CÁLCULO DEL CAUDAL EN EL PUNTO DE CONTROL 3

Hidrograma SC-1 en el punto 1 transitado al 3							
K=	17.90		t=	8.95			
C0=	0.0476	C1=	0.4286	C2=	0.5238		
t				antes del tránsito		momento del tránsito	
min	C0*I2	C1*I1	C2*O1	I1	O1	I2	O2
1	2	3	4	5	6	7	8
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8.95	0.42	0.00	0.00	0.00	0.00	8.76	0.42
17.90	0.83	3.75	0.22	8.76	0.42	17.51	4.81
26.85	0.42	7.51	2.52	17.51	4.81	8.76	10.44
35.80	0.00	3.75	5.47	8.76	10.44	0.00	9.22
44.76	0.00	0.00	4.83	0.00	9.22	0.00	4.83
53.71	0.00	0.00	2.53	0.00	4.83	0.00	2.53
62.66	0.00	0.00	1.33	0.00	2.53	0.00	1.33
71.61	0.00	0.00	0.69	0.00	1.33	0.00	0.69
80.56	0.00	0.00	0.36	0.00	0.69	0.00	0.36
89.51	0.00	0.00	0.19	0.00	0.36	0.00	0.19
98.46	0.00	0.00	0.10	0.00	0.19	0.00	0.10
107.41	0.00	0.00	0.05	0.00	0.10	0.00	0.05
116.37	0.00	0.00	0.03	0.00	0.05	0.00	0.03
125.32	0.00	0.00	0.01	0.00	0.03	0.00	0.01
134.27	0.00	0.00	0.01	0.00	0.01	0.00	0.01
143.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00



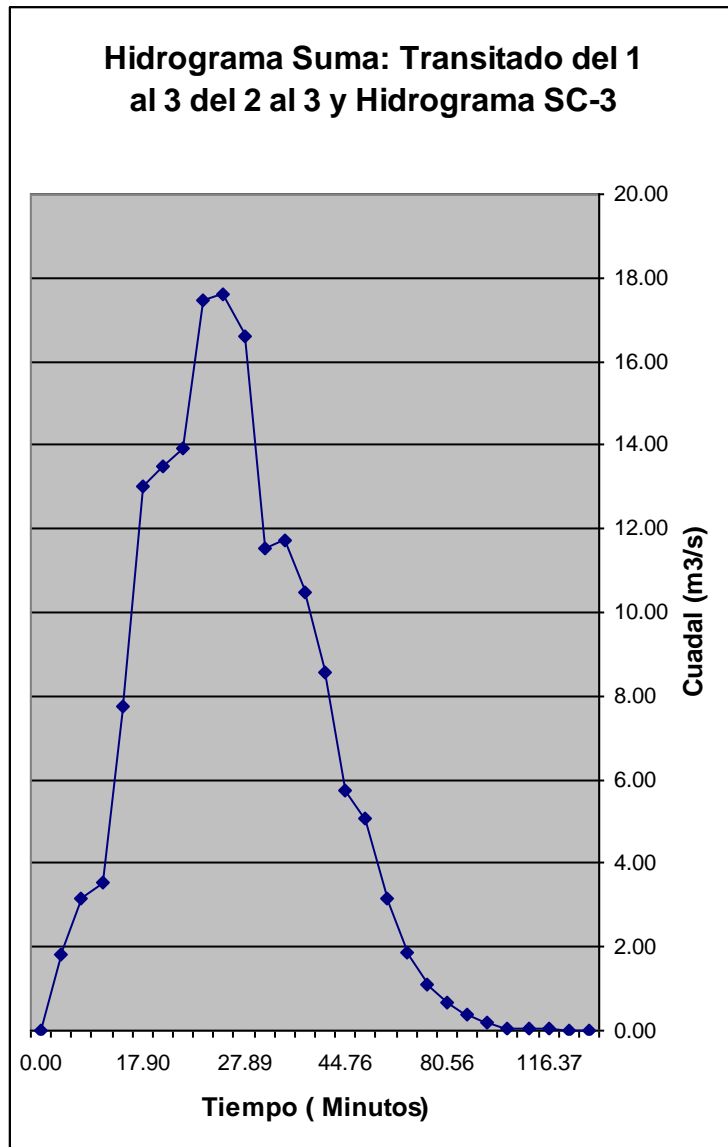


Hidrograma SC-2 en el punto 2 transitado al 3							
K=	13.35		t=	6.67			
C0=	0.0476	C1=	0.4286	C2=	0.5238		
t				antes del tránsito		momento del tránsito	
min	C0*I2	C1*I1	C2*O1	I1	O1	I2	O2
1	2	3	4	5	6	7	8
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6.67	0.23	0.00	0.00	0.00	0.00	4.86	0.23
13.35	0.46	2.08	0.12	4.86	0.23	9.72	2.67
20.02	0.23	4.17	1.40	9.72	2.67	4.86	5.80
26.70	0.00	2.08	3.04	4.86	5.80	0.00	5.12
33.37	0.00	0.00	2.68	0.00	5.12	0.00	2.68
40.04	0.00	0.00	1.40	0.00	2.68	0.00	1.40
46.72	0.00	0.00	0.74	0.00	1.40	0.00	0.74
53.39	0.00	0.00	0.39	0.00	0.74	0.00	0.39
60.06	0.00	0.00	0.20	0.00	0.39	0.00	0.20
66.74	0.00	0.00	0.11	0.00	0.20	0.00	0.11
73.41	0.00	0.00	0.06	0.00	0.11	0.00	0.06
80.09	0.00	0.00	0.03	0.00	0.06	0.00	0.03
86.76	0.00	0.00	0.02	0.00	0.03	0.00	0.02
95.71	0.00	0.00	0.01	0.00	0.02	0.00	0.01
104.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00





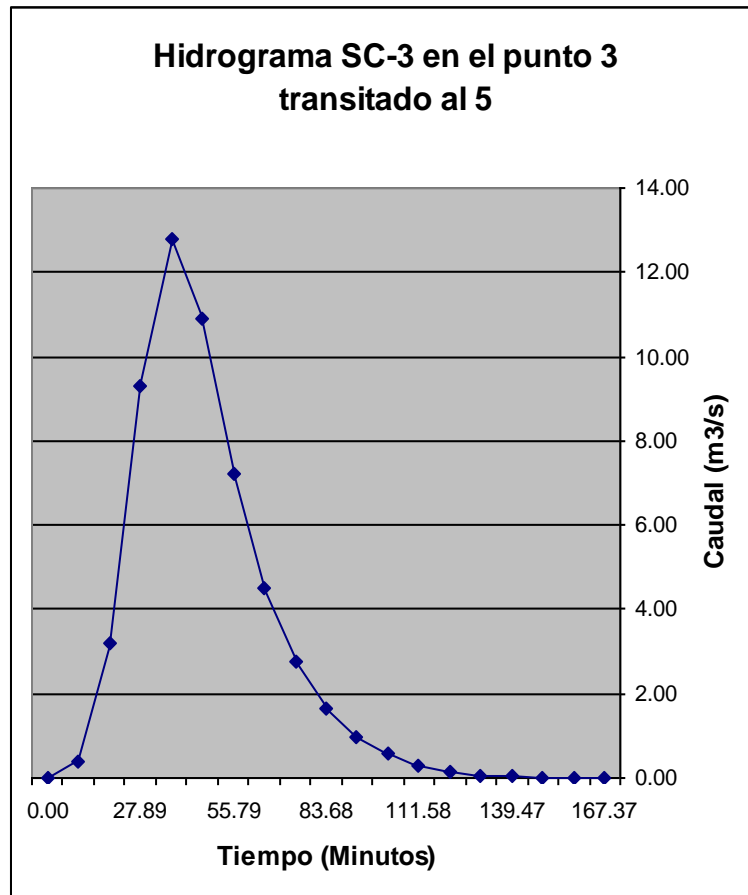
Hidrograma Suma: Transitado del 1al 3 del 2 al 3 y				
Hidrograma SC-3				
t	Transitado del 1 al 3	Transitado del 2 al 3	SC-3	Suma
min	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s
1	2	3	4	5
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6.67	0.31	0.23	1.26	1.80
8.95	0.42	1.06	1.69	3.17
9.30	0.59	1.19	1.76	3.54
13.35	2.57	2.67	2.53	7.77
17.90	4.81	4.80	3.39	12.99
18.60	4.83	5.13	3.52	13.48
20.02	4.88	5.80	3.25	13.93
26.70	5.12	10.34	1.99	17.44
26.85	5.19	10.44	1.96	17.58
27.89	5.66	9.20	1.76	16.62
33.37	8.13	2.68	0.72	11.53
35.80	9.22	2.22	0.26	11.70
37.19	8.54	1.95	0.00	10.49
40.04	7.14	1.40		8.55
44.76	4.83	0.93		5.76
46.72	4.33	0.74		5.06
53.71	2.53	0.65		3.18
62.66	1.33	0.53		1.86
71.61	0.69	0.42		1.11
80.56	0.36	0.31		0.67
89.51	0.19	0.19		0.38
98.46	0.10	0.08		0.18
104.66	0.07	0.00		0.07
107.41	0.05			0.05
116.37	0.03			0.03
125.32	0.01			0.01
134.27	0.01			0.01
143.22	0.00			0.00





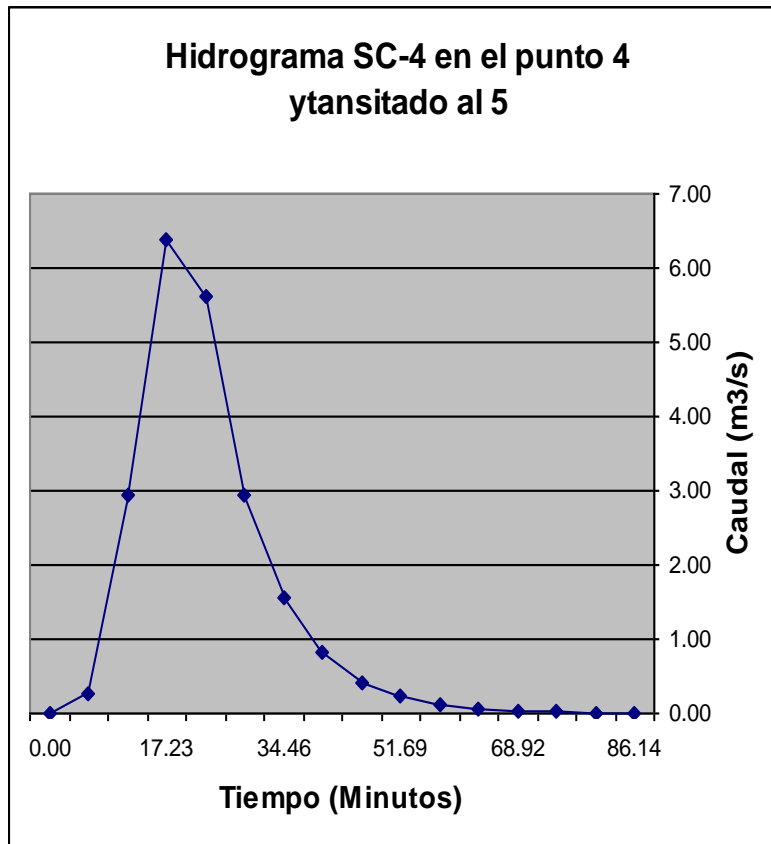
CÁLCULO DEL CAUDAL EN EL PUNTO DE CONTROL 5

Hidrograma SC-3 en el punto 3 transitado al 5							
K=	14.78		t=	9.30			
C0=	0.1028	C1=	0.4617	C2=	0.4355		
t				antes del tránsito		momento del tránsito	
min	C0*I2	C1*I1	C2*O1	I1	O1	I2	O2
1	2	3	4	5	6	7	8
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9.30	0.36	0.00	0.00	0.00	0.00	3.54	0.36
18.60	1.39	1.63	0.16	3.54	0.36	13.48	3.18
27.89	1.71	6.22	1.38	13.48	3.18	16.62	9.32
37.19	1.08	7.67	4.06	16.62	9.32	10.49	12.81
46.49	0.49	4.84	5.58	10.49	12.81	4.74	10.91
55.79	0.27	2.19	4.75	4.74	10.91	2.62	7.21
65.09	0.15	1.21	3.14	2.62	7.21	1.50	4.50
74.38	0.09	0.69	1.96	1.50	4.50	0.88	2.74
83.68	0.05	0.41	1.19	0.88	2.74	0.51	1.66
92.98	0.03	0.24	0.72	0.51	1.66	0.27	0.99
102.28	0.01	0.13	0.43	0.27	0.99	0.09	0.56
111.58	0.00	0.04	0.25	0.09	0.56	0.03	0.29
120.88	0.00	0.01	0.13	0.03	0.29	0.01	0.14
130.17	0.00	0.01	0.06	0.01	0.14	0.01	0.07
139.47	0.00	0.00	0.03	0.01	0.07	0.00	0.03
148.77	0.00	0.00	0.01	0.00	0.03	0.00	0.02
158.07	0.00	0.00	0.01	0.00	0.02	0.00	0.01
167.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00





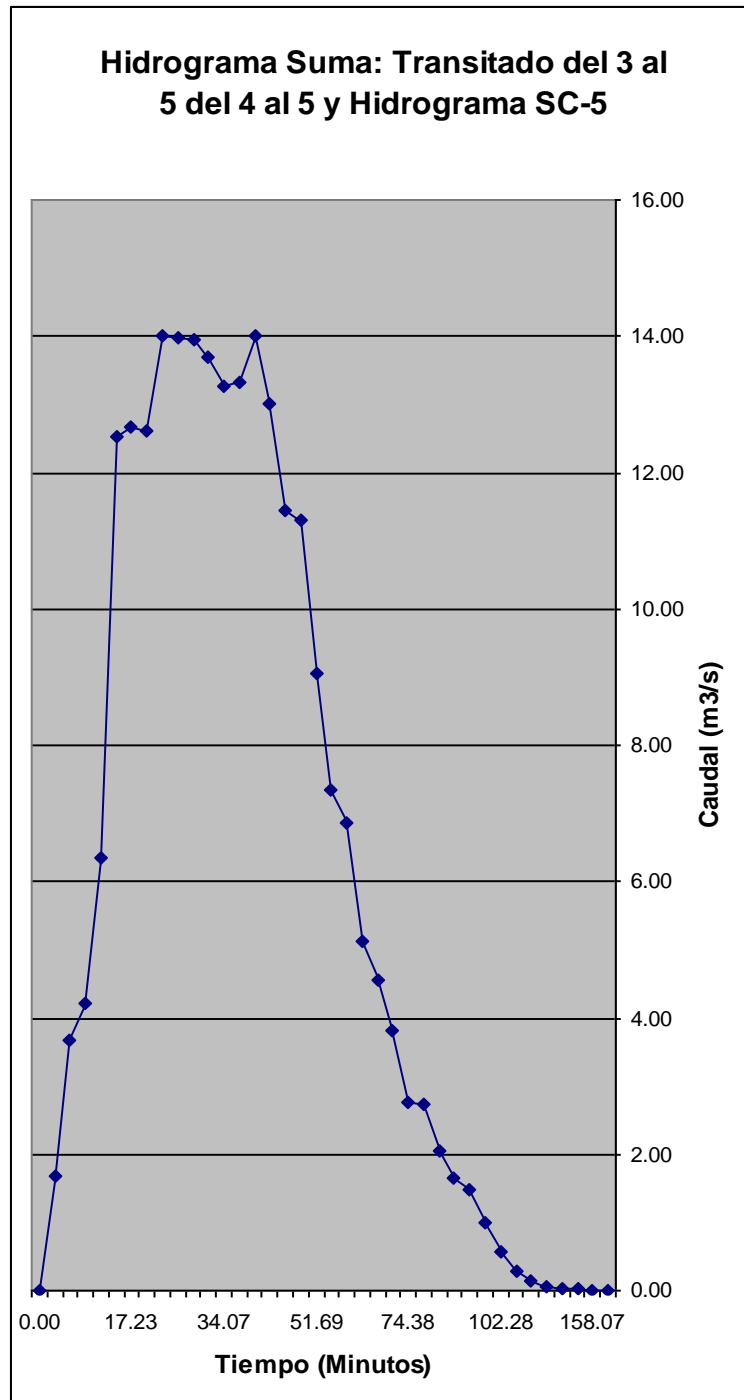
Hidrograma SC-4 en el punto 4 transitado al 5							
K=	11.49		t=	5.74			
C0=	0.0476	C1=	0.4286	C2=	0.5238		
t				antes del tránsito		momento del tránsito	
min	C0*12	C1*11	C2*01	I1	O1	I2	O2
1	2	3	4	5	6	7	8
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5.74	0.25	0.00	0.00	0.00	0.00	5.35	0.25
11.49	0.51	2.29	0.13	5.35	0.25	10.70	2.93
17.23	0.25	4.58	1.54	10.70	2.93	5.35	6.38
22.97	0.00	2.29	3.34	5.35	6.38	0.00	5.63
28.71	0.00	0.00	2.95	0.00	5.63	0.00	2.95
34.46	0.00	0.00	1.55	0.00	2.95	0.00	1.55
40.20	0.00	0.00	0.81	0.00	1.55	0.00	0.81
45.94	0.00	0.00	0.42	0.00	0.81	0.00	0.42
51.69	0.00	0.00	0.22	0.00	0.42	0.00	0.22
57.43	0.00	0.00	0.12	0.00	0.22	0.00	0.12
63.17	0.00	0.00	0.06	0.00	0.12	0.00	0.06
68.92	0.00	0.00	0.03	0.00	0.06	0.00	0.03
74.66	0.00	0.00	0.02	0.00	0.03	0.00	0.02
80.40	0.00	0.00	0.01	0.00	0.02	0.00	0.01
86.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00



Hidrograma Suma: Transitado del 3 al 5 del 4 al 5 y



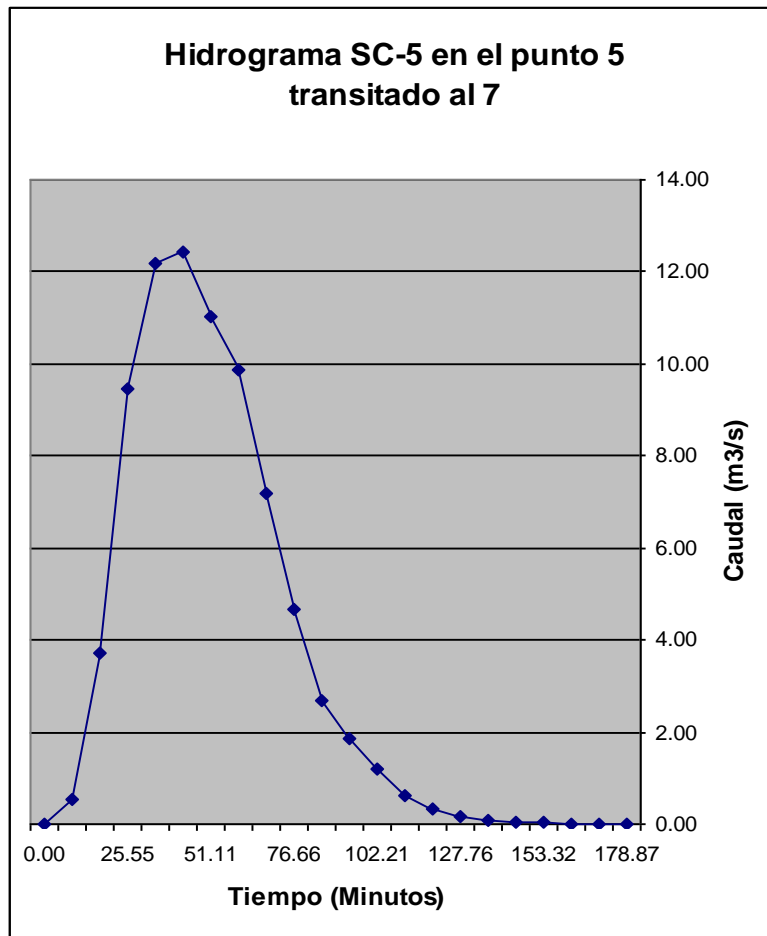
Hidrograma SC-5				
t	Transitado del 3 al 5	Transitado del 4 al 5	SC- 5	Suma
min	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s
1	2	3	4	5
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5.74	0.22	0.25	1.20	1.68
8.52	0.33	1.55	1.78	3.66
9.30	0.36	1.91	1.94	4.22
11.49	1.03	2.93	2.40	6.36
17.04	2.71	6.26	3.56	12.53
17.23	2.76	6.38	3.52	12.66
18.60	3.18	6.20	3.23	12.61
22.97	6.07	5.63	2.32	14.02
25.55	7.77	4.43	1.78	13.98
27.89	9.32	3.33	1.29	13.94
28.71	9.62	2.95	1.12	13.69
34.07	11.64	1.64	0.00	13.28
34.46	11.78	1.55		13.33
37.19	12.81	1.20		14.00
40.20	12.19	0.81		13.00
45.94	11.02	0.42		11.45
46.49	10.91	0.40		11.31
51.69	8.84	0.22		9.06
55.79	7.21	0.15		7.36
57.43	6.73	0.12		6.85
63.17	5.06	0.06		5.12
65.09	4.50	0.05		4.55
68.92	3.78	0.03		3.81
74.38	2.74	0.02		2.76
74.66	2.71	0.02		2.73
80.40	2.04	0.01		2.05
83.68	1.66	0.01		1.66
86.14	1.48	0.00		1.48
92.98	0.99			0.99
102.28	0.56			0.56
111.58	0.29			0.29
120.88	0.14			0.14
130.17	0.07			0.07
139.47	0.03			0.03
148.77	0.02			0.02
158.07	0.01			0.01
167.37	0.00			0.00



CÁLCULO DEL CAUDAL EN EL PUNTO DE CONTROL 7

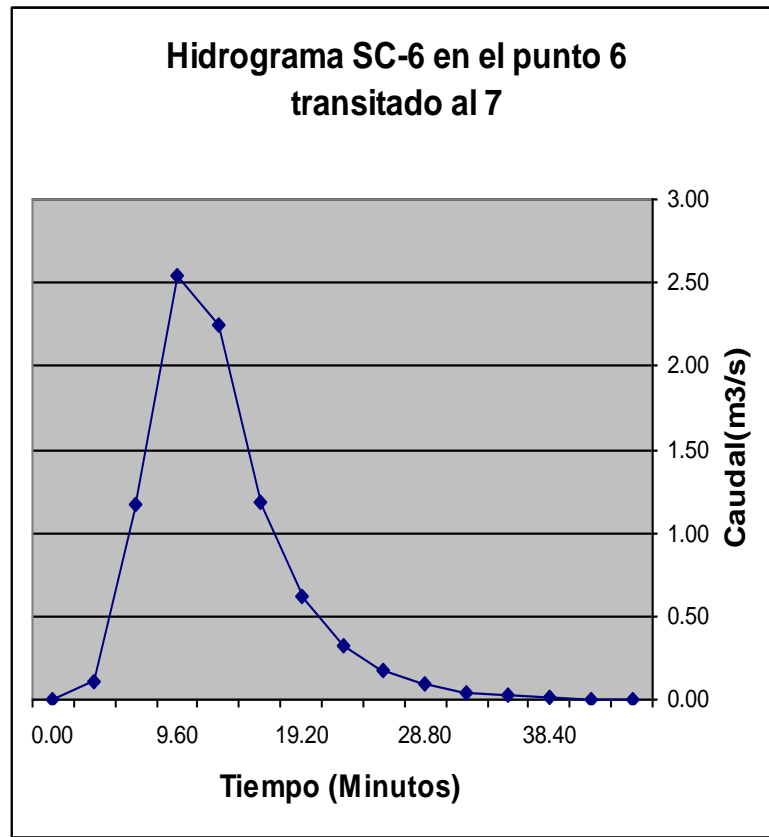


Hidrograma SC-5 en el punto 5 transitado al 7							
K=	11.69		t=	8.52			
C0=	0.141	C1=	0.4846		0.3744		
t				antes del tránsito		momento del tránsito	
min	C0*I2	C1*I1	C2*O1	I1	O1	I2	O2
1	2	3	4	5	6	7	8
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8.52	0.52	0.00	0.00	0.00	0.00	3.66	0.52
17.04	1.77	1.78	0.19	3.66	0.52	12.53	3.74
25.55	1.97	6.07	1.40	12.53	3.74	13.98	9.44
34.07	1.87	6.77	3.53	13.98	9.44	13.28	12.18
42.59	1.44	6.43	4.56	13.28	12.18	10.21	12.43
51.11	1.42	4.95	4.66	10.21	12.43	10.04	11.02
59.62	0.87	4.87	4.13	10.04	11.02	6.17	9.86
68.14	0.51	2.99	3.69	6.17	9.86	3.65	7.20
76.66	0.21	1.77	2.69	3.65	7.20	1.49	4.67
85.18	0.21	0.72	1.75	1.49	4.67	1.48	2.68
93.69	0.13	0.72	1.00	1.48	2.68	0.93	1.85
102.21	0.04	0.45	0.69	0.93	1.85	0.32	1.19
110.73	0.03	0.15	0.45	0.32	1.19	0.18	0.62
119.25	0.01	0.09	0.23	0.18	0.62	0.07	0.33
127.76	0.00	0.03	0.12	0.07	0.33	0.03	0.16
136.28	0.00	0.02	0.06	0.03	0.16	0.02	0.08
144.80	0.00	0.01	0.03	0.02	0.08	0.01	0.04
153.32	0.00	0.01	0.02	0.01	0.04	0.01	0.02
161.83	0.00	0.00	0.01	0.01	0.02	0.00	0.01
170.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.01
178.87	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00





Hidrograma SC-6 en el punto 6 transitado al 7							
K=	6.40		t=	3.20			
C0=	0.0476	C1=	0.4286	C2=	0.5238		
t				antes del tránsito		momento del tránsito	
min	C0*I2	C1*I1	C2*O1	I1	O1	I2	O2
	1	2	3	4	5	6	7
	2	3	4	5	6	7	8
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.20	0.10	0.00	0.00	0.00	0.00	2.14	0.10
6.40	0.20	0.92	0.05	2.14	0.10	4.28	1.17
9.60	0.10	1.83	0.61	4.28	1.17	2.14	2.55
12.80	0.00	0.92	1.33	2.14	2.55	0.00	2.25
16.00	0.00	0.00	1.18	0.00	2.25	0.00	1.18
19.20	0.00	0.00	0.62	0.00	1.18	0.00	0.62
22.40	0.00	0.00	0.32	0.00	0.62	0.00	0.32
25.60	0.00	0.00	0.17	0.00	0.32	0.00	0.17
28.80	0.00	0.00	0.09	0.00	0.17	0.00	0.09
32.00	0.00	0.00	0.05	0.00	0.09	0.00	0.05
35.20	0.00	0.00	0.02	0.00	0.05	0.00	0.02
38.40	0.00	0.00	0.01	0.00	0.02	0.00	0.01
41.59	0.00	0.00	0.01	0.00	0.01	0.00	0.01
44.79	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00

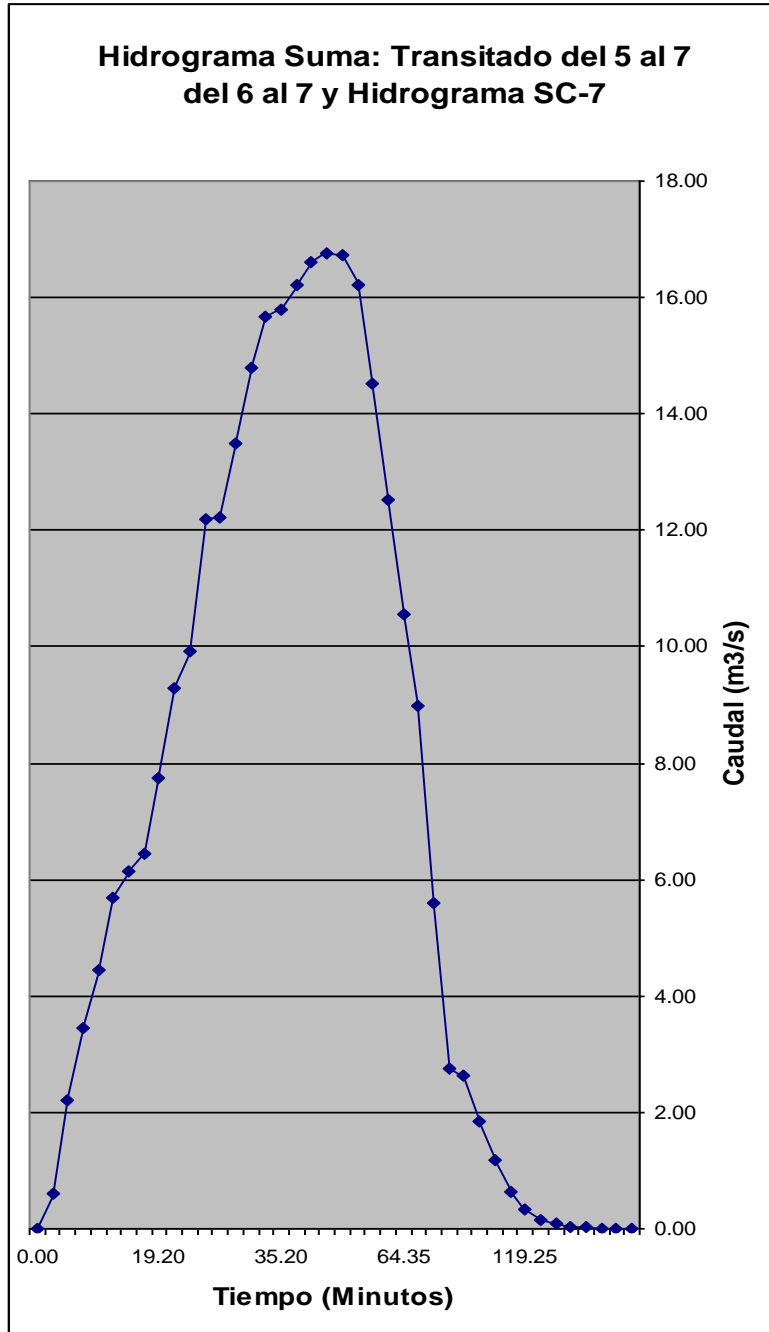




Hidrograma Suma: Transitado del 5 al 7 del 6 al 7 y				
Hidrograma SC-7				
t	Transitado del 5 al 7	Transitado del 6 al 7	SC-7	Suma
min	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s
1	2	3	4	5
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.20	0.19	0.10	0.32	0.62
6.40	0.39	1.17	0.65	2.21
8.52	0.52	2.08	0.86	3.46
9.60	0.92	2.55	0.97	4.45
12.80	2.13	2.25	1.30	5.68
16.00	3.34	1.18	1.62	6.14
17.04	3.74	1.00	1.73	6.46
19.20	5.18	0.62	1.94	7.75
21.45	6.69	0.41	2.17	9.28
22.40	7.33	0.32	2.27	9.92
25.55	9.44	0.17	2.59	12.20
25.60	9.46	0.17	2.59	12.22
28.80	10.49	0.09	2.92	13.49
32.00	11.52	0.05	3.24	14.80
34.07	12.18	0.03	3.45	15.66
35.20	12.21	0.02	3.56	15.80
38.40	12.31	0.01	3.89	16.21
41.59	12.40	0.01	4.21	16.62
42.59	12.43	0.01	4.31	16.75
42.90	12.38	0.01	4.34	16.73
44.79	12.07	0.00	4.15	16.22
51.11	11.02		3.51	14.53
59.62	9.86		2.65	12.51
64.35	8.38		2.17	10.55
68.14	7.20		1.79	8.98
76.66	4.67		0.93	5.60
85.18	2.68		0.06	2.74
85.81	2.62		0.00	2.62
93.69	1.85			1.85
102.21	1.19			1.19
110.73	0.62			0.62
119.25	0.33			0.33
127.76	0.16			0.16
136.28	0.08			0.08
144.80	0.04			0.04
153.32	0.02			0.02



161.83	0.01			0.01
170.35	0.01			0.01
178.87	0.00			0.00



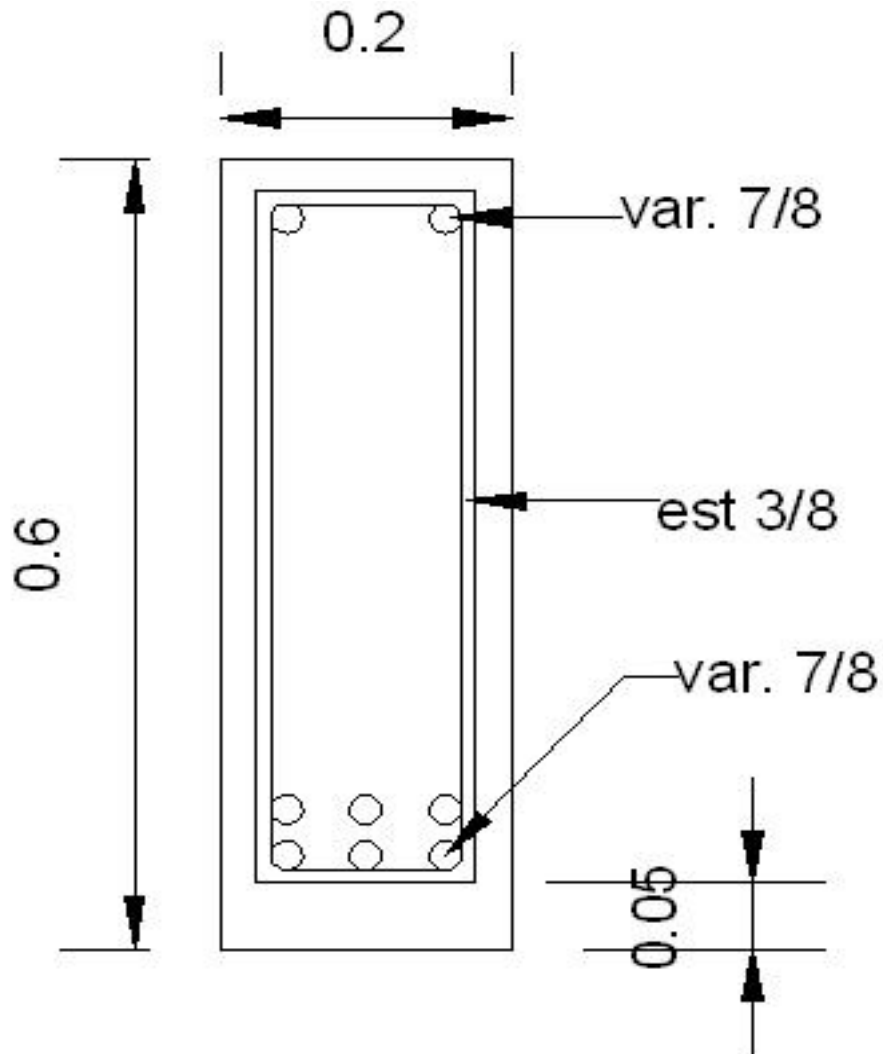


ANEXO N° 5

Detalle Estructural



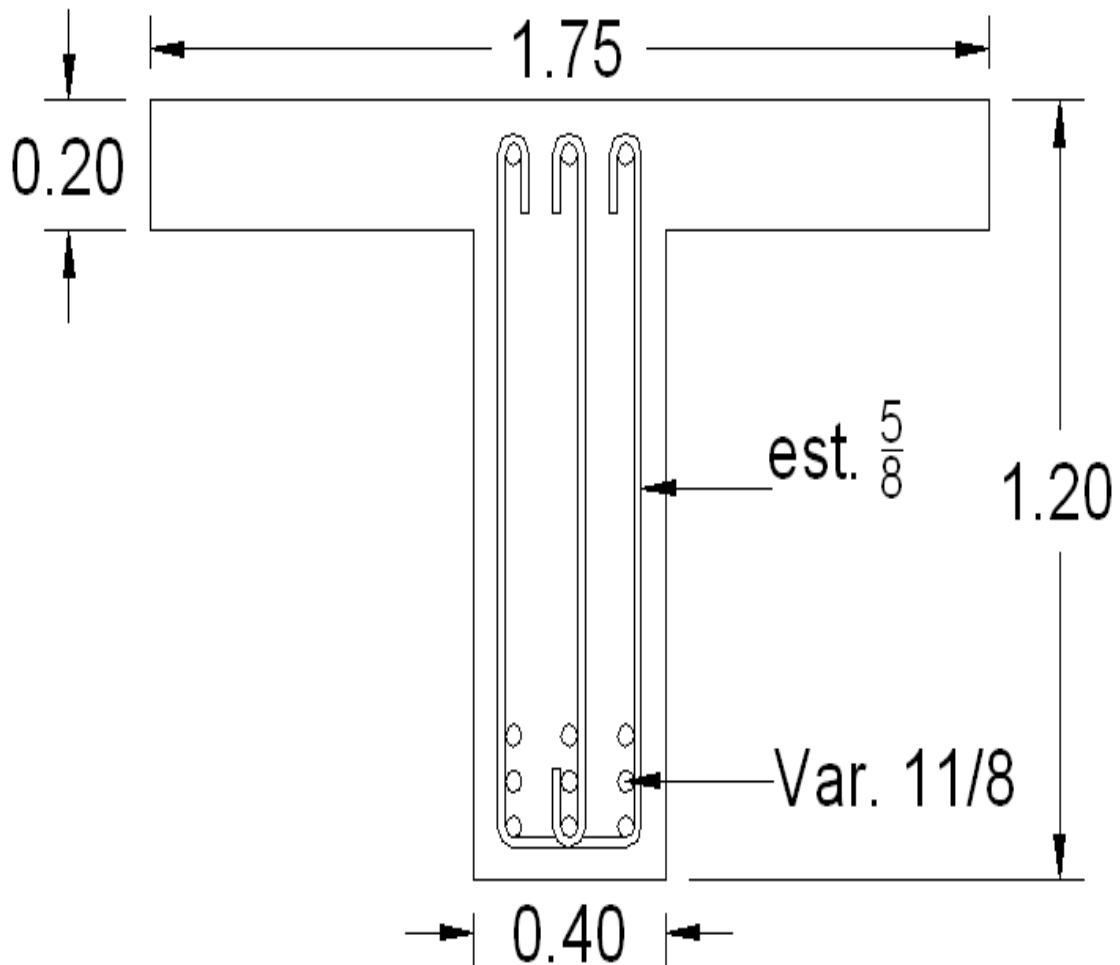
Detalle del Diafragma (Sin escala)



Separación de Estribos 3/8 @ 16 cm, 8 Var. 7/8



Detalle de Viga Interior (Sin escala)

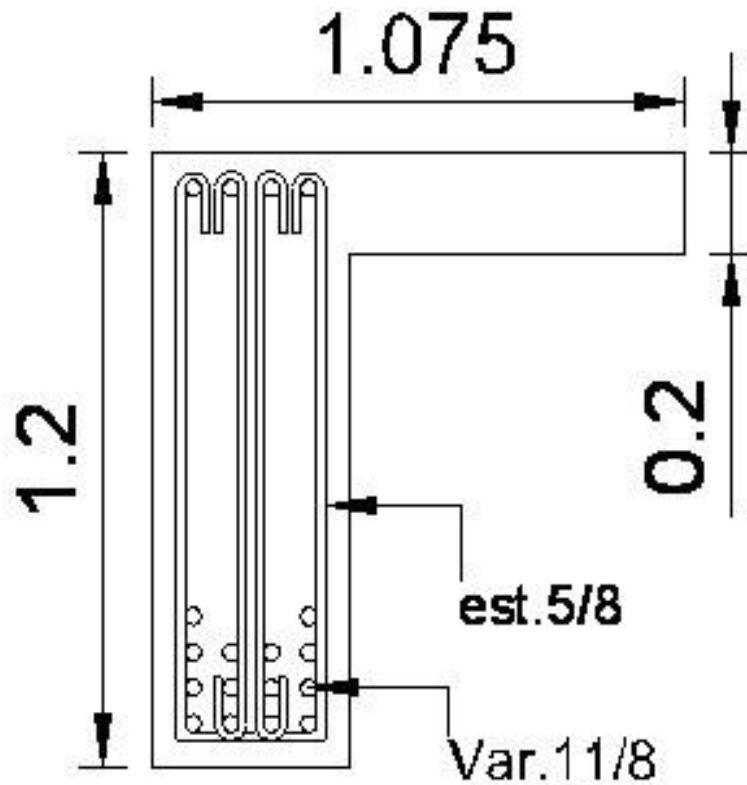


Con 12 Var. 11/8

**Separación de Estribos los primeros 5m @ 35cm el
resto van @ 50cm**



Detalle de Viga Exterior (Sin escala)

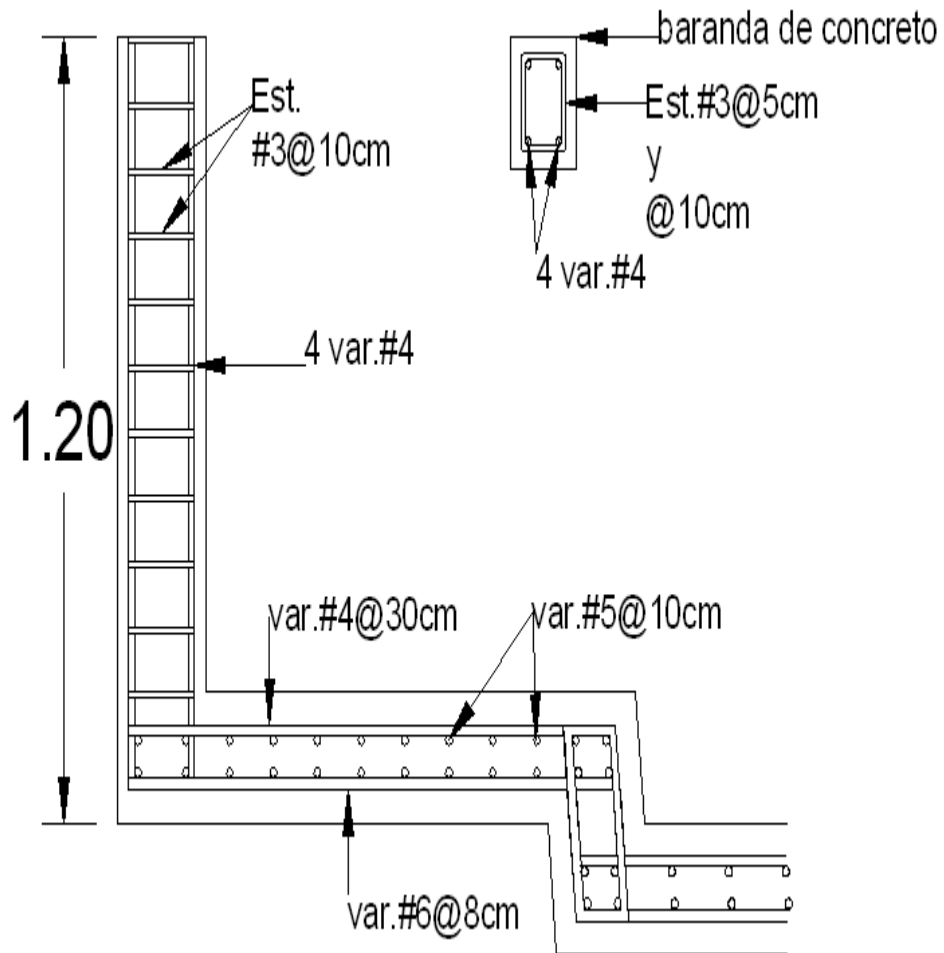


Con 14 Var. 11/8

**Separación de Etribos los primeros 5m @ 35cm el
resto van @ 50cm**



Detalle de Acera Peatonal y Poste y Baranda (Sin escala)





Detalle de Losa (Sin escala)

