



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**  
**Facultad de Tecnología de la Construcción**

**Monografía**

**DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN PARA LA PROTECCIÓN DE LA  
POBLACIÓN RIBEREÑA DEL BARRIO BORIS VEGA EN LA QUEBRADA EL  
ZAPOTE, EN LA CIUDAD DE ESTELÍ**

Para optar al título de Ingeniero Civil

**Elaborado Por:**

Br. Freydell Vanessa Melgara Rugama.

Br. Areyling Luniet Rayo Cuadra.

**Tutor**

Ing. Ajax Santiago Moncada Castillo.

Managua, Noviembre 2015

## **DEDICATORIA**

En primer lugar, a Dios todopoderoso, por ser nuestro guía y llevarnos de la mano en cada momento de nuestras vidas, por darnos la fuerza, salud y voluntad para seguir adelante alcanzando nuestras metas soñadas.

A nuestros padres, que nos han sabido llevar por el buen camino, gracias por sus consejos, comprensión, tolerancia, paciencia, cariño, amor y sobre todo por brindarnos su apoyo y estar presente cuando más los hemos necesitado.

A nuestros herman@s a los que queremos mucho, gracias por brindarnos su apoyo, ustedes han sido pilar fundamental en el logro de esta meta, por sus consejos y ayuda.

## **AGRADECIMIENTO**

Agradecemos a nuestra querida Universidad, que nos dio la oportunidad de formar parte de ella.

A los profesores que fueron participe de nuestra formación académica a lo largo de nuestra carrera.

Al Ingeniero Douglas Velázquez por su apoyo en el desarrollo de nuestro trabajo.

Al Ingeniero Ilich Parajón Centeno por su apoyo en revisión del diseño estructural.

¡Gracias!

## RESUMEN EJECUTIVO

La población del Barrio Boris Vega y barrios vecinos, son afectados por inundaciones en épocas de lluvias intensas por estar asentados en las riberas de la quebrada el zapote, tributaria del Río Estelí.

Para mejorar esta situación se han diseñado muros de contención de concreto ciclópeo como defensas ribereñas, con una longitud total de 328 ml de muros en los bancos del curso de agua, para un total de 656 ml. Junto a las defensas contra inundaciones se incluye obras de acorazamiento del lecho del río para reducir la erosión de fondo.

Con la construcción de los muros, la población podrá estar segura frente a amenazas de inundaciones y mejorar su calidad de vida, además estos permitirán definir la sección de la quebrada haciendo que el agua fluya de forma continua y sin ningún remanso o desborde en las llanuras de inundación y en la sección del puente de cruce de los viales urbanos que es donde se encuentran ubicados la mayoría de los asentamientos.

Para el diseño de los muros de defensa y otras obras de protección, fue necesario analizar tres tramos diferentes, debido a la variación de la topografía de la zona, variación de las pendientes a lo largo del flujo, también debido a que la sección de un puente existente es una limitante para el diseño por las infraestructuras cercanas por la presencia de cambios sustantivos en la pendiente.

Muy importante para el diseño de una obra segura fue la localización, en la estratigrafía del sitio, de la profundidad del basamento rocoso. Este está expuesto por erosión en la sección del puente, lo cual indica el nivel hasta donde se podrá cimentar la estructura garantizando una estabilidad adecuada frente a velocidades de flujo mayor en comparación con los demás tramos.

Los tramos posteriores a este tienen mayor sección hidráulica y pendientes menores para que el flujo sea sub-crítico y laminar, para que al momento de llegar a la sección reducida de llegada a la sección del puente no se produzca turbulencias, para dar comienzo a un flujo supercrítico y régimen turbulento por tanto se requiere un acorazamiento de lecho con rocas de determinado diámetro, para evitar la socavación y erosión de los muros.

En el diseño se contempla un acorazamiento de 20 ml en la sección aguas abajo del puente (o en la sección de salida) definido según las condiciones topográficas e hidráulicas de ésta zona. Aquí, la descarga será en flujo supercrítico, por tanto, se debe evitar socavación y erosión en el lecho, consiguiendo tener un lecho estable.

Para los análisis de los estudios hidrológico e hidráulico se recurrió a la memoria ciudadana, a las condiciones de lluvias con los registros meteorológicos realizados por INETER de la estación Santa Cruz, para análisis de las condiciones de humedad, intensidad de las lluvias y caudal de diseño para periodo de retorno de 100 años con previsión de riesgo de fallo.

De manera general los objetivos y resultados de esta monografía se presentan en los capítulos que a continuación se detallan:

- II. Generalidades
- III. Estudio Topográfico
- IV. Estudio de Suelo
- V. Estudio Hidrológico
- VI. Diseño Hidráulico
- VII. Diseño de Muros de Contención
- VIII. Análisis de Impacto Ambiental
- IX. Presupuesto

## CONTENIDO

<b>CAPITULO: I</b> .....	<b>1</b>
1.1. INTRODUCCIÓN .....	1
1.2. ANTECEDENTES .....	3
1.3. JUSTIFICACIÓN .....	5
1.4. OBJETIVOS .....	6
1.4.1. Objetivo General .....	6
1.4.2. Objetivos Específicos .....	6
<b>CAPÍTULO: II GENERALIDADES</b> .....	<b>7</b>
2.1. Localización del proyecto .....	7
2.1.1. Macro localización del proyecto .....	7
2.1.2. Límites Geográficos .....	7
2.1.3. Micro localización de la Obra .....	8
2.2. Especificaciones generales de proyectos de obras civiles .....	8
2.2.1. Efecto de las inundaciones: .....	8
2.3. Estudios de la Ingeniería Básica .....	8
2.3.1. Estudios topográficos .....	9
2.3.2. Estudios de hidrología e hidráulica .....	9
2.3.3. Estudios de suelos .....	9
2.3.4. Estudios ambientales .....	9
<b>CAPÍTULO: III ESTUDIO TOPOGRÁFICO</b> .....	<b>10</b>
3.1. Introducción .....	10
3.2. Procedimiento .....	10
3.3. Resultados .....	11
3.3.1. Detalle del perfil de flujo .....	11
<b>CAPÍTULO: IV ESTUDIO DE SUELO</b> .....	<b>13</b>
4.1. Introducción .....	13
4.2. Procedimiento .....	13

4.2.1.	Propiedades físico-mecánicos de los suelos .....	13
4.2.2.	Granulometría.....	13
4.2.3.	Límites de Atterberg .....	14
4.2.4.	Valor de relativo de Soporte (VRS) o California Bearing Ratio (CBR)14	
4.2.5.	Prueba Proctor.....	15
4.3.	Resultados de Ensayo de Campo y Laboratorio .....	15
4.3.1.	Tabla de Resultado de Granulometría .....	16
4.3.2.	Tablas de resultados de los Limites de Attergber .....	18
4.3.3.	Tablas de resultados de las pruebas de las pruebas de proctor estándar.....	20
4.3.4.	Tablas de resultados de las pruebas de las pruebas de CBR. ....	20
4.4.	Interpretación de Resultados .....	21
4.4.1.	Granulometría.....	21
4.4.2.	Límites de Atterberg: .....	21
4.4.3.	Proctor Estándar:.....	22
4.4.4.	California Bearing Ratio (CBR).....	22
<b>CAPÍTULO: V ESTUDIO HIDRÓLOGICO .....</b>		<b>23</b>
5.1.	Introducción.....	23
5.2.	Geomorfología y Características de la Cuenca.....	23
5.2.1.	Descripción cualitativa de la cuenca.....	24
5.2.2.	Parámetros morfo-métricos. ....	24
5.2.3.	Características de la Red de Drenaje.....	25
5.2.4.	Características del cauce principal. ....	25
5.2.5.	Orden de corrientes. ....	26
5.2.6.	Distribución de Valores Extremos.....	26
5.2.7.	CAUDALES DE DISEÑO. Método Racional Modificado.....	27

5.2.8.	Coeficiente de Infiltración .....	28
5.3.	Resultados .....	29
5.3.1.	Parámetros morfo-métricos. ....	29
5.3.2.	Características de la Red de Drenaje. ....	31
5.3.3.	Tormenta de Diseño. ....	33
5.3.4.	Distribución de Valores Extremos .....	33
5.3.5.	Caracterización de la respuesta hidrológica de la Cuenca .....	35
5.3.6.	CAUDALES DE DISEÑO. Método Racional Modificado.....	36
5.3.7.	Intensidad de la lluvia .....	36
5.3.8.	Tiempo de concentración .....	37
5.3.9.	Coeficiente de Infiltración .....	37
5.3.10.	Factor de infiltración según textura de suelo $K_c$ .....	37
5.3.11.	Factor de infiltración por cobertura vegetación $K_v$ .....	38
5.3.12.	Factor de infiltración por pendiente del terreno $K_p$ .....	38
5.3.13.	Coeficiente de Escorrentía .....	38
<b>CAPÍTULO: VI DISEÑO HIDRÁULICO .....</b>		<b>41</b>
6.1.	Introducción.....	41
6.2.	Análisis de sección hidráulica (Topografía).....	41
6.3.	Geometría del canal .....	41
6.3.1.	Forma de la sección del canal: .....	42
6.4.	Condiciones Hidráulicas de Diseño.....	42
6.4.1.	Socavación .....	42
6.4.2.	Método de Velocidad Crítica y Agua Clara .....	43
6.4.3.	Condición Hidráulica por tipo de flujo .....	43
6.4.4.	Coeficiente de rugosidad .....	43
6.4.5.	Velocidad de Flujo .....	44

6.4.6.	Tirante hidráulico .....	44
6.4.7.	Borde Libre .....	44
6.5.	Resultados .....	46
6.5.1.	Condiciones Hidráulicas de Diseño .....	46
6.5.2.	Respuesta de ciudadanos sobre la crecida pico .....	46
6.5.3.	Socavación .....	47
6.5.4.	Método de Velocidad Crítica y Agua Clara .....	48
6.5.5.	Cálculo del arrastre de fondo.....	49
6.5.6.	Diseño hidráulico y profundidad de des colmatación.....	50
6.5.7.	Sección estable del río .....	50
6.5.8.	Análisis de la sección estable del río .....	51
6.5.9.	Sección definitiva del río.....	53
<b>CAPÍTULO: VII DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN.....</b>		<b>58</b>
7.1.	Introducción.....	58
7.2.	Aspectos para el diseño de muros contención.....	59
7.2.1.	Parámetros Retomados de los Estudios Básicos para el diseño.....	59
7.2.2.	Elección del tipo de Muro .....	61
7.2.3.	Elección del Método de Análisis del Muro .....	63
7.3.	Procedimiento .....	63
7.3.1.	Teoría de Rankine de las presiones de tierra, activa y pasiva.....	63
7.3.2.	Muros de Retención.....	64
7.3.3.	Dimensionamiento de Muros de Contención .....	65
7.3.4.	Aplicación de las Teorías de la Presión Lateral de Tierra.....	65
7.3.5.	Diseño por Métodos de Resistencia Última RNC-07-13.....	69
7.3.6.	Verificación de los esfuerzos cortantes y de tracción .....	69
7.3.7.	Drenaje del relleno del muro de retención .....	71

7.3.8.	Acorazamiento con piedras .....	71
7.3.9.	Criterios para la ejecución del Diseño .....	72
7.4.	Resultados de Diseño .....	74
7.4.1.	Diseño del Lecho Filtrante de la Quebrada el Zapote.....	74
7.4.2.	Secciones de diseño de los llorones para los Muros .....	75
7.4.3.	Acorazamiento del Lecho de fondo del río. ....	76
7.4.4.	Análisis de las Presiones Actuantes en la Estructura .....	79
7.4.5.	Diseño y Análisis del Muro en el Tramo 1: 0+000-0+060 .....	80
7.4.6.	Diseño y Análisis del Muro en el Tramo 2: 0+060-0+240 .....	93
7.4.7.	Diseño y Análisis del Muro en el Tramo 3: 0+240-0+328 .....	106
<b>CAPÍTULO: VIII ANÁLISIS DE IMPACTO AMBIENTAL .....</b>		<b>120</b>
8.1.	Introducción.....	120
8.2.	Procedimiento .....	120
8.2.1.	Metodología Matricial.....	120
<b>CAPÍTULO: IX PRESUPUESTO.....</b>		<b>125</b>
9.1.	Resumen de Lista de Costo de Materiales.....	125
9.2.	Estimado de Costos de Construcción de la Obra.....	126
9.3.	Costo Total de Proyecto de Diseño de 656 Metros Lineales de Muros de Contención.....	127
<b>CONCLUSIONES .....</b>		<b>128</b>
<b>RECOMENDACIONES .....</b>		<b>130</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA .....</b>		<b>131</b>
<b>ANEXOS .....</b>		<b>133</b>

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1:</b> Resumen de Limites de Atterberg BD.....	18
<b>Tabla 2:</b> Resumen de Limites de Atterberg BI .....	19
<b>Tabla 3:</b> Resultados Proctor Estándar Calicata BD .....	20
<b>Tabla 4:</b> Resultados Proctor Estándar Calicata BI.....	20
<b>Tabla 5:</b> Resultados Ensayo CBR Calicata BD.....	20
<b>Tabla 6:</b> Resultados Ensayo CBR Calicata BI .....	21
<b>Tabla 7:</b> Leyenda Litológica Según el Mapa Geológico de Estelí .....	29
<b>Tabla 8:</b> Estadísticos Estimados.....	33
<b>Tabla 9:</b> Componente de la doble Exponencial de la variable reducida de Gumbel .....	34
<b>Tabla 10:</b> Curva de Intensidad-Duración-Periodo de Retorno .....	34
<b>Tabla 11:</b> Datos Característicos de la Cuenca Quebrada el Zapote.....	35
<b>Tabla 12:</b> Factor Kp por efecto de Pendiente en Sub-Cuencas.....	38
<b>Tabla 13:</b> Coeficiente de Escorrentía.....	39
<b>Tabla 14:</b> Resultado del Método Racional Modificado.....	39
<b>Tabla 15:</b> Ecuaciones de condiciones hidráulicas .....	45
<b>Tabla 16:</b> Nivel de Aguas máximas .....	47
<b>Tabla 17:</b> Resultados de diseño de sección hidráulica y configuración del canal.....	54
<b>Tabla 18:</b> Datos generales de diseño .....	80
<b>Tabla 19:</b> Matriz Causa-Efecto antes de la ejecución del proyecto. ....	121
<b>Tabla 20:</b> Matriz Causa-Efecto de verificación de impacto durante la ejecución del proyecto.....	123
<b>Tabla 21:</b> Matriz Causa-Efecto de verificación de impacto durante la ejecución del proyecto.....	124

## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

<b>Ilustración 1:</b> Mapa de Macro-Localización del departamento de Estelí.....	7
<b>Ilustración 2:</b> Ciudad de Estelí y Mapa de Micro-Localización de Bo. Boris Vega	8
<b>Ilustración 3:</b> Perfil del Río Principal .....	31
<b>Ilustración 4:</b> Mapa de Cuenca.....	10
<b>Ilustración 5:</b> Mapa de Clasificación de Ríos (Horton-Strahler).....	11
<b>Ilustración 6:</b> Mapa de Áreas de Cada Río.....	11
<b>Ilustración 5:</b> Curvas IDT .....	35
<b>Ilustración 8:</b> Áreas de Sub-Cuencas .....	36
<b>Ilustración 9:</b> Mapa de Tipos de Suelos .....	15
<b>Ilustración 10:</b> Mapa de Usos del Suelo .....	15
<b>Ilustración 11:</b> Sección Hidráulica representativa por memoria ciudadana .....	47
<b>Ilustración 12:</b> Mapa de Amenaza de Inundación.....	59

## **CAPITULO: I**

### **1.1. INTRODUCCIÓN**

Abordar los problemas de protección de la ciudadanía, sus vidas y sus propiedades, de manera efectiva requiere una nueva forma de pensar y de actuar basados en el conocimiento existente para generar nuevo conocimiento, que se enriquece con la práctica cotidiana del ingeniero. Ingeniero que en su aprender se orienta a construir la resiliencia de los espacios urbanos frente a las presiones de la naturaleza y sus efectos, adaptando los métodos de diseño, construcción y mantenimiento de la infraestructura de protección (Flexibilidad) y comunicación, entre otras.

Históricamente, las planicies de inundación han sido el lugar preferido para los asentamientos humanos y para el desarrollo socioeconómico, debido a la proximidad de ríos que proveen suelos fértiles, un suministro abundante de agua y medios de transporte. También debido a que las zonas de las riberas del río son amplias y por costumbre, por economía, por necesidad y por mala organización del gobierno local en ordenamiento territorial, muchas familias optan por habitar en lugares no aptos y de alto riesgo de inundación.

Al mismo tiempo, los peligros de crecidas tienen graves repercusiones sobre la economía y la seguridad de las personas y por ende las pérdidas económicas causadas por las inundaciones van en aumento.

La realidad actual de incremento de la intensidad de los procesos lluviosos inducida por el cambio climático, obliga a adecuar las infraestructuras urbanas para mitigar sus causas o evitar los daños potenciales sobre la infraestructura nacional, la propiedad de las familias nicaragüenses y lo más importante proteger la vida de los ciudadanos.

En respuesta al aumento de los daños por inundaciones a la población se ve la necesidad de proponer infraestructuras para la protección del Barrio Boris Vega en las riberas del río el Zapote, en la ciudad de Estelí.

Se requiere del diseño de muros de contención como defensa ribereña para evitar las constantes inundaciones que han afectado notablemente a la población aledaña y obras para la estabilización del lecho fluvial de la quebrada el Zapote.

Para el diseño de estas obras se realizó una secuencia de estudios básicos desde la Hidrometeorología, hidrología de la cuenca, hidráulica fluvial, características físico mecánicas del suelo, topografía, etc. El propósito de estos análisis siempre fue establecer especificaciones para la concepción de obras de ingeniería pensadas para ser robustas y resistentes, eficaces, seguras y costo-efectivas.

Junto a los estudios de ingeniería básica citados se trabajó en la recuperación de la memoria ciudadana, que resultó muy útil para reconstruir la ocurrencia de las inundaciones y su trazo de límites en el terreno. Precisando estos límites mediante el análisis de huella hidrológica, en el terreno y en especial en las paredes de casas.

## 1.2. ANTECEDENTES

El territorio nicaragüense ha sido afectado constantemente por inundaciones, en especial en los últimos 30 años. En la ciudad de Estelí, asentada en el valle del Michigüiste, es atravesada de sur a Norte por el Río Estelí, el Zanjón de los Cedros y la Quebrada el Zapote, siendo éstos los que provocan las inundaciones dentro del área urbana, no solo durante eventos meteóricos extremos. Ejemplo de ello es que en el año 2014 que a pesar de la escasez de lluvias en el año, se presentaron inundaciones en los últimos días de agosto y primeros de septiembre.<sup>1</sup>

Lo anterior pone en evidencia la susceptibilidad de la ciudad a estos fenómenos debido a su ubicación geográfica y la presencia de asentamientos en los márgenes de los ríos que drenan desde las tierras de laderas, las inadecuadas prácticas de manejo de suelos y otros procesos de deterioro ambiental asociados a la creación de asentamientos en las partes altas de la cuenca del Río Estelí. Se puede señalar que, la zona urbana en la ciudad de Estelí, por su fortaleza económica, crece muy aceleradamente, agravándose cada vez más el problema.

Estos cursos de agua en su recorrido atraviesan aproximadamente 6 kilómetros de la ciudad, hasta reunirse en el río Estelí en el centro de la ciudad y en el sector de El Consuelo.<sup>2</sup>

La población asentada al margen de estos ríos es siempre la menos dotada de recursos y la más vulnerable. Las inundaciones tienen un severo impacto en su economía familiar. El gobierno local y central en atención a esa condición de emergencia debe gastar constantemente recursos económicos que para la realidad nacional son escasos. Otro efecto de las inundaciones se observa en la dotación de infraestructura urbana. Calles y alcantarillados sanitarios se ven terriblemente afectados y/o dañadas, muchos puentes urbanos han colapsado o

---

<sup>1</sup> (El Nuevo Diario, 2014, pág. 1). (31 de agosto 2014). Fuertes lluvias provocan inundación en Estelí.

<sup>2</sup> (Alcaldía Municipal de Estelí (AME), 2014, pág. 21). Caracterización Final Estelí.

sufrido daños debido a la socavación en los elementos estructurales, estos daños aparecen como consecuencia de no poseer una capacidad hidráulica suficiente producto de la ausencia de un diseño adecuado.<sup>3</sup>

En el Barrio Boris Vegas se cuenta con una caja puente como estructura de comunicación vial la cual no se tienen registros de su diseño en el gobierno local, no cuenta con estudios de hidrología e hidráulica de la cuenca el Zapote, dado que no se han realizados los estudios necesarios para los proyectos diseñados y ejecutados anteriormente. Sin embargo, de la memoria ciudadana y de la huella de crecidas se puede ver el deterioro de los accesos y de los cimientos de esta obra por el desbordamiento repetido.

Todo lo anteriormente expuesto toma relevancia si se toma en consideración la incertidumbre que se ha creado en el régimen climático producto de las emisiones descontroladas de gases de efecto invernadero, la deforestación y la urbanización de nuevos terrenos sensibles a inundaciones por población que migra desde los espacios rurales y desde otros municipios, en búsqueda de mejores oportunidades para sus hijos.

Las acciones a emprender para esta tarea son estructurales pasando por la evaluación cuidadosa de las zonas de suelos inestables, las zonas inundables, la concepción de obras de infraestructura costo efectivas y que se localizan en las zonas de génesis del proceso de desbordamiento de los ríos como el barrio Boris Vega, José Benito Escobar y Sector del Puente Panamá soberana.<sup>4</sup> Cualquier medida de protección de la vida y la propiedad se respalda en el mandato de la Constitución Política de la Republica de Nicaragua. Con este mandato constitucional en la defensa de la vida y la protección de la familia nicaragüense, el estado y dentro de él las Universidades estatales, como UNI, sus estudiantes y docentes debemos actuar.

---

<sup>3</sup> (Ruano, 2011) Diseño Hidráulico de Puentes Fluviales. Caso: Puente Primavera con la aplicación de Ortofotos y HEC-RAS

<sup>4</sup> (Alcaldía Municipal de Estelí (AME), 2014, pág. 19). Caracterización Final Estelí.

### 1.3. JUSTIFICACIÓN

La protección de la vida y la propiedad de la familia nicaragüense como política pública, es de mucha importancia para sostener el desarrollo, en especial cuando el país enfrenta los desafíos de la variabilidad y el cambio climático junto a los esfuerzos para la reducción de la pobreza.

La población ubicada en el Barrio Boris Vega se enfrenta a problemas de inundación cuando se presentan lluvias intensas. Esto tiende a agravarse producto de la variabilidad climática actual que se evidencia con modificaciones en los patrones de lluvia; se presentan lluvias cortas de gran intensidad en días consecutivos e incluso en el mismo día a diferente hora, resultando en rápidas respuestas hidrológicas con caudales muy altos. Lo anterior está teniendo como resultado un gran impacto en la economía familiar y en el gasto público.<sup>5</sup> En el Barrio Boris Vega se ven afectadas todas las infraestructuras, no solo las viviendas sino también la escuela de primaria y las vías de acceso al puente que facilita la comunicación de la población. Actualmente las estructuras urbanas no responden de manera favorable, por tanto, se debe hacer uso de infraestructuras de protección contra inundaciones para defensas ribereñas, (Diques, muros de contención, etc.) como medidas estructurales para reducir el grado de exposición a las crecidas y con ello la vulnerabilidad ciudadana.

Así mismo, para enfrentar los efectos del cambio climático que está incrementando la recurrencia de los eventos naturales, como sequías e inundaciones, se requiere de infraestructura que garantice una ciudad resistente, adaptada y segura. Se requieren estructuras de prevención y protección ciudadana, concebidas para la máxima efectividad, asegurando a la población en general. El criterio fundamental para la concepción y diseño de tales infraestructuras debe ser costo–efectividad.

---

<sup>5</sup> Estas son familias de escasos recursos, por tanto, vulnerables, en anexos ilustración 3, se presenta el mapa de amenazas de inundaciones para esta zona definidas por SINAPRED y la Alcaldía de Estelí.

## **1.4. OBJETIVOS**

### **1.4.1. Objetivo General**

Diseñar muros de contención para la protección de la población ribereña del Barrio Boris Vega en la quebrada el Zapote, en la ciudad de Estelí.

### **1.4.2. Objetivos Específicos**

- Realizar estudios de topografía, hidrología e hidráulica, mecánica de suelos (granulometría, PROCTOR y CBR) aplicando las especificaciones técnicas adecuadas al diseño de muros de contención.
- Realizar el diseño estructural de muros de contención frente a inundaciones en el curso de la Quebrada el Zapote a su paso por el Barrio Boris Vega.
- Realizar el análisis de impacto ambiental de las obras de protección frente a inundación.
- Formular costos y presupuesto de los muros de contención.

## CAPÍTULO: II GENERALIDADES

### 2.1. Localización del proyecto

#### 2.1.1. Macro localización del proyecto

Este proyecto estará ubicado en el municipio de Estelí del departamento de Estelí con extensión territorial de 795.64 kms<sup>2</sup>, está ubicada a 145 kilómetros de Managua a través de la Carretera panamericana Norte.<sup>6</sup>



Ilustración 1: Mapa de Macro-Localización del departamento de Estelí

#### 2.1.2. Límites Geográficos

El municipio de Estelí limita al Norte con el Municipio de Condega, al sur con los municipios de la Trinidad, San Nicolás. Al este con los municipios de San Sebastián de Yalí y La Concordia (Departamento de Jinotega) y al Oeste con los municipios de San Juan de Limay, El Sauce y Achuapa (estos últimos del departamento de León).

<sup>6</sup> (Alcaldía Municipal de Estelí (AME), 2014). Caracterización Final Estelí, pág. 1.

### **2.1.3. Micro localización de la Obra**

El área urbana geográficamente está dividida en 3 distritos. Este proyecto se ubicará en el municipio de Estelí en el área Urbana en el Distrito 1 “Barrio Boris Vega”, a su paso la cuenca de la quebrada el Zapote. (AME, 2014).



**Ilustración 2:** Ciudad de Estelí y Mapa de Micro-Localización de Bo. Boris Vega

## **2.2. Especificaciones generales de proyectos de obras civiles.**

### **2.2.1. Efecto de las inundaciones:**

Pueden afectar los diferentes tipos de infraestructuras ubicados en las riberas de los ríos, lo que puede conllevar un peligro para la población y la interrupción de la provisión de bienes y servicios públicos. Es en esas circunstancias que el Estado asume los costos de la emergencia, la rehabilitación y la reconstrucción de la infraestructura dañada o reubicación de la población.

## **2.3. Estudios de la Ingeniería Básica**

Los estudios de ingeniería básica son: Estudios de hidrología e Hidráulica Fluvial, Estudios topográficos, Estudios de mecánica de suelos.

### **2.3.1. Estudios topográficos**

Posibilitan la definición precisa de la ubicación y dimensiones de los elementos estructurales, así como información básica para los otros estudios<sup>7</sup>. Se deberán realizar levantamientos topográficos del lugar donde se construirán las infraestructuras de protección contra inundaciones, documentado en planos con curvas de nivel.

### **2.3.2. Estudios de hidrología e hidráulica**

Establecen las características hidrológicas de los regímenes de avenidas máximas y extraordinarias y los factores hidráulicos que conllevan a una real apreciación del comportamiento del cauce fluvial que permiten definir las especificaciones de diseño mínimas de las obras de defensa ribereña y su ubicación óptima en función de los niveles de seguridad o riesgos permitidos o aceptables para las características particulares de la estructura.<sup>8</sup>

### **2.3.3. Estudios de suelos**

Establecen las características geotécnicas, es decir, la estratigrafía, la identificación y las propiedades físicas y mecánicas de los suelos en el cual se realizarán sondajes y ensayos de laboratorios para el diseño de cimentaciones estables.

### **2.3.4. Estudios ambientales**

La construcción de infraestructuras de protección contra inundaciones modifica el medio y en consecuencia las condiciones socio-económicas del ámbito donde se ejecutan; y es allí cuando surge la necesidad de una evaluación bajo un enfoque global ambiental.

---

<sup>7</sup> (Serquén, 2012, págs. 1-2,1-3:cap. 1). Puentes con AASHTO-LRFD 2010.

<sup>8</sup> Meza & Sánchez, 2003. Manual de diseño de puentes. Pág. 9 a 30.

## **CAPÍTULO: III ESTUDIO TOPOGRÁFICO**

### **3.1. Introducción**

Se realizó un levantamiento topográfico del lugar donde se construirán las infraestructuras de protección contra inundaciones, documentado en planos (Planimétricos y altimétricos). Con la topografía se tiene la orografía del lugar, en el cual se levanta el eje del río, las zonas aledañas al cauce en las llanuras de inundación.

El levantamiento topográfico aguas arriba de la zona del proyecto con longitud de 328 metros, en toda la amplitud del río en las llanuras de inundación y aguas abajo con longitud de 20 metros, con respecto al seccionamiento se ha realizado cada 20 metros de longitud, que se puede apreciar en los planos adjuntos en la sección planos.

### **3.2. Procedimiento**

Los estudios topográficos comprendieron lo siguiente:

- ✓ Se ubicó un mojón principal como punto de referencia para el levantamiento topográfico y realización de cartografía y un mojón auxiliar a visual directa para realizar cierres de poligonales y estimar el error.
- ✓ Levantamiento topográfico general de la zona del proyecto, documentado en planos a escala entre 1:500 y 1:2000 con curvas de nivel a intervalos de 0.25 m y comprendiendo 328 m aguas arriba y 20 m aguas abajo del puente Boris Vega ubicado en la zona de estudio en la dirección longitudinal (correspondiente al eje de la carretera) y en dirección transversal (la dirección de la quebrada).
- ✓ Definición de la topografía de la zona de ubicación de los muros de contención a un lado del puente (aguas arriba), con los planos a escala entre 1/100 y

1/250 y con secciones verticales tanto en la dirección longitudinal como en dirección transversal.

- ✓ Se hizo un levantamiento detallado del fondo. Fue necesario indicar en planos la dirección del curso de agua y los límites de la zona inundable en las condiciones de aguas máximas y mínimas. Así como los observados en eventos de carácter excepcional.
- ✓ Se localizó cada predio de las zonas aledañas u otras obras que interfieran con el curso del río, ocupen sus bancos o afecten las obras existentes y futuras.

### **3.3. Resultados**

#### **3.3.1. Detalle del perfil de flujo**

Para el diseño de los muros de contención y aseguramiento del lecho se obtuvo el alineamiento del eje de la quebrada y encausamiento, el perfil de flujo, pendientes a lo largo de toda la zona de la obra. Las pendientes en el perfil son variables y en algunas secciones las pendientes son positivas, es decir, va a favor de la corriente y en otras secciones las pendientes son negativas o que se opone al paso de las corrientes, siendo esta una de las causas de inundaciones pues en estas secciones se crean remansos, asolvamiento, incremento del tirante hidráulico y por ende se superan los bancos ribereños.

En el perfil de flujo se ve claramente la variaciones de pendiente principalmente en el tramo sección de la 0+000 – 0+060 ya que en este tramo la caída de pendiente natural en el cauce es considerablemente alta, en la estación 0+000 es la sección de salida al puente, en esta sección es la que indica la amplitud del espejo de agua dado que hay infraestructuras viales pero también es donde hay mayor cantidad de asentamientos humanos que obstaculizan y limitan las llanuras de inundación de la quebrada, las cuales no permiten el ensanchamiento se la sección hidráulica; en cambio en los tramos siguientes, aguas arriba y aguas

abajo, la sección ya definida por la quebrada tienen una mayor amplitud, estas se dividen en tramos de la estación 0+060 -0+240 y de la estación 0+240 – 0+328, para una mejor administración de la velocidad de flujo, de la pendiente con relación a la variación del tirante hidráulico y debido a que la quebrada define su propia sección a lo largo de su recorrido hasta la desembocadura en el exutorio (puente barrio Boris Vega). Por tanto, la rasante va de acuerdo al perfil de flujo, las condiciones definidas actualmente por el cauce y a las limitaciones por infraestructuras y asentamientos humanos, teniendo como prioridad proteger la vida y la propiedad de las personas.

## **CAPÍTULO: IV ESTUDIO DE SUELO**

### **4.1. Introducción**

Para el diseño de muros de contención se necesita del estudio de suelos para determinar las características de las partículas que se encuentran en el lecho y en los bancos de la quebrada. En la ingeniería se enfrentan diversos problemas surgidos por el tipo de suelo que soportará el peso de una estructura, y si este no cumple con ese objetivo, la estructura sufrirá problemas de agrietamiento, hundimientos y otros problemas que dañaran la obra. Pero el suelo no sólo es utilizado como base para soportar las cargas, sino también en taludes, como material para construcción de viviendas. La diversidad de usos que hoy en día se le da al suelo es el resultado de mucho tiempo de investigación.

En este proyecto se presentan los procedimientos de ensayos de suelo, análisis de los resultados del laboratorio y sus resultados útiles al proyecto. Las pruebas de suelo que se realizaron son de granulometría, límites de Atterberg, pruebas de proctor estándar, pruebas del Valor Relativo de Soporte (VRS) o California Bearing Ratio (CBR), los cuales brindan la información necesaria para el diseño respectivo de la obra en la sección hidráulica del canal.

### **4.2. Procedimiento**

#### **4.2.1. Propiedades físico-mecánicas de los suelos**

La clasificación que mejor describe y determina las propiedades de un suelo es la clasificación de AASHTO M-145, las variables son la granulometría y plasticidad.

#### **4.2.2. Granulometría**

**Grava:** De un tamaño menor a 76.2 mm (3") hasta tamiz No. 10 (2 m).

**Arena Gruesa:** Con tamaño menor a 0.425 mm hasta tamiz No. 200 (0.075 mm).

**Limos y Arcillas:** Tamaños menores de 0.075 mm.

Conforme a la AASHTO, un suelo fino es el que tiene más del 35% que pasa el tamiz No. 200 (0.075 mm), los cuales se clasifican como A-4, A-5, A-6 o A-7. Dos suelos considerados finos que tengan granulometrías similares, pueden llegar a tener propiedades diferentes dependiendo de su plasticidad, cualidad que se analiza en el suelo que pasa el tamiz No. 40; dichas propiedades de plasticidad, se analizan conforme las pruebas de Atterberg.

#### **4.2.3. Límites de Atterberg**

**Límite Líquido o LL:** Es el estado de un suelo, cuando pasa de un estado plástico a un estado semilíquido.

**Límite Plástico o LP:** Es la frontera entre el estado plástico y el semisólido de un suelo.

**Índice Plástico o IP:** Es la diferencia entre LL y LP, indica la plasticidad del material.

De lo escrito anteriormente se concluye que, para los suelos gruesos, la propiedad más importante es la granulometría y para los suelos finos son los límites de Atterberg.

#### **4.2.4. Valor de relativo de Soporte (VRS) o California Bearing Ratio (CBR)**

Es probablemente el ensayo más utilizado en todo el mundo para estimar la capacidad de soporte de los suelos constitutivos de los cimientos de los firmes. Se trata de un ensayo en el que el suelo se somete a la penetración de un vástago cilíndrico a una velocidad constante. El suelo compactado se sumerge en agua (para poder prever la hipotética situación de acumulación de humedad en el suelo después de la construcción) y en el proceso de saturación se mide, además, el eventual hinchamiento del suelo a medida que se satura.<sup>9</sup>

---

<sup>9</sup> (Otero, 2010, pág. 170). Breve Resumen de La Ingeniería Civil.

El resultado (índice CBR) es la capacidad de soporte del suelo comparado con la de una grava patrón, en porcentaje. El CBR es, pues, el porcentaje de la presión ejercida por un pistón sobre el suelo con relación a la presión ejercida por una muestra tipo cuando este pistón es introducido en la muestra de suelo con una velocidad de penetración constante.

$$\text{CBR} = \frac{\text{Esfuerzo en el suelo ensayado}}{\text{Esfuerzo en la muestra patrón}} \times 100$$

#### **4.2.5. Prueba Proctor**

La relación entre la humedad y la densidad de un suelo compactado es de mucha utilidad en ingeniería. Para el efecto se desarrollan los ensayos Proctor, AASHTO T-99 (estándar) y T-180 (modificado) y son los que se permite determinar la humedad óptima o sea la humedad ideal en la cual el suelo llega a su densidad máxima y a su vez alcanza sus mejores propiedades mecánicas.

#### **4.3. Resultados de Ensayo de Campo y Laboratorio**

Se realizaron de 10 sondeos, cuya localización se muestra en el plano de detalle de planta altimétrica, denominados sondeos, estas se llevaron a cabo hasta profundidades comprendidas entre 1 - 1.5m.

En los sondeos, donde las características de los materiales lo permitían se realizó el ensayo de penetración estándar, para determinar la densidad de los suelos granulares y la consistencia de los suelos arenosos encontrados.

Igualmente se recuperaron muestras representativas de los diferentes materiales, para determinación en el laboratorio de sus propiedades físicas y mecánicas consideradas de interés para la finalidad buscada.

A continuación, se presentan cuadros donde se resumen los resultados de cada muestra de suelo en cada calicata de los ensayos de campo y laboratorio efectuados en una longitud de 328 ml a cada lado de la sección hidráulica del río.

#### 4.3.1. Tabla de Resultado de Granulometría

Calicatas Banda Derecha				
N° Calicata	N° Muestra	Clasificación de suelos		
		AASHTO	SUCS	
			Profundidad (m)	
1	1	A-2-4 Grava y arena arcillosa o limosa	Arena limosa SM	0 - 0.25
	2	A-1-b Fragmentos de roca, grava y arena	Arena limosa SM	0.25 - 0.47
	3	A-1-b Fragmentos de roca, grava y arena	Arena limosa SM	0.47 - 0.63
	4	A-1-b Fragmentos de roca, grava y arena	Arena limosa SM	0.63 - 0.74
	5	A-1-b Fragmentos de roca, grava y arena	Arena mal graduada con limo SP SM	0.74 - 0.8
	6	A-1-b Fragmentos de roca, grava y arena	Arena mal graduada con limo SP SM	0.8 - 1.05
	7	A-1-b Fragmentos de roca, grava y arena	Arena mal graduada con limo SP SM	1.05 - 1.3
2	1	A-1-b Fragmentos de roca, grava y arena	Arena mal graduada con limo SP SM	0 - 0.26
	2	A-1-b Fragmentos de roca, grava y arena	Arena bien graduada con limo SW S	0.26 - 0.29
	3	A-1-b Fragmentos de roca, grava y arena	Arena limosa SM	0.29 - 0.35
	4	A-1-b Fragmentos de roca, grava y arena	Arena limosa SM	0.35 - 0.39
	5	A-1-b Fragmentos de roca, grava y arena	Arena limosa SM	0.39 - 0.6
	6	A-1-b Fragmentos de roca, grava y arena	Arena bien graduada con limo SW S	0.6 - 0.66
	7	A-1-b Fragmentos de roca, grava y arena	Arena mal graduada con limo SP SM	0.66 - 0.74
	8	A-1-b Fragmentos de roca, grava y arena	Arena limosa SM	0.74 - 0.89
	9	A-1-b Fragmentos de roca, grava y arena	Arena mal graduada con limo SP SM	0.89 - 1
3	1	A-2-4 Grava y arena arcillosa o limosa	Arena limosa SM	0 - 0.28
	2	A-2-4 Grava y arena arcillosa o limosa	Arena limosa SM	0.28 - 0.33
	3	A-1-b Fragmentos de roca, grava y arena	Arena limosa SM	0.33 - 0.64
	4	A-1-b Fragmentos de roca, grava y arena	Arena mal graduada con limo SP SM	0.64 - 0.96
	5	A-1-b Fragmentos de roca, grava y arena	Arena limosa SM	0.96 - 1.09
	6	A-1-b Fragmentos de roca, grava y arena	Arena limosa SM	1.09 - 1.2
4	1	A-1-b Fragmentos de roca, grava y arena	Arena mal graduada con limo SP SM	0 - 0.6
	2	A-1-b Fragmentos de roca, grava y arena	Arena mal graduada con limo SP SM	0.6 - 0.8
	3	A-1-a Fragmentos de roca, grava y arena	Arena mal graduada SP	0.8 - 1
	4	A-1-b Fragmentos de roca, grava y arena	Arena mal graduada con limo SP SM	1 - 1.25
5	1	A-1-b Fragmentos de roca, grava y arena	Arena limosa SM	0 - 0.35
	2	A-2-4 Grava y arena arcillosa o limosa	Arena limosa SM	0.35 - 0.8
	3	A-1-b Fragmentos de roca, grava y arena	Arena limosa SM	0.8 - 1.2
	4	A-1-b Fragmentos de roca, grava y arena	Arena mal graduada con limo SP SM	1.2 - 1.5

Calicatas Banda Izquierda						
N° Calicata	N° Muestra	Clasificación de suelos		Profundidad (m)		
		AASHTO	SUCS			
1	1	A-1-b Fragmentos de roca, grava y arena	Arena limosa SM	0	-	0.38
	2	A-1-b Fragmentos de roca, grava y arena	Arena mal graduada con limo SP SM	0.38	-	0.65
	3	A-1-b Fragmentos de roca, grava y arena	Arena limosa SM	0.65	-	1
2	1	A-1-b Fragmentos de roca, grava y arena	Arena limosa SM	0	-	0.26
	2	A-1-b Fragmentos de roca, grava y arena	Arena limosa SM	0.26	-	0.38
	3	A-1-b Fragmentos de roca, grava y arena	Arena limosa SM	0.38	-	0.58
	4	A-1-b Fragmentos de roca, grava y arena	Arena mal graduada con limo SP SM	0.58	-	1
	5	A-1-b Fragmentos de roca, grava y arena	Arena limosa SM	1	-	1.5
3	1	A-2-4 Grava y arena arcillosa o limosa	Arena limosa SM	0	-	0.3
	2	A-1-b Fragmentos de roca, grava y arena	Arena limosa SM	0.3	-	0.48
	3	A-1-b Fragmentos de roca, grava y arena	Arena mal graduada con limo SP SM	0.48	-	0.8
	4	A-1-b Fragmentos de roca, grava y arena	Arena mal graduada SP	0.8	-	0.9
	5	A-1-b Fragmentos de roca, grava y arena	Arena mal graduada SP	0.9	-	1.5
4	1	A-1-b Fragmentos de roca, grava y arena	Arena mal graduada con limo SP SM	0	-	0.55
	2	A-1-b Fragmentos de roca, grava y arena	Arena mal graduada con limo SP SM	0.55	-	0.8
	3	A-1-b Fragmentos de roca, grava y arena	Arena mal graduada con limo SP SM	0.8	-	1
	4	A-1-b Fragmentos de roca, grava y arena	Arena mal graduada con limo SP SM	1	-	1.5
5	1	A-1-b Fragmentos de roca, grava y arena	Arena limosa SM	0	-	0.5
	2	A-1-b Fragmentos de roca, grava y arena	Arena mal graduada SP	0.5	-	0.68
	3	A-1-b Fragmentos de roca, grava y arena	Arena mal graduada con limo SP SM	0.68	-	1.1
	4	A-1-b Fragmentos de roca, grava y arena	Arena bien graduada con limo SW SM	1.1	-	1.3
	5	A-1-b Fragmentos de roca, grava y arena	Arena mal graduada SP	1.3	-	1.5

EL nivel de agua se encontró a 1.30 de profundidad en algunos sondeos, en otros a 1.5 m. coincidiendo con la presencia de un paquete de conglomerados fuertemente cementados.

#### 4.3.2. Tablas de resultados de los Limites de Atterger

N° Calicata 1							
N° Muestra	1	2	3	4	5	6	7
Prof (m)	0 - 0.3	0.3 - 0.5	0.47 - 0.63	0.6 - 0.7	0.74 - 0.8	0.8 - 1.05	1.1 - 1.3
LL	34.09	42.74	30.98	29.27	30.98	32.32	30.93
LP	69.72	47.04	55.16	33.83	48.91	37.67	38.42
IP	-35.63	-4.30	-24.18	-4.56	-17.93	-5.35	-7.49

N° Calicata 2									
N° Muestra	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Prof (m)	0 - 0.3	0.3 - 0.3	0.29 - 0.35	0.4 - 0.4	0.39 - 0.6	0.6 - 0.66	0.7 - 0.74	1 - 0.9	1 - 1
LL	28.14	23.78	22.54	28.73	26.47	28.43	26.11	22.59	25.80
LP	46.04	37.40	39.19	32.85	45.95	44.08	43.06	35.75	38.68
IP	-17.91	-13.61	-16.65	-4.12	-19.48	-15.65	-16.95	-13.16	-12.88

N° Calicata 3						
N° Muestra	1	2	3	4	5	6
Prof (m)	0 - 0.3	0.3 - 0.3	0.33 - 0.64	0.6 - 1	0.96 - 1.1	1.1 - 1.20
LL	31.77	30.22	28.16	31.15	19.22	37.72
LP	45.23	41.01	45.72	58.63	34.77	60.74
IP	-13.45	-10.80	-17.57	-27.48	-15.55	-23.02

N° Calicata 4				
N° Muestra	1	2	3	4
Prof (m)	0 - 0.6	0.6 - 0.8	0.8 - 1	1 - 1.3
LL	24.54	23.16	23.97	33.41
LP	41.75	38.53	38.40	47.62
IP	-17.21	-15.37	-14.43	-14.20

N° Calicata 5				
N° Muestra	1	2	3	4
Prof (m)	0 - 0.4	0.4 - 0.8	0.8 - 1.2	1.2 - 1.5
LL	34.10	35.21	35.77	35.56
LP	56.47	56.38	56.71	57.05
IP	-22.37	-21.17	-20.94	-21.50

Tabla 1: Resumen de Limites de Atterger BD

<b>N° Calicata 1</b>			
<b>N° Muestra</b>	1	2	3
<b>Prof (m)</b>	0 - 0.38	0.38 - 0.7	0.65 - 1
<b>LL</b>	34.54	33.60	31.70
<b>LP</b>	55.49	54.64	46.42
<b>IP</b>	-20.96	-21.04	-14.73

<b>N° Calicata 2</b>					
<b>N° Muestra</b>	1	2	3	4	5
<b>Prof (m)</b>	0 - 0.26	0.26 - 0.4	0.38 - 0.58	0.6 - 1	1 - 1.5
<b>LL</b>	33.05	32.22	31.20	40.68	40.35
<b>LP</b>	44.44	49.19	49.41	64.08	69.55
<b>IP</b>	-11.39	-16.98	-18.21	-23.41	-29.20

<b>N° Calicata 3</b>					
<b>N° Muestra</b>	1	2	3	4	5
<b>Prof (m)</b>	0 - 0.3	0.3 - 0.5	0.48 - 0.8	0.8 - 0.9	0.9 - 1.5
<b>LL</b>	37.20	38.85	37.56	28.21	26.27
<b>LP</b>	56.92	59.37	53.78	36.78	33.73
<b>IP</b>	-19.72	-20.52	-16.22	-8.57	-7.45

<b>N° Calicata 4</b>				
<b>N° Muestra</b>	1	2	3	4
<b>Prof (m)</b>	0 - 0.55	0.55 - 0.8	0.8 - 1	1 - 1.5
<b>LL</b>	39.41	37.56	33.82	35.16
<b>LP</b>	59.04	56.96	55.45	59.18
<b>IP</b>	-19.63	-19.40	-21.63	-24.02

<b>N° Calicata 5</b>					
<b>N° Muestra</b>	1	2	3	4	5
<b>Prof (m)</b>	0 - 0.5	0.5 - 0.7	0.68 - 1.1	1.1 - 1.3	1.3 - 1.5
<b>LL</b>	31.90	24.03	26.69	29.20	28.29
<b>LP</b>	52.26	48.69	48.77	44.50	45.77
<b>IP</b>	-20.36	-24.66	-22.08	-15.29	-17.48

**Tabla 2:** Resumen de Limites de Atterberg BI

#### 4.3.3. Tablas de resultados de las pruebas de las pruebas de proctor estándar.

Proctor Estándar Calicatas de Banda Derecha						
Calicata N°	1		2	3	4	5
Ensaye N°	1	2	1	1	1	1
Volumen del cilindro	943.3	943.3	943.3	943.3	943.3	943.3
Peso del molde cilíndrico (gr)	3628.74	3628.74	3628.74	3628.74	3628.74	3628.74
Peso del material + molde cilíndrico (gr)	5443.11	5443.11	5443.11	5443.11	5443.11	5443.11
Peso del material (gr)	1814.37	1814.369	1814.369	1814.369	1814.369	1814.369
Peso Seco (gr)	204	127.5	59.3	76.7	89	91.1
Peso Húmedo (gr)	239	152.3	78.3	101.9	107	116
% de Humedad	17.16	19.45	32.04	32.86	20.22	27.33
Peso Volumétrico Húmedo kg/m3	1923.427	1923.427	1923.427	1923.427	1923.427	1923.427
Peso Volumétrico Seco Kg/m3	1641.754	1610.223	1456.695	1447.761	1599.860	1510.554

Tabla 3: Resultados Proctor Estándar Calicata BD

Proctor Estándar Calicatas de Banda Izquierda					
Calicata N°	1	2	3	4	5
Ensaye N°	1	1	1	1	1
Volumen del cilindro	943.3	943.3	943.3	943.3	943.3
Peso del molde cilíndrico (gr)	3628.74	3628.74	3628.74	3628.74	3628.74
Peso del material + molde cilíndrico (gr)	5443.11	5443.11	5443.11	5443.11	5443.11
Peso del material (gr)	1814.37	1814.369	1814.369	1814.369	1814.369
Peso Seco (gr)	126.6	62.7	114.6	101.5	120.6
Peso Húmedo (gr)	157.5	78.5	129.7	127	140.3
% de Humedad	24.41	25.20	13.18	25.12	16.33
Peso Volumétrico Húmedo kg/m3	1923.427	1923.427	1923.427	1923.427	1923.427
Peso Volumétrico Seco Kg/m3	1546.069	1536.292	1699.497	1537.227	1653.352

Tabla 4: Resultados Proctor Estándar Calicata BI

#### 4.3.4. Tablas de resultados de las pruebas de las pruebas de CBR.

ENSAYO CARGA - PENETRACION				
(mm)	(pulg)	CARGA	ESFUERZO	
0.00	0.000	0	0.00	
0.64	0.025	0	0.00	
1.27	0.050	4.50	0.23	
1.91	0.075	4.50	0.23	
2.54	0.100	4.50	0.23	
5.08	0.200	4.50	0.23	

PENTRC.	0.1 (*)	0.2 (*)
	25.00	50.00

DENS	0.1	0.2	CBR
	1.64	35.56	47.41

C.B.R. Para el 100% de la M.D.S. =	48%
------------------------------------	-----

Tabla 5: Resultados Ensayo CBR Calicata BD

ENSAYO CARGA - PENETRACION				
(mm)	(pulg)	CARGA		ESFUERZO
0.00	0.000	0		0.00
0.64	0.025	0		0.00
1.27	0.050	4.50		0.23
1.91	0.075	4.50		0.23
2.54	0.100	4.00		0.20
5.08	0.200	4.50		0.23

PENTRC.	0.1 (*)	0.2 (*)
	20.00	40.00
	25.00	50.00

0.1	0.2	CBR
28.45	37.93	37.93
35.56	47.41	47.41

<b>C.B.R. Para el 100% de la M.D.S. =</b>	<b>38.0%</b>
---	--------------

Tabla 6: Resultados Ensayo CBR Calicata BI

#### 4.4. Interpretación de Resultados

##### 4.4.1. Granulometría

Los tipos de suelos resultantes son:

Clasificación AASHTO: Suelo A-1-b (Fragmentos de roca, grava y arenas) y Suelo A-2-4 (Grava y arena arcillosa o limosa).

Clasificación SUCS: Suelos con arena limosa (SM), arena mal graduada (SP), arena mal graduada con limos (SP-SM) y arena bien graduada con limos (SW-SM).

##### 4.4.2. Límites de Atterberg:

Según el índice de plasticidad de los sondeos realizados nos refleja que los suelos son NP (no plásticos), indicándonos que los suelos no tienen plasticidad, es decir son suelos no cohesivos, coincidiendo con los ensayos de granulometría que nos dicen que son en su mayoría arena limosa, conteniendo mayor cantidad de arena que limo.

#### **4.4.3. Proctor Estándar:**

Se sacaron un promedio de las densidades para todos los tramos.

Densidad seca tramo 1: 0+000-0+060 (calicatas 1, banda Derecha e Izquierda) = de 1599.35 kg/m<sup>3</sup>

Densidad seca tramo 2: 0+060-0+240 (calicatas 2,3 y 4, banda derecha e Izquierda) = 1546.222 kg/m<sup>3</sup>

Densidad seca tramo 3: 0+240-328 (calicatas 5, banda derecha e Izquierda) = 1581.953 kg/m<sup>3</sup>

Densidad húmeda para todos los tramos = 1923.427 kg/m<sup>3</sup>.

#### **4.4.4. California Bearing Ratio (CBR)**

Capacidad portante del suelo que se obtuvo mediante el estudio CBR para todos los tramos es = 4.5 kg/cm<sup>2</sup>

## **CAPÍTULO: V ESTUDIO HIDRÓLOGICO**

### **5.1. Introducción**

El presente estudio contiene los resultados para definir los criterios de diseño de los muros de contención partiendo de la delimitación de la cuenca de la Quebrada el Zapote ubicada en la ciudad de Estelí-Nicaragua, analizando las características físicas e hidrogeomorfológicas que ésta posee, relacionándose con las incidencias topográficas y geológicas que inciden en su caracterización.

Aplicando el modelo de Horton-Strahler para el orden del río, el método racional modificado para cálculo de crecidas máximas, analizando cinco sub-cuencas de orden tres y dos sub-cuenca de orden cuatro, para el diseño de las obras para la protección contra inundaciones de la población ribereña a la quebrada por el paso en el Barrio Boris Vega en la ciudad de Estelí.

El Proyecto considera una vida útil de 50 años, se asumirá un caudal de diseño de período de retorno de 50 años el que se verifico para riesgo de fallo (RF) resultando que el sobre diseño de seguridad debe ser para un período de retorno de 100 años.

Para analizar las series de lluvia con fines de establecer la lluvia de diseño se aplicó el procedimiento de la distribución de valores extremos tipo I (Gumbel).

### **5.2. Geomorfología y Características de la Cuenca.**

A continuación, se detallan todos los parámetros morfo-métricos y las características de la cuenca de estudio.

### **5.2.1. Descripción cualitativa de la cuenca.**

La cuenca hidrográfica de la Quebrada el Zapote, delimitada por el parte-aguas correspondiente, ubicándola en la zona norte del casco urbano de la ciudad de Estelí, con las siguientes coordenadas:

Latitud Norte: 13°03'09" hasta 13°06'22"

Longitud Oeste: 86°20'01" hasta 86°22'21".

El suelo es arenoso conformado en su mayoría en las partes baja y fuertemente arcilloso en la parte alta de la cuenca. Por ser una zona montañosa presenta un régimen de lluvia abundante durante el período húmedo en la parte alta y es más seco en la parte baja.

Es una zona no pantanosa y carece de embalses. Presenta un relieve de pendiente desde pronunciada a ondulada. El río principal con poca sinuosidad con características de río de montaña y vegetación abundante en la zona media.

En la zona alta y baja está completamente deforestado y cambia aceleradamente el uso de suelos a urbanizaciones.

### **5.2.2. Parámetros morfo-métricos.**

Se abordan las características cuantitativas, que condicionan la formación natural del escurrimiento o determinan su alteración.<sup>10</sup>

- Área de la cuenca.
- Forma de la Cuenca.

El área de la cuenca ha sido obtenida en el software ArcGIS 10.1. ver tabla 22 y 23 anexo.

---

<sup>10</sup> (Villodas, 2008, págs. 4-21). Hidrología I.

## Otros parámetros morfo-métricos

Parámetro	Ecuación	Donde
Pendiente de la cuenca	$S_m = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L_m}$	H <sub>max</sub> : elevación máxima de la cuenca (m). H <sub>min</sub> : elevación del exutorio (sección de diseño) (m). L <sub>m</sub> : Longitud de la cuenca (m).
Pendiente del Cause Principal (i).	$S = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L_c}$	L <sub>c</sub> : Longitud del río principal (m).
Ancho medio de la cuenca.	$B = \frac{A_c}{L_m}$	A <sub>c</sub> : área de la cuenca (km <sup>2</sup> ). L <sub>m</sub> : Línea recta, paralela al cauce principal, que une el cierre de cálculo con el punto más alejado de la cuenca localizado en la divisoria (km).
Índice de Gravelius o coeficiente de compacidad.	$I_c = 0.282 \frac{P}{\sqrt{A}}$	I <sub>c</sub> : Coeficiente de Compacidad P: Perímetro de la cuenca (Km) A: Área de la cuenca (Km <sup>2</sup> ).
Relación de elongación (Re).	$R_e = \frac{D}{L_m} = 1.128 \frac{\sqrt{A}}{L_m}$	A: Área de la cuenca (Km <sup>2</sup> ) L <sub>m</sub> : Longitud de la cuenca
Factor de forma de Horton (Rf).	$R_f = \frac{A}{L_m^2}$	R <sub>f</sub> : Factor de forma A: Área de la cuenca (Km <sup>2</sup> ) L <sub>m</sub> : Longitud de la cuenca medida desde el exutorio hasta la divisoria cerca de la cabecera del río principal (Km) a lo largo de una línea recta.

### 5.2.3. Características de la Red de Drenaje.

La red de drenaje o de avenamiento de un territorio es el drenaje natural, permanente o temporal, por el que fluyen las aguas superficiales que salen del área drenada. Es una característica importante de la cuenca dado su rol principal en la magnitud de los escurrimientos y la forma en que estos se presentan. La red se compone de una corriente principal y una serie de afluentes o tributarios.

### 5.2.4. Características del cauce principal.

Entre las características del cauce principal tenemos la longitud, pendiente y sinuosidad.

#### 5.2.4.1. Sinuosidad.

La sinuosidad del cauce principal es a dimensional y se determina por la relación que existe entre la longitud del cauce principal,  $L_c$ , y la longitud del valle del Cauce principal medida en línea recta,  $L_t$ . Ver tabla 24 anexo.

$$S_i = \frac{L_c}{L_t}$$

Dónde:  $L_c$ : longitud real del río (o del tramo), se expresa en *km*.

$L_t$ : longitud de la línea recta que une el origen del cauce (o final del tramo) con el cierre de cálculo (o inicio del tramo), se expresa en *km*.

#### 5.2.5. Orden de corrientes.

Criterio 1: Los cauces reconocibles más pequeños se designan como de orden 1 y normalmente estos solo fluyen en épocas de lluvia y no tiene tributarios.

Criterio 2: Cuando dos cauces de orden 1 se juntan forman un cauce consecuente de orden dos y así sucesivamente.

Criterio 3: Cuando un cauce de orden “u” fluye en un cauce de orden u+1, esta conserva el orden mayor de ambos.

Criterio 4: La cuenca conserva el orden del cauce de orden mayor o canal de salida.

#### 5.2.6. Distribución de Valores Extremos

Se trata del estudio de los valores más altos o más bajos de entre los “m” valores contenidos en cada una de las “N” muestras y que llega a tener una forma asintótica a medida que los “m” crecen indefinidamente.<sup>11</sup>

---

<sup>11</sup> (Custodio & Llamas, 2001, pág. 149). Hidrología Subterránea.

Para el análisis de la lluvia máxima se recurrió al método de Gumbel o Distribución Estadística de valores extremos Tipo I por su sencillez y aplicabilidad. Esta distribución se deriva de otras de tipo exponencial que convergen hacia una función exponencial a medida que los valores de “x” crecen. La función de densidad de esta distribución en la tabla siguiente:

Parámetro	Ecuación	Comentario
Función de densidad de esta distribución	$P_{(x)} = \alpha * e^{-\alpha(x-\beta)} * e^{-\alpha(x-\beta)}$	$-\infty < x < \infty$ y $\alpha, \beta$ son parámetros calculados
Función de distribución	$F_{(x)} = e^{-e^{-\left(\frac{x-\beta}{\alpha}\right)}}$	
	$\alpha = \frac{\sqrt{6} * \sigma}{\pi}$ $\beta = \text{Media} - 0.5772\alpha$	Siendo la componente doble exponencial “ $-\alpha(x-\beta)$ ” la variable reducida de Gumbel “y”
Probabilidad de obtener un valor mayor que “X”	$P(X \geq x) = 1 - P(X < x)$	
Probabilidad de que un evento X se repita	$1/P(X \geq x)$	

### 5.2.7. CAUDALES DE DISEÑO. Método Racional Modificado

Para el cálculo del caudal se hace uso de la fórmula racional ya que se adecua a las áreas de drenaje pequeño. El concepto básico del método racional presume que el máximo caudal de escorrentía de una cuenca de drenaje ocurre cuando la cuenca entera está contribuyendo, y que el caudal de escorrentías es igual a una proporción C de la precipitación promedio, con adaptación de las condiciones climáticas, calculando los caudales de las cuencas de drenaje natural.<sup>12</sup>

<sup>12</sup> (Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 2012, págs. 50-51). Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje

Ecuación del Método Racional Modificado		
Caudal máximo de diseño	$Q = 0.2778 C I A K$	Q = Caudal de Diseño (m <sup>3</sup> /s) C = Coeficiente de escorrentía I = Intensidad de la precipitación (mm/hr) A = Área de la Cuenca (m <sup>2</sup> ) K = Coeficiente de Uniformidad de área
Coeficiente de Uniformidad de área	$K = 1 + \frac{t_c^{1.25}}{t_c^{1.25} + 14}$	K = Coeficiente de Uniformidad de área Tc = Tiempo de concentración (min)
Tiempo de Concentración (ec. de Kirpich)	$t_c = 0.01947 * \left(\frac{L}{\sqrt{S}}\right)^{0.77}$	tc = tiempo de concentración (min) S = Pendiente de la cuenca (m/m) L = Longitud de la cuenca (m)

### 5.2.8. Coeficiente de Infiltración

El coeficiente (C) de infiltración se compone de la suma de tres factores por textura de suelos ( $K_c$ ), cubierta vegetal ( $K_v$ ), pendiente del terreno ( $K_p$ ).

$$\text{Coeficiente de Infiltración} = C = K_c + K_v + K_p$$

Con los criterios expuesto por el Método de Cook para determinar la infiltración en la cuenca de estudio se utilizará la siguiente tabla según la Textura del suelo:

COEFICIENTE DE INFILTRACION		
<b>Por textura de suelo</b>		$K_c$
Arcilla compacta e impermeable		0.1
Combinación de limo y arcilla		0.2
Suelo limo arenosos no muy compacto		0.4
<b>Por Pendiente</b>		$K_p$
Muy plano	0.02 a 0.6%	0.3
Plano	0.3 a 0.4 %	0.2
Algo Plano	1 a 2 %	0.15
Promedio	2 a 7 %	0.1
Fuerte	Mayor a 7%	0.06
<b>Por cobertura vegetal</b>		$K_v$

Cobertura con Pastos <50%		0.09
Terrenos de cultivo		0.1
Cobertura con pastos		0.18
Bosques		0.2
Cobertura con pastos >75%		0.21

Para determinar el factor  $K_{fc}$  correspondiente a la textura del suelo presente en la cuenca nos auxiliamos del Mapa Geológico de Estelí (Hoja 2955 III) publicado por el Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales, el cual divide a la Cuenca el Zapote de la siguiente manera:

Descripción		
<b>Qc</b>	Suelos Coluviales	Enriquecidos con arcilla
<b>Qal</b>	Suelos Aluviales	Son Franco Arenoso con alta permeabilidad
<b>Tpci</b>	Coyol Superior Ignimbritas	suelos básicos que presentan arcillas expandit
<b>Tpcb</b>	Coyol Superior Basalto	Suelos con arcillas expandibles y arenas puras
<b>Tmcd</b>	Coyol inferior Dacitas	Suelos arcillosos de montmorilonitas hasta are
<b>Tmca</b>	Coyol Inferior Andesitas Ignimbrita, Andesita o Aglomerado	Son arcillas no expandibles y difíciles de permeabilizar

**Tabla 7:** Leyenda Litológica Según el Mapa Geológico de Estelí

### 5.3. Resultados

Los resultados de las características de la cuenca son los siguientes:

#### 5.3.1. Parámetros morfo-métricos.

Para la realización de los cálculos a continuación se tomaron en cuenta los siguientes datos:

- Área de la cuenca,  $A_c$ : 14.133 km<sup>2</sup>.
- Perímetro de la Cuenca,  $P$ : 23.722 km
- Longitud de la Cuenca,  $L_m$ : 7.108 km
- Altura máxima de la cuenca,  $H_{max}$ : 1246 msnm.

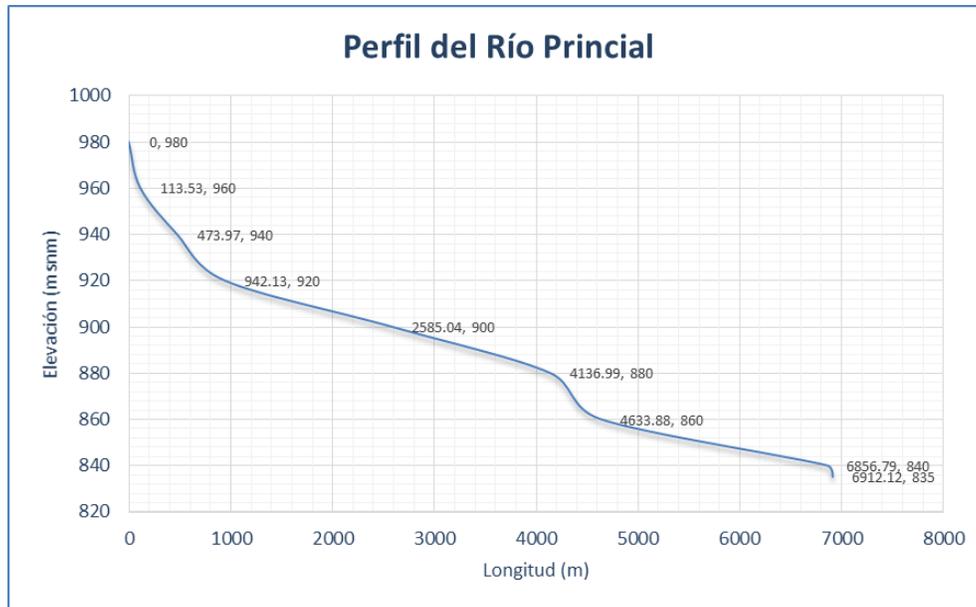
- Altura mínima de la cuenca,  $H_{\min}$ : 840 msnm.
- Longitud del cauce principal,  $L_c$ : 6.914 km
- Cota máxima cauce principal,  $L_{c\max}$ : 980 msnm.

### 5.3.1.1. Resultado de parámetros morfo-métricos

Parámetro	Resultado	Comentario
Pendiente de la cuenca	$S_m=5.71\%$	Se consideró una equidistancia entre las curvas de nivel, con una altura máxima de la cuenca principal y una altura mínima en el punto de salida, con una longitud del cauce.
Pendiente del Cauce Principal (i).	$S=2.03\%$	Pendiente aritmética del cauce
Ancho medio de la cuenca.	$B = \frac{14.133 \text{ km}^2}{7.108 \text{ km}} = 1.988 \text{ km}$	
Forma de la Cuenca	La forma de las cuencas de estudio es la alargada.	
Índice de Gravelius o coeficiente de compacidad.	$I_c = 0.282 * \frac{23.722 \text{ km}}{\sqrt{14.133 \text{ km}^2}} = 1.78$	El índice de Gravelius indica que la cuenca es alargada, por tanto, el agua fluye por uno o unos pocos causes retardando el tiempo de avenida.
Relación de elongación (Re).	$R_e = 1.128 \frac{\sqrt{14.133 \text{ km}^2}}{7.108 \text{ km}} = 0.597$	Con el valor obtenido se deduce que la cuenca presenta un relieve pronunciado con tendencias a escarpado
Factor de forma de Horton (Rf).	$R_f = \frac{14.133 \text{ km}^2}{(7.108 \text{ km})^2} = 0.28$	

### 5.3.1.2. Longitud del Cauce Principal (Rio Principal).

El río principal (Orden 4) tiene 6.914 km de longitud, su perfil parte de una elevación mínima de 835 msnm y hasta su elevación máxima de 980 msnm. Debe observarse los fuertes cambios de pendiente que ocurren en tres tramos del río y en especial en el tramo final. Estos son aparentemente zonas de control geológico del cauce y de la cuenca.



**Ilustración 3:** Perfil del Río Principal

### 5.3.1.3. Factor de forma de Horton (Rf).

En la siguiente imagen se muestra el mapa de la cuenca de estudio y como se evidencia la cuenca es alargada y con un factor de forma bajo, por tanto, es posible esperar que este menos sujeta a crecidas que una de la misma área y mayor factor de forma. Sin embargo, la presencia de una estructura plana e impermeable (suelos arcillosos deteriorados por las prácticas agrícolas y fuertemente urbanizados) que se presentan en la parte alta de la cuenca hace que las crecidas aparezcan concentradas en la descarga cuando las lluvias tienen duraciones prolongadas.

### 5.3.2. Características de la Red de Drenaje.

La red se compone de una corriente principal y una serie de afluentes o tributarios.

#### 5.3.2.1. Características del cauce principal.

Entre las características del cauce principal tenemos la longitud, pendiente y sinuosidad.

- **Sinuosidad.**

De acuerdo a los parámetros de sinuosidad del cauce, se tiene que el cauce que se forma es recto, con flujos rápidos y pobre capacidad de atenuación de las avenidas

$$S_i = \frac{6.912 \text{ km}}{6.150 \text{ km}} = 1.124$$

Siendo la sinuosidad < 1,25, indica que el río responde con rapidez a los impulsos de precipitación y descarga. La sección transversal y la geometría hidráulica del cauce principal tienen gran influencia en las mediciones del gasto, y otros parámetros de las corrientes naturales. Ver anexo ilustración 21.

- **Orden de corrientes.**

Basados en los criterios de Horton-Strahler se obtiene la cuenca de la quebrada el Zapote es de orden 4. Con un total de 123 ríos de orden uno, 49 ríos de orden dos, 28 ríos de orden tres y el río principal que es de orden cuatro.

Es notable en esta red, una estructura que concentra las aguas del terreno de forma compacta en las zonas más elevadas (Ríos de orden uno y dos de pendiente fuerte) que descarga a un largo río tercer orden y cuarto orden, dándole gran velocidad a la corriente.

En el tramo final del río de cuarto orden (Orden de Cuenca), con pendientes menores (2.79%), el agua llega a gran velocidad a unas zonas de pendiente negativa donde disminuye la velocidad creando divagación del lecho, erosión de bancos, deposición selectiva de materiales y desbordamiento. Ver anexo ilustración 22. En el mapa anexo ilustración 23 se detallan las áreas para cada río, según la clasificación de orden de Horton-Strahler.

El régimen pluviométrico cuenta con una serie de 43 años de registros para la estación Valle Santa Cruz, datos de precipitaciones emitidas por el Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales INETER (Dirección General de Meteorología).

### 5.3.3. Tormenta de Diseño.

La crecida máxima probable debe estimarse a partir de la Precipitación Máxima probable por técnicas estadísticas aplicadas en hidrología. En el territorio la estación pluviométrica Valle Santa Cruz localizada en 13°01'06" y a 86°18'54" a una elevación de 1010 msnm, es la que se tomó como estación de referencia para el análisis de lluvia máxima, la serie de registro de la estación pluviométrica de Santa Cruz con longitud de registro 1969-2011.

La serie temporal está constituida de datos de lluvia en 24 horas, dificultando la identificación de la lluvia o tormenta generadora de la avenida máxima.

Esto obliga a un análisis combinado de la tormenta histórica generadora de las máximas avenidas con el estudio de la hidráulica de la sección bajo estudio.

### 5.3.4. Distribución de Valores Extremos

En las condiciones de escasos de datos que se hace este análisis se debe recurrir al análisis de las condiciones de humedad antecedente de la cuenca para lo cual además de la lluvia máxima se toman los datos de las lluvias anteriores a la lluvia máxima registrada. Este análisis de humedad antecedente se combina con el análisis de la sección del río (Sección de cierre) durante ese proceso y el conjunto facilita la imagen de la sección de diseño. Los estadísticos estimados para la determinación de la lluvia de diseño se resumen en la tabla siguiente:

Estadísticos Estimados								
<b>Suma</b>	3404.400	826.404	982.766	1087.609	1293.392	1538.111	1829.133	2407.274
<b>Media</b>	79.172	19.219	22.855	25.293	30.079	35.770	42.538	55.983
<b>Des. Est.</b>	32.903	7.987	9.498	10.512	12.500	14.866	17.678	23.266

**Tabla 8:** Estadísticos Estimados

Los resultados de los exponenciales de la variable reducida de Gumbel se resumen en la tabla siguiente:

Componentes de la doble exponencial de la variable reducida de Gumbel								
$\alpha$	25.654	6.228	7.406	8.196	9.747	11.591	13.784	18.140
$\beta$	64.364	15.624	18.580	20.563	24.453	29.080	34.582	45.512

**Tabla 9:** Componente de la doble Exponencial de la variable reducida de Gumbel

Con los estadísticos estimados se generan las curvas de Intensidad-Duración-Periodo de Retorno que permiten determinar la intensidad de la lluvia que estimula a la cuenca a una respuesta máxima a través de gráficas.

		lluvia en minutos						
		5	10	15	30	60	120	360
$\alpha$		6.228	7.406	8.196	9.747	11.591	13.784	18.140
$\beta$		15.624	18.580	20.563	24.453	29.080	34.582	45.512

$$y_T = -Ln \left[ Ln \left( \frac{T}{T-1} \right) \right]$$

$$X_T = \mu + \alpha y_T$$

Datos para la curva de Intensidad-Duración-Periodo de Retorno								
T	$y_T$	$X_T$						
		5	10	15	30	60	120	360
50	3.90	39.92	47.48	52.54	62.48	74.31	88.37	116.30
100	4.60	44.27	52.65	58.26	69.29	82.40	97.99	128.96

**Tabla 10:** Curva de Intensidad-Duración-Periodo de Retorno

La representación de los datos descritos en tabla se presenta de manera gráfica a continuación, determinando las ecuaciones potenciales para el cálculo de intensidad de la lluvia con respecto a su duración.

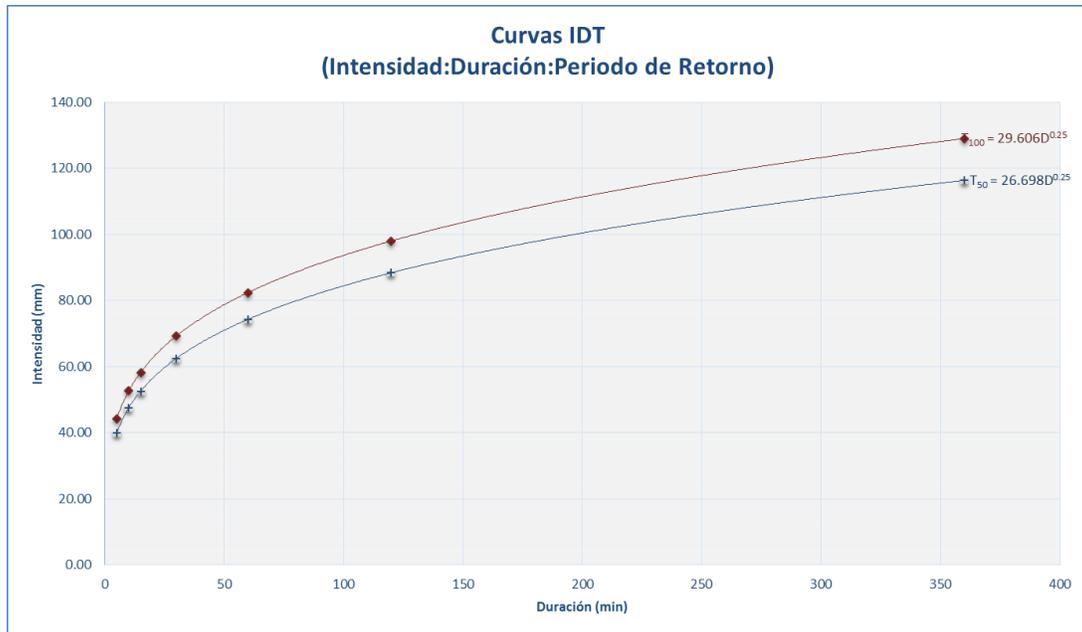


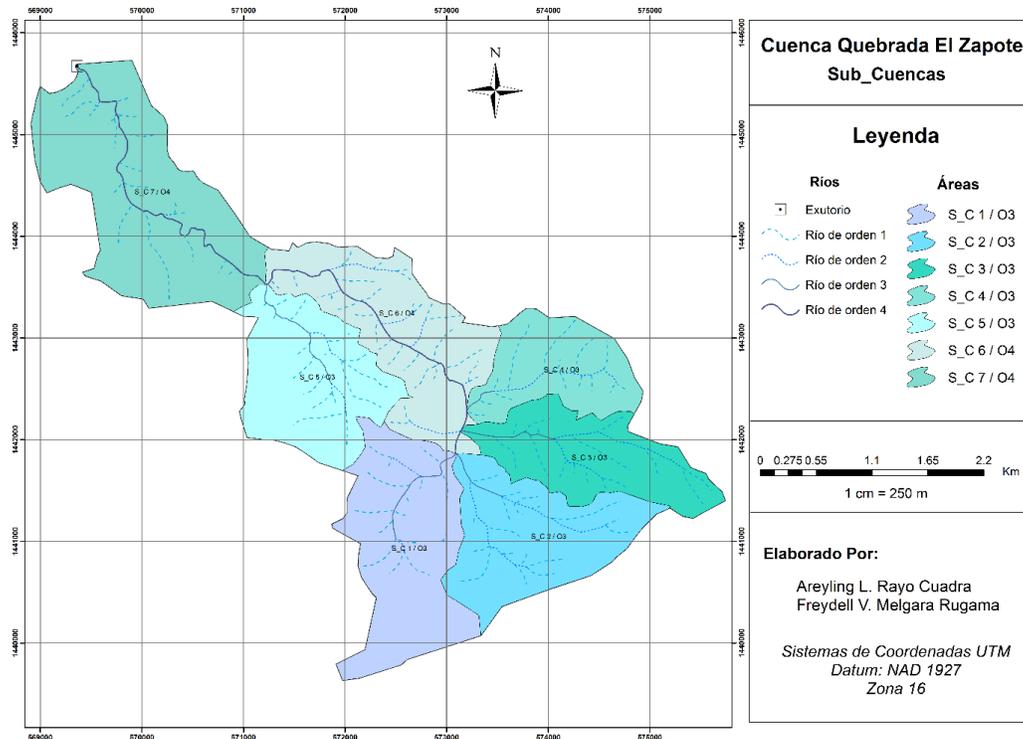
Ilustración 4: Curvas IDT

### 5.3.5. Caracterización de la respuesta hidrológica de la Cuenca

Para el cálculo del caudal se delimita la cuenca en 7 sub-cuencas con pendientes pronunciada, vista en el mapa o ilustración 6. Los datos de las elevaciones, áreas y longitud de las cuencas se resumen en siguiente tabla resumen de análisis espacial en ArcGis:

Sub_Cuenca	LONGITUD (m)	Area (km <sup>2</sup> )	Elevación (m)		Pendiente		
			Elev Max	Elev min	m/m	%	
<b>ORDEN 3</b>							
1	1304.174	2.235	995	975	0.015	1.53	
2	1203.822	1.915	1005	975	0.025	2.49	
3	656.150	1.581	1015	955	0.091	9.14	
4	955.088	1.242	970	945	0.026	2.62	
5	345.231	1.873	975	888	0.252	25.20	
<b>ORDEN 4</b>							
6	3292.45452	2.156	975	888	0.026	2.64	
7	3619.25189	3.133	888	835	0.015	1.46	

Tabla 11: Datos Característicos de la Cuenca Quebrada el Zapote



**Ilustración 5: Áreas de Sub-Cuencas**

### 5.3.6. CAUDALES DE DISEÑO. Método Racional Modificado

Para la aplicación del método racional para obtener el caudal máximo se determinan los siguientes parámetros:

### 5.3.7. Intensidad de la lluvia

El análisis estadístico de las precipitaciones se hace con el fin de determinar la intensidad de la lluvia en mm/h, relacionando los datos de las lluvias con los caudales, se requiere desarrollar relación entre las intensidades de las lluvias, la duración de la misma con el periodo de ocurrencia. Ésta se obtiene según la ecuación de la curva, así como interpretación analítica de la curva. Los resultados de los valores de intensidad de las lluvias para cada uno de los caudales en cada sub-cuenca, según la expresión de la curva IDT para un periodo de Retorno de 100 años.

La intensidad de diseño resultante es de 80.4101 mm que precipitan en 54.416 minutos generando un gasto de avenida, para el que no existe riesgo de ser excedido. Tomando los coeficientes encontrados para clase hidrológica del suelo ( $C = 0.682$ ) y multiplicando por la intensidad de lluvia de diseño resulta la lluvia que causará escurrimiento directo es de 54.8397 mm y se denomina lluvia efectiva.

### **5.3.8. Tiempo de concentración**

En la cuenca hidrológica que se analiza en la zona de estudio se determina el tiempo de concentración respectivo a cada una de las sub-cuencas que drenan a cada uno de los diferentes cauces, ver resultados en la tabla 17.

### **5.3.9. Coeficiente de Infiltración**

El coeficiente de infiltración se determinó mediante el procedimiento de Cook, adoptado por el Proyecto Hidrometeorológico centroamericano<sup>13</sup>.

### **5.3.10. Factor de infiltración según textura de suelo Kc**

Los suelos presentes en las laderas y el pie de monte que sobre yacen a paquetes de rocas del tipo andesitas y cuya textura es granular con pocos finos y los aluviales del margen del río presentan alta a media infiltración. Los suelos que sobre yacen a rocas basálticas y a ignimbritas son predominantemente cohesivos y de baja conductividad hidráulica hasta impermeables por encostramiento. Estos se presentan en las zonas altas de la cuenca, donde se observa un deterioro del perfil severo y en especial se presentan vigorosos procesos de urbanización y con ello de impermeabilización.<sup>14</sup> En el mapa anexo ilustración 24, se representa las diferentes texturas de suelos a partir del material parental.

---

<sup>13</sup> Hudson, N. W, 1997. Medición sobre el terreno de la erosión y de la escorrentía. Boletín de suelos N° 68. FAO. Pág. 120 - 122

<sup>14</sup> FIDER, 2003. Plan de Manejo reserva natural El Tisey- La Estanzuela. Aprobado por resolución ministerial No. 44-2003 de MARENA. Pág. 28

### 5.3.11. Factor de infiltración por cobertura vegetación $K_v$

La clasificación según los usos de los suelos encontrados en la zona se divide en cultivos, bosques y zacate, siendo esta la mayor área usada, representadas en el siguiente mapa.

Se hace notar la congruencia de los suelos más cohesivos e impermeables con usos de suelo para pasturas de mala calidad por el deterioro del suelo superficial y con el avance de las urbanizaciones observadas durante las giras de campo, algunas de ellas de gran tamaño, en especial en las comunidades El Quebracho, Sabana Larga, El Naranja y Buenos Aires, en la zona alta de la cuenca. Ver ilustración 25 anexo.

### 5.3.12. Factor de infiltración por pendiente del terreno $K_p$

Para asignar el coeficiente  $K_p$  a la superficie total de cada Sub-cuenca, se calculan las pendientes de cada una según la relación de diferencia de elevaciones y la longitud de la misma. De acuerdo a los valores de pendiente calculados, se asigna un valor  $K_p$  para cada área, mostrados en la siguiente tabla. Ver ilustración 25 en anexo.

Determinación de $K_p$ por efecto de Pendiente						
Sub_Cuenca	Long. Cuenca (m)	Hmax (m)	Hmin (m)	S (%)	Area (Km2)	$K_p$
1	2487.795118	995	975	0.80%	2.235	0.18
2	1789.968755	1005	975	1.68%	1.915	0.15
3	2691.400051	1015	955	2.23%	1.581	0.1
4	1606.896029	970	945	1.56%	1.242	0.15
5	1963.428148	975	888	4.43%	1.873	0.1
6	2372.359972	975	888	3.67%	2.156	0.1
7	2879.213441	888	835	1.84%	3.133	0.15

Tabla 12: Factor  $K_p$  por efecto de Pendiente en Sub-Cuencas

### 5.3.13. Coeficiente de Escorrentía

Esta cuenca tiene la característica de estar representada por un incremento de la impermeabilización y la reducción de la infiltración debido al revestimiento del

suelo como consecuencia de la construcción de nuevos edificios, calles y la remoción de la cobertura vegetal. Estos factores incrementan el volumen y la velocidad de escorrentía produciendo caudales picos mayores en comparación con la cuenca no intervenida. El coeficiente de escorrentía, se determina como la diferencia de la unidad y el coeficiente de infiltración ( $C = 1 - C_{inf.}$ ), en la siguiente tabla se especifican los coeficientes para cada cuenca.

Sub_Cuenca	Coeficiente de Infiltración $C_{inf}$ ( $C_{inf} = K_p + K_c + K_v$ )	Coeficiente de Escorrentía $C$ ( $C = 1 - C_{inf}$ )
1	0.689	0.311
2	0.637	0.364
3	0.511	0.489
4	0.610	0.391
5	0.470	0.530
6	0.318	0.682
7	0.526	0.474

**Tabla 13:** Coeficiente de Escorrentía

Los resultados de los cálculos de intensidad de la lluvia, tiempo de concentración, coeficiente de uniformidad y el caudal para cada sub-cuencas se resumen en la tabla siguiente, de acuerdo al análisis gráfico de las curvas de Intensidad – Duración - Periodo de retorno de 100 años.

Sub_Cuenca	LONGITUD (m)	Area (km <sup>2</sup> )	Elevación (m)		Pendiente		tc (min)	I (mm/h)	Cief. Esc. C	k	Caudal (m <sup>3</sup> /s)
			Elev Max	Elev min	m/m	%					
<b>ORDEN 3</b>											
1.000	1304.174	2.235	995	975.000	0.015	0.015	24.360	65.773	0.311	1.794	22.786
2.000	1203.822	1.915	1005	975.000	0.025	0.025	18.999	61.810	0.364	1.739	20.805
3.000	656.150	1.581	1015	955.000	0.091	0.091	7.218	48.527	0.489	1.458	15.216
4.000	955.088	1.242	970	945.000	0.026	0.026	15.599	58.838	0.391	1.689	13.396
5.000	345.231	1.873	975	888.000	0.252	0.252	2.980	38.897	0.530	1.219	13.079
<b>ORDEN 4</b>											
6.000	3292.455	2.156	975	888.000	0.026	0.026	40.308	74.598	0.682	1.879	57.292
7.000	3619.252	3.133	888	835.000	0.015	0.015	54.416	80.410	0.474	1.913	63.514
<b>Q Total (m<sup>3</sup>/s)</b>											<b>206.087</b>

**Tabla 14:** Resultado del Método Racional Modificado

Para la aplicación del método racional modificado la cuenca fue transitada en 7 secciones de sub-cuencas, siendo todas estas menores a 5 Km<sup>2</sup>, cada cuenca afectada por su respectivo coeficiente de uniformidad con caudales que varían entre 13.0789 m<sup>3</sup>/s a 63.5136 m<sup>3</sup>/s.

La cuenca 7 es la que tiene un mayor tiempo de concentración, tiempo máximo de respuesta y con una mayor intensidad de lluvia, siendo la menos afectada en su calidad hidrológica y la cuenca 5 afecta la sección de control con  $13.0789 \text{ m}^3/\text{s}$  que ingresan en un tiempo desde el centro de masa de la lluvia de 2.98 minutos, con una mayor pendiente en comparación a las demás sub-cuencas.

Las Sub-cuencas que pertenecen al río principal son las que tardan más en concentrarse dado que en estas las pendientes son apenas pronunciadas siendo unos terrenos planos y en estas áreas es donde se encuentran asentamientos humanos por tanto el hombre ha formado parte de la transformación geomorfológica de la cuenca.

Se analizan por sub-cuencas para ver el comportamiento del flujo en cada tránsito a avenida del caudal, pero para el proceso de diseño de las estructuras de encausamiento de la quebrada el Zapote para la protección ribereña se toma el caudal de  $206.087 \text{ m}^3/\text{s}$ .

## **CAPÍTULO: VI DISEÑO HIDRÁULICO**

### **6.1. Introducción**

Para todo proyecto que se requiera ejecutar se necesita un estudio hidrológico, ya que se debe tener conocimiento riguroso principalmente del caudal de crecidas máximas extraordinarias que afectan la zona de estudio, los diferentes niveles que alcanza el río en cada cambio de estación del año, identificación del río a banca llena, las llanuras de inundación y la dirección de la corriente en las crecientes, datos recopilados por memoria ciudadana. Toda esta información es indispensable para determinar el dimensionamiento y la forma geométrica en dependencia de las condiciones naturales ya establecidas por el curso del río, favoreciendo así las condiciones de estabilidad de flujo del mismo.

En el diseño hidráulico se calcula el tirante normal que es el que corresponde para cada descarga en una canal con pendiente de fondo, sección del río, sección transversal y rugosidad de paredes establecidas.

### **6.2. Análisis de sección hidráulica (Topografía)**

Para complementar el análisis de respuesta hidrológica de la cuenca se tomó referencias del banco del río y de la memoria de los pobladores y autoridades locales relacionadas con las crecidas máximas, con el propósito de complementar y confirmar el análisis estadístico. Con ello se pretende establecer una base real para la concepción de la obra sustentada en un criterio de precaución frente al fallo.

### **6.3. Geometría del canal**

Los canales son conductos en los cuales el agua circula debido a la acción de la gravedad y sin ninguna presión, pues la superficie libre del líquido está en contacto con la atmósfera.

### **6.3.1. Forma de la sección del canal:**

La sección transversal de un canal natural es generalmente de forma muy irregular y variable durante su recorrido. Los canales artificiales generalmente se diseñan con formas geométricas regulares como la trapezoidal, rectangular, triangular y parabólica cuando se trata de secciones abiertas; cuando es cerrada la circular, rectangular y de herradura son las predominantes. Para este caso se diseñará como un canal de forma trapezoidal de acuerdo a las condiciones del tipo de sección hidráulica en la tabla 18.

## **6.4. Condiciones Hidráulicas de Diseño**

Las condiciones hidráulicas a considerar para el diseño hidráulico son las siguientes:

### **6.4.1. Socavación**

La socavación es un fenómeno hidrodinámico que es la causa más frecuente de falla que afecta las cimentaciones de los muros. Dicho fenómeno es una combinación de distintos procesos, unos que se producen a largo plazo y otros transitorios por el paso de avenidas. Para establecer la profundidad de socavación, es aplicable el método propuesto por LIST VAN LEBEDIEV, orientado a cauces naturales definidos. Es necesario evaluar las erosiones máximas esperadas en una sección, al pasar un gasto de diseño o de interés singular, a la cual se le retribuye una cierta recurrencia o tiempo de retorno.<sup>15</sup>

La socavación que se produce en un río no puede ser calculada con exactitud, solo estimada, muchos factores intervienen en la ocurrencia de este fenómeno, tales como: El caudal, Tamaño y conformación del tamaño del cauce, cantidad de transporte de sólidos. La ecuación que se presentan en la tabla 18 es una guía

---

<sup>15</sup> (Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 2012, págs. 105-108). Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje.

para estimar la geometría hidráulica del cauce de un río. La misma está en función del material del cauce.

#### **6.4.2. Método de Velocidad Crítica y Agua Clara**

Este método utiliza el criterio del principio de movimiento de un fondo granular bajo una corriente permanente, igual al criterio de Shields y la hipótesis de agua clara, es decir que la corriente no transporta sedimentos.

La profundidad máxima de socavación general se alcanza cuando la velocidad crítica es igualada por la velocidad media de la sección. La velocidad crítica está en función del parámetro de tensión crítica adimensional, de la fórmula de Strickler para el coeficiente de rugosidad de Manning y las características del material del lecho,<sup>16</sup> (ver ecuación en la tabla 15). Para la obtención del diámetro característico  $D$  del suelo erosionado puede emplearse el  $D_{84}$  que toma en cuenta el acorazamiento del lecho.

#### **6.4.3. Condición Hidráulica por tipo de flujo**

- **Régimen subcrítico:** Es un régimen lento, tranquilo, fluvial. Se produce cuando los tirantes son mayores que los críticos, las velocidades menores que las críticas y se conoce cuando el número de Froude es menor que 1.
- **Régimen supercrítico:** Es un régimen torrencial, rápido. Se produce cuando las velocidades son mayores que las críticas, los tirantes son menores que los críticos y los números de Froude mayor que 1.

#### **6.4.4. Coeficiente de rugosidad**

Para la determinación del coeficiente de rugosidad se usa los valores dados según Manning.

---

<sup>16</sup> (Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 2012, pág. 104). Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje.

**Para Cauces Naturales:** El valor de “n” es muy variable dependiendo generalmente del tipo y tamaño del material que conforma el lecho del cauce, así como también de la densidad de vegetación existente en el cauce.<sup>17</sup>

#### **6.4.5. Velocidad de Flujo**

Fórmula de Manning tabla 15. Esta ecuación determina la velocidad principal del flujo, en función de la forma del canal, rugosidad y pendiente en condición de régimen uniforme.

#### **6.4.6. Tirante hidráulico**

Para el cálculo del tirante de agua deben de ser óptimos, teniendo en cuenta todos los factores de agua, suelo y el área al cual abastecerá dicha sección definida del canal.

#### **6.4.7. Borde Libre**

El borde libre<sup>18</sup> en un canal es un parámetro muy importante a tomar en cuenta durante su diseño hidráulico entre el nivel de flujo máximo esperado y el nivel de la superficie de coronamiento de la estructura, por ello, los canales no deben ser diseñadas para trabajar a sección llena, ya que esto incrementa su riesgo de desbordamiento, afectando su capacidad hidráulica, ecuación a utilizada en tabla 15.

---

<sup>17</sup> (Béjar, Hidrología, págs. 265-270)

<sup>18</sup> (A. & Rubén, 1998, pág. 113). Diseño y Construcción de Defensas Ribereñas.

## Ecuaciones de condiciones hidráulicas de diseño

Parámetro	Ecuación	Comentario
Condición por tipo de sección hidráulica	$R = \frac{A}{P}$ $A = (b + zy) * y$ $P = b + 2y\sqrt{1 + z^2}$ $T = b + 2zy$	<p>A: Área de la sección hidráulica (m<sup>2</sup>).</p> <p>P: Perímetro mojado (m).</p> <p>R: Radio Hidráulico (m).</p> <p>T: Espejo de Agua (m).</p> <p>H: Altura de toda la sección</p> <p>b: Ancho de la plantilla o ancho de solera.</p> <p>Z: Talud.</p> <p>y: Tirante de Agua. (y=A/T).</p>
Condiciones Hidráulicas de Diseño	$V_c = 0.68 * \beta * d_m^{0.28} * H_s^x$ $t_s = \left[ \frac{\theta * t^{5/3}}{0.68 * d_m^{0.28} * B} \right]^{1/(1+x)}$	<p>V<sub>c</sub>: Velocidad media suficiente para degradar el cauce (m/s)</p> <p>β= coeficiente que depende de la frecuencia con que se repite la avenida que se estudiadm o</p> <p>X = es un exponente variable que está en función del peso volumétrico del material seco (Ton/m<sup>3</sup>)</p> <p>H<sub>s</sub> = tirante considerado, a cuya profundidad se desea conocer qué valor de V<sub>c</sub> se requiere para arrastrar y levantar material (m)</p> <p>d<sub>m</sub>= es el diámetro medio (en mm) de los granos del fondo.</p> <p>t<sub>s</sub>= tirante de socavación</p> <p>t= tirante normal</p>
k'z	$V_{cr} = 21 \left( \frac{R_h}{D_{50}} \right)^{1/6} * \sqrt{0.056 \frac{Y_s - Y}{Y} * D}$	<p>V<sub>cr</sub>: Velocidad crítica en la sección (m/s).</p> <p>R<sub>h</sub>: Radio hidráulico de la sección (m).</p> <p>D<sub>50</sub>: Diámetro correspondiente al 50 % en la curva granulométrica (m).</p> <p>D: Diámetro característico del lecho (m).</p> <p>Y<sub>s</sub>: Peso específico del suelo (T/m<sup>3</sup>).</p> <p>Y: Peso específico del agua (T/m<sup>3</sup>).</p>
Condición Hidráulica por tipo de flujo	$F = \frac{V}{\sqrt{g * y}}$	<p>V: velocidad (m/s)</p> <p>g: aceleración de la gravedad (m/s<sup>2</sup>)</p> <p>T: Tirante de la sección hidráulica (m)</p> <p>Para: F&gt;1; Flujo súper crítico</p> <p>F=1; Flujo crítico</p> <p>F&lt;1; Flujo sub crítico (recomendado)</p>
Ecuación del caudal según Manning	$Q = \frac{1}{n} * A * R^{2/3} * S^{1/2}$	<p>Q = Caudal (m<sup>3</sup>/s)</p> <p>n = Rugosidad</p> <p>A = Área (m<sup>2</sup>)</p> <p>R = Radio hidráulico = Área de la sección húmeda / Perímetro húmedo</p>
Velocidad de Flujo	$V = \frac{1}{n} * R^{2/3} * S^{1/2}$	<p>La determinación de la velocidad del agua en un canal es fundamentalmente para evitar dos problemas que afectarían el normal funcionamiento del canal y de no tenerse en cuenta, hasta provocarían el colapso del mismo.</p>
Borde Libre	$BL = \frac{\phi V^2}{2g}$	<p>BL: Borde Libre (m)</p> <p>V: Velocidad media del agua (m/s)</p> <p>g: aceleración de la gravedad (m/s<sup>2</sup>)</p> <p>φ: coeficiente según su caudal</p>

**Tabla 15:** Ecuaciones de condiciones hidráulicas

## **6.5. Resultados**

Los resultados del estudio hidráulico para el diseño de la sección hidráulica en la zona de estudio son:

### **6.5.1. Condiciones Hidráulicas de Diseño**

El diseño de las defensas comprende varios criterios: alineamiento del curso de la quebrada el Zapote por el paso del Barrio Boris Vega en la ciudad de Estelí, trabajando con la condiciones ya establecidas en la quebrada en la zona de estudio; la pendiente de fondo, secciones transversales, así como la forma y dimensiones de la sección del río, para la sección del ríos se diseñara como un canal de forma trapezoidal, siendo encausado con muros de contención de gravedad; en su acorazamiento en el fondo del lecho se define por la profundidad de socavación, propiedades y características de los suelos en el ríos en las llanuras de inundación y la determinación de las características hidráulicas como la velocidad y el tirante que permiten establecer el régimen del flujo de agua en el canal.

### **6.5.2. Respuesta de ciudadanos sobre la crecida pico**

El registro memorístico de la ciudadanía permite conocer cuándo y en qué condiciones han ocurrido las crecidas máximas en una cuenca. Habitualmente estos eventos dejan una huella no solo en el río sino en la historia local. Su recuperación y análisis es de mucha importancia frente a los escasos datos de registro histórico. A continuación, se muestra en la tabla 20 de resultados obtenidos por topografía en la sección más crítica de crecidas máximas y desbordamiento en las llanuras de inundación para las condiciones actuales, ver ilustración 9, según la memoria de la población, por tanto, para muchas de las personas es un gran problema ya ellos habitan en esta zona que forma parte de la quebrada estando en riesgo la propiedad y vida de las personas.

En esta sección por condiciones de topográficas e irregularidad en el terreno, se produce un remanso en la sección de flujo, por tanto, un incremento en la sección hidráulica y la existencia de asolvamiento que modifica constantemente la pendiente, la cual desfavorece el flujo continuo de la quebrada, soportando lluvias menores a 32.70 mm.

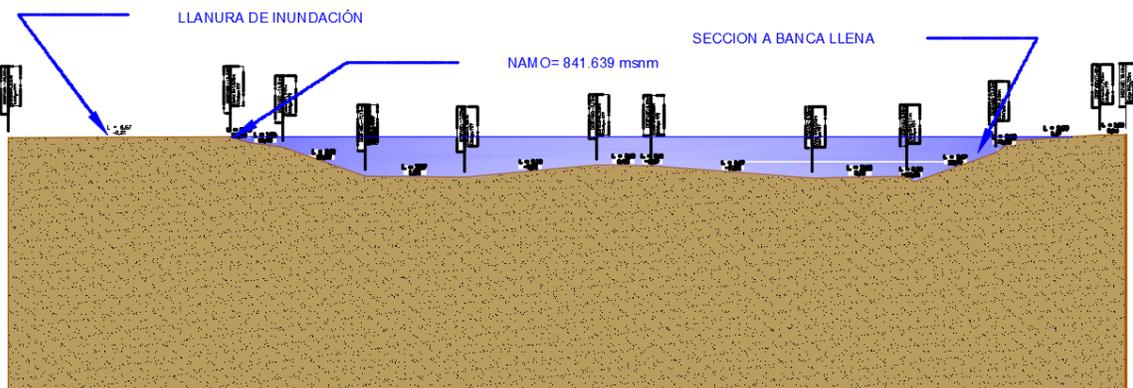
Determinación del Area de desbordamiento de las aguas		
Q	138.837	m <sup>3</sup> /s
V	1.780	m/s
A	77.982	m <sup>2</sup>
y	3.119	m
B	25	m
Y total	4.729	m

Elevación de Fondo		
Elev. Puente	836.35	m
Elev. Cierre	840.93	m
Δ Elev	4.58	m
Long.	328	m
S	0.01396	m/m

Sección 0+180		
Q Diseño	206.087	m <sup>3</sup> /s
A	37.773	m <sup>2</sup>
P	33.435	m
R	1.130	
n	0.035	
S	0.003	m/m
V	1.780	m/s
Q	67.250	m <sup>3</sup> /s
H	1.610	m
W	71.897	m

INTENCIDAD DE LA LLUVIA DE LA LLANURA DE INUNDACION O DESBORDAMIENTO DEL CAUSE			
I	32.696	mm	Nota: Este resultado indica que al caer una lluvia mayor a 32.70 mm, comenzará a desbordarse la seccion a banca llena y comenzará su trabajo las llanuras de inundación
ÁREA	14.133	km <sup>2</sup>	
C	0.524		
Q	67.250	m <sup>3</sup> /s	

Tabla 16: Nivel de Aguas máximas



### SECCIÓN 0+180

Ilustración 6: Sección Hidráulica representativa por memoria ciudadana

#### 6.5.3. Socavación

Para diseño de la estructura se analiza socavación a partir de dos procesos metódicos; primero se determina la profundidad de socavación existente en el cauce natural con las condiciones actuales, luego se analiza con un

acorazamiento al fondo del lecho, para mejorar las condiciones de estabilidad de la estructura conexas que define la alineación correcta del eje del río favoreciendo su curso, reduciendo la profundidad de socavación.

### Velocidad media no erosionable para suelos granulares

Profundidad de Socavación				
Parámetros	0+000 -0+060	0+060 -0+240	0+240 -0+328	UDM
Vc	4.897	2.428	1.835	m/s
$\beta$	1	1	1	
dm	1495.317	254.020	208.215	mm
Q	206.087	206.087	206.087	m <sup>3</sup> /s
Ks	34	34	34	
B=b0	15	25	25	
S	0.038	0.008	0.014	
t normal	1.547	1.793	1.548	m
t normal	1.540	1.780	0.840	m
ts	2.223	2.109	0.985	m
x	0.190	0.250	0.260	
1/1+x	0.840	0.800	0.790	
$\theta$	6.637	3.116	3.980	
B	15	25	25	m
hs	0.683	0.329	0.145	m

### 6.5.4. Método de Velocidad Crítica y Agua Clara

Método Velocidad Crítica y Agua Clara					
Parámetros	0+000 -0+060	0+060 -0+240	0+240 -0+328	UDM	Descripción
Vcr	7.143	7.371	5.951	m/s	Diámetro correspondiente al 50% en la curva granulométrica
Rh	1.307	1.578	0.793	m	Diámetro característico del Lecho
D <sub>50</sub>	0.001643	0.001643	0.001643	m	Peso específico del Suelo
D	0.254	0.254	0.208	m	Peso específico del Agua
Ys	2.07	2.07	2.07	Tn/m <sup>3</sup>	Radio Hidráulico
Y	1.1023	1.1023	1.1023	Tn/m <sup>3</sup>	Velocidad crítica en la sección

En el diseño se toma en cuenta la velocidad crítica de socavación para evitar el arrastre de las partículas de menor diámetro ya en la zona de estudio la mayor parte de los suelos son arenas limosas, material característico del banco de los ríos.

En las tablas se describe la velocidad crítica de socavación, velocidad que se presentará para que se muevan las partículas y la estructura falle. Para cada tramos se tienen velocidades diferentes dado que en cada uno se trabaja con pendiente diferentes y secciones hidraulicas diferentes. En estos resultados se toma en cuenta el diámetro característico de las partículas con las que se acorazará el lecho de la quebrada para su posterior diseño hidráulico.

### 6.5.5. Cálculo del arrastre de fondo

Para distinguir la forma de transporte que puede afectar a una obra, o que debe ser tomada en cuenta para diferentes problemas.

También está relacionada con las características hidráulicas de la quebrada el Zapote (velocidad, pendiente, tirante, rugosidad), de la granulometría y de otras propiedades del material sólido, este se transportará como arrastre de fondo o como material en de suspensión.

Los cálculos de gasto sólido de fondo se determinan de acuerdo a Schröder<sup>19</sup> aplicando la fórmula de Schoklisch.

**Metodología de cálculo de gastos de sólidos de fondo**

De acuerdo con: Schröder se tiene una ecuación aplicable es la de Schoklitsch

**Donde:**

$T_F =$  Gasto Sólido de fondo (kg/s)  
 $Q =$  Gasto del líquido medio ( $m^3/s$ )  
 $B =$  ancho medio del río (m)  
 $S =$  pendiente de la lplinea de energía del río (m/m)  
 $D_m =$  diámetro representativo de las partículas (m)

$$T_F = 2500 * S^{3/2} * \left( Q - \frac{0.6 * B * D_m^{3/2}}{S^{7/6}} \right)$$

<sup>19</sup> Schröder. W.1994. Regularización y control de ríos. Universidad de Piura. Ediciones CONCYTEC. 204 pág.

Gasto de Sólido de Fondo				
Parámetros	0+000 -0+060	0+060 -0+240	0+240 -0+328	UDM
TF	3831.571	396.648	826.169	kg/s
Q	206.087	206.086581	206.087	m <sup>3</sup> /s
B	15	25	25	m
S	0.03810	0.0084	0.01370	m/m
Dm	0.00005	0.00005	0.00005	m

### 6.5.6. Diseño hidráulico y profundidad de descolmatación

### 6.5.7. Sección estable del río

Existen diferentes métodos de cálculo de la sección estable del lecho del río. Para el cálculo de la sección estable se considera la teoría del régimen estable de Blench-Altunin o de Simons-Henderson<sup>20</sup>.

**Diseño Hidráulico y Profundidad de Descolmatación**

Cálculo de la sección estable

**Donde:**

<b>Dm</b> = Diámetro mediano de la muestra tomada a la altura Hs	$B = \sqrt{\frac{QF_b}{F_s}}$	$H = 1.02 \left( \frac{QF_s}{F_b^2} \right)^{1/3}$	
<b>D<sub>50</sub></b> = esta dado en mm			
<b>B</b> = Ancho medio de la sección			
<b>Fb</b> = Factor de Fondo			
<b>Fs</b> = Factor de orilla			
<b>S</b> = pendiente hidráulica %			
<b>Q</b> = Caudal de Diseño m <sup>3</sup> /s			
<b>g</b> = Gravedad m/s <sup>2</sup>			
<b>K</b> = Factro secundario			
<b>H</b> = rofundidad media			
<b>C</b> = Concentración de material de fondo en 10 <sup>-15</sup>			

$$S = \frac{0.55 * F_b^{5/6} * F_s^{1/2}}{\left(1 + \frac{C}{233}\right)} * K * D_m^{1/6} \quad K = \frac{6.6 * g}{\gamma^{1/4}}$$

$$F_b = 1.9 \sqrt{D_{50}} \quad F_h = (D_{50})^{1/3} * (1 + 1.2 D_{50}) \quad F_b = (D_{50})^{1/3}$$

$$b = K_1 \sqrt{Q} \quad Y = \left( \frac{Q}{K_s * b * S^{1/2}} \right)^{3/5}$$

Parámetros	0+000 -0+060	0+060 -0+240	0+240 -0+328	UDM
Q con TR 100	206.087	206.087	206.087	m <sup>3</sup> /s
B	75	75	75	m
H	1.6	1.6	1.6	m
S	0.0381	0.0087	0.0137	m/m
Fs	0.1	0.1	0.1	
Fb	2.435	2.435	2.435	
D50	1.643	1.643	1.643	mm
Dm	0.05	0.05	0.05	mm
b	15	25	25	m
K1	2.8	2.8	2.8	

<sup>20</sup> Terán A, Rubén. 1998. Diseño y construcción de defensas ribereñas. Ediciones ESAA. Charles Sutton. 488 paginas

Parámetros	0+000 -0+060	0+060 -0+240	0+240 -0+328	UDM
Q	206.087	206.087	206.087	m <sup>3</sup> /s
A	23.1	42.9158	20.6472	m <sup>2</sup>
V	6.666839326	3.54896458	2.86500003	m/s
H	4.039344709	2.48002379	2.00816527	m
BL	2.491917495	0.706150079	0.46019611	m
φ	1.100	1.100	1.100	m
Y	1.547427214	1.773873711	1.54796916	
Ks	34	34	34	

La sección 0+000-0+060 es de flujo rápido y alto riesgo de socavación, sin oportunidades para establecer una sección mayor a 15 metros de ancho. Se localiza en el tramo de llegada a la caja puente actual y donde previsiblemente se deberá construir un puente de 15 metros de longitud del vano.

En esta sección se hace evidente la necesidad de acorazar el lecho para controlar la socavación por la velocidad de flujo.

En las tablas anteriores se describen las características geométricas previas para una sección estable de flujo en zona de estudio, según las condiciones y características naturales del cauce, para luego realizar un análisis definitivo de la sección con las características definitivas del canal tomando en cuenta la ecuación de Manning para definir la sección definitiva con 328 ml de muros de contención a ambos lados del cauce, para un total de 656 ml de muros de contención por gravedad, formando una sección de canal trapezoidal para el cual se requiere de diseño hidráulico.

#### **6.5.8. Análisis de la sección estable del río**

La pendiente en la estructura o del canal es uno de los factores más importantes para el diseño y del aprovechamiento económico que se deriva de la condición del agua favorable al río y a la ciudadanía en general, para la cual se requiere de cambios de pendientes en tres tramos diferentes.

La alineación del fondo del canal a lo largo de su recorrido, varía por tramos en función de la topografía del terreno que sigue el eje del río que ya está definido principalmente en las crecidas de mayor intensidad y según la geometría del canal que se requiere para la obra; estando estructurado de la siguiente forma:

Estación: 0+000 – 0+060, ancho de 15 m de espejo de agua, tirante hidráulico de 1.54 m, y con pendiente de 3.81 %.

Estación: 0+060 – 0+240, ancho de 25 m de espejo de agua, tirante hidráulico de 1.78 m, y con pendiente de 0.84 %.

Estación: 0+240 – 0+328, ancho de 25 m de espejo de agua, tirante hidráulico de 1.54 m, y con pendiente de 1.37 %.

El primer tramo de la estación 0+000 – 0+060 tiene una pendiente mayor dado que la sección del puente se encuentra como una limitante en todo el tramo, y porque la población está asentada en las riberas del río, principalmente cerca de la sección actual del puente y obras conexas al puente, también se encuentra el lecho rocoso expuesto por erosión fluvial en la sección del puente a una elevación de 836.347 msnm, diferencia de elevación del fondo de la sección hidráulica actual hasta el nivel superior del puentes es de 3.2 m, variación de pendiente actual del río en varias secciones a lo largo del río (pendientes favorables y desfavorables), provocando en unos puntos remanso de las aguas e incremento del tirante hidráulico y por tanto desbordamiento en las llanuras de inundación esto ocurren en secciones donde la pendiente es desfavorable a la dirección de flujo del río.

El grado de inclinación usado para el talud es la misma inclinación del muro que forman el canal, con respecto a la horizontal, es decir es la relación de la proyección horizontal a la vertical de la parte lateral del canal, siendo esta de 0.5 m horizontal por cada metro vertical, se eligió esta relación debido a que es una estructura revestida de concreto a los extremos (muros) y con acorazamiento al fondo de la sección hidráulica.

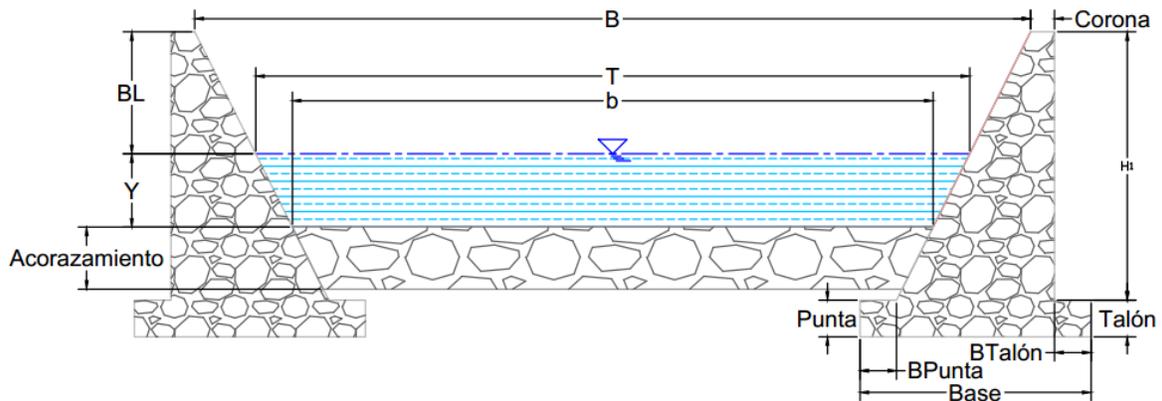
La finalidad del diseño de esta estructura es la protección de la población ribereña y encausar y alinea el eje del río, mejorando las condiciones tanto del cauce como de la población.

El canal debe tener profundidad suficiente, tomando en cuenta las condiciones del suelo encontradas en el mismo, el caudal a transportar y el propósito enunciado.

### 6.5.9. Sección definitiva del río

Para la determinación del coeficiente de rugosidad se usa los valores dados según Manning. En este caso se toma un coeficiente de rugosidad de 0.035<sup>21</sup>.

En las siguientes tablas se muestran los resultados de cálculos de los elementos geométricos, velocidad de flujo, tirante hidráulico, borde libre, fuerza de arrastre y el régimen del flujo de la sección hidráulica.



### Diseño de la sección hidráulica y configuración del canal

#### Datos Generales

Parámetros	Datos	UDM	Descripción
Q	206.087	m <sup>3</sup> /s	Caudal máx
n	0.035		Rugosidad
z	0.500	m	Relación de Taludes
φ	1.100		Coef. Según el caudal
Y <sub>w</sub>	1000.000	Kg/m <sup>3</sup>	Peso específico del agua

<sup>21</sup> Villon Béjar, Máximo. (1981) "Hidráulica de Canales", Lima, Editorial Hozlo, 487 p.

## Resultados de diseño

Parámetros	0+000 -0+060	0+060 -0+240	0+240 -0+328	UDM	Descripción
T	15.000	25.000	25.000	m	Amplitud a banca llena
y Definido	1.540	1.780	0.840	m	Profundidad hidráulica
b	14.230	23.220	24.160	m	ancho de la base canal
A	23.100	42.916	20.647	m <sup>2</sup>	Área
P	17.674	27.200	26.038	m	Perímetro
R	1.307	1.578	0.793	m	Radio Hidráulico
V flujo (continuidad)	8.921	4.802	9.981	m/s	Veloc. ec. De continuidad
Vf (Manning)	6.667	3.549	2.865	m/s	Veloc. ec. De manning
S	0.038	0.008	0.014	m/m	Pendiente
B	15.770	25.706	25.460	m	ancho superior de toda sección
F	1.715	0.849	0.998		Froude
Condición de Flujo	Supercrítico	Subcrítico	Subcrítico		
BL	2.060	0.706	0.460	m	Borde Libre
H	3.600	2.486	1.300	m	Profundidad del Canal
fd	49.798	13.253	10.863	kg/m <sup>2</sup>	Fuerza de Arrastre
fd > 1.5	Ok	Ok	Ok		

**Nota:** En caso de conductos no circulares la dimensión lineal a ser utilizada es el "Radio medio hidráulico" Esta definición del Número de Reynolds es muy utilizada en "Escurrimientos a superficie libre" o canales.

**Tabla 17:** Resultados de diseño de sección hidráulica y configuración del canal

En las tablas anteriores se calculan dos velocidades de flujo una con ecuación de continuidad que solo toma en cuenta la forma del canal y el otro cálculo de velocidad es con la ecuación de Manning la cual toma en cuenta las condiciones de rugosidad, pendiente y forma de la estructura misma siendo esta la recomendada para trabajar el diseño y revisión de cumplimiento de la condición en donde la velocidad de flujo debe ser menor a la velocidad crítica.

También se revisa la fuerza de arrastre de los sólidos para garantizar el funcionamiento adecuado con las secciones establecidas en el diseño hidráulico.

La erosión es un hecho que se presenta con frecuencia en corrientes naturales y que afecta duramente a las diversas estructuras ubicadas sobre ellas. La magnitud de éste fenómeno puede ser tal que produzca el colapso total de la estructura al quedar ésta sin base de sustentación.

Para este efecto se ha tomado como prevención, la construcción de obras de protección a la salida del canal, a lo largo del fondo del canal junto al borde de los muros ubicado en la dirección longitudinal a ambos lados de la sección hidráulica y en cada cambio de pendiente del canal; a dichas estructuras se denomina como acorazamiento al fondo del lecho, los cuales son de enrocado con diámetros específico de roca para el buen funcionamiento ante la socavación; estos se encuentran cimentados en suelo firme (conglomerados) para de ésta manera contrarrestar los esfuerzos provocados por la erosión a partir del nivel de fondo de la sección hidráulica que es lo mismo decir a partir de la rasante. Como complemento a la estabilidad y protección del enrocado en los primeros 60 metros por tener pendiente altas y 20 m a la salida del puente donde se forma un resalto hidráulico, ira con malla ciclón y tensados con alambre galvanizados de 2.7 mm de diámetro.

En lechos aluviales el transporte de sedimentos juega un papel importante en las variaciones que sufre el canal principal a lo largo del tiempo y en su capacidad para transportar las crecientes. Los procesos de depósito y de socavación se activan de acuerdo con las magnitudes de las velocidades del agua; así, durante los estiajes y los períodos de aguas medias predominan los fenómenos de depósito porque las velocidades son relativamente bajas y la capacidad erosiva es reducida. Cuando llegan las crecientes se aumenta la velocidad de flujo y por tanto se incrementa el proceso erosivo y el ataque contra las márgenes y el lecho. El desgaste del fondo va a depender de las características del suelo.

Todos lo resultado de diseño se resumen en la siguiente tabla en donde describe la geometría del canal por cada tramo, quedando de esta manera dado a que debía acoplarse a las condiciones topográficas, hidráulicas y características del suelo ayudando al río a seguir su propio curso. Todos los datos están con unidades métricas.

Resultados de diseño de la sección hidráulica									
Estación	Y	BL	H	S	B	T	b	hs	z
<b>0+000 – 0+060</b>	1.54	2.136	3.7	3.81 %	15.77	15	14.23	6.293	0.5
<b>0+060 – 0+240</b>	1.78	0.706	2.5	0.84 %	25.706	25	23.22	3.628	0.5
<b>0+240 – 0+328</b>	0.84	0.46	1.3	1.37 %	25.46	25	25.46	1.779	0.5

Todos estos datos son necesarios para el diseño de los muros de gravedad o estructura de protección ribereña.

En el tramo de la estación 0+000 – 0+060 la sección fue diseñada con una pendiente del 3.81 % dado a que es la sección de llegada al puente siendo necesario reducir la sección de flujo, con un incremento de tirante hidráulico, requiriendo pasar el flujo a velocidades mayores a la velocidad crítica, con un régimen de flujo súper-crítico, es decir, número de froude  $> 1$ , condición no favorable al fondo natural del cauce, proponiéndose un acorazamiento del lecho a lo ancho del espejo de agua con diámetro de roca específicos.

También será necesario acorazar por lo menos 20 ml después de la sección del puente ya que la descarga de agua será en un régimen turbulento generando resalto y un remanso por ende incremento del tirante hidráulico. También el fondo del lecho en ese tramo estará expuesto constantemente a socavación por la velocidad de llegada y el cambio brusco de pendiente, colocándose el acorazamiento del mismo espesor y con roca del mismo diámetro que se especifican para el primer tramo.

En los dos tramos posteriores se trabajan con pendientes de 0.84 % y del 1.37% respectivamente, trabajarán con régimen de flujo lento o tranquilo, es decir, con número de froude  $< 1$  (Subcrítico), siendo este recomendado para un buen funcionamiento de la sección hidráulica. Para cada tramo se requiere de un pie de acorazamiento con altura según sea el desplante en el diseño de muros, para la unión de los dos lechos de diferentes pendientes para evitar filtración excesiva

de agua generando socavación, lo cual es desfavorable para la estructura de encausamiento, lo muros de gravedad.

De acuerdo con los datos hidráulicos e hidrológicos en la quebrada el Zapote se tiene que la profundidad de socavación es muy alta entre 1 m a 6 m y el material existente no es apto para soportar las velocidades de flujo, por tanto, se requiere de un acorazamiento del lecho como se explicaba anteriormente y los detalles de estos se presentarán en el siguiente capítulo de diseño, con el fin de reducir la profundidad de socavación, dar estabilidad a las estructuras y al cauce natural del río.

También es necesario el acorazamiento del fondo del lecho del río por la variación de pendientes, incremento de velocidades y seguridad de las estructuras de que forman el canal, es decir estabilidad tanto en las estructuras como en el fondo del canal.

## **CAPÍTULO: VII DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN**

### **7.1. Introducción**

Los ríos son los autores de su propia forma y de la forma del paisaje por donde corren. En la extensión del término, un río establece su geometría, forma, talud y otras características para mantener un balance entre su capacidad de transporte y su gran cantidad de caudal impuesta.

Las obras de defensas ribereñas son construidas directamente sobre las riberas de un río y orientadas paralelamente al flujo, con el objetivo de que las líneas de corriente, con una determinada velocidad, no puedan arrastrar materiales de las riberas. La principal forma de protección a lo largo del río se da con revestimientos que pueden ser rígidos o flexibles. La experiencia indica que el comportamiento de elementos flexibles es mejor ante procesos de socavación general o local, asentamientos y/o problemas estructurales.

Es importante determinar qué tipo de defensa se va a utilizar, de acuerdo a las condiciones hidráulicas y a la naturaleza del terreno (topografía), disponibilidad de los materiales y el tipo de uso que se da a las áreas aledañas.

Con el objetivo de estudiar y proyectar soluciones destinadas a controlar las adversas consecuencias que provocan las fuertes e imprevistas inundaciones en las riberas de los ríos, es llevado a cabo este trabajo de monografía, orientado al diseño de muros de contención.

El presente capítulo documenta el método de análisis empleado para el diseño de los muros de contención de concreto ciclópeo, se considerarán los estados de empuje activo y empuje pasivo de tierras, además deberán estimarse los incrementos en el empuje de tierra ocasionados por sobre cargas superficiales, para finalizar con las revisiones de estabilidad correspondientes que deben satisfacerse.

## 7.2. Aspectos para el diseño de muros contención.

Para el diseño de estas estructuras de protección ribereña, se toman en cuenta los parámetros de los estudios básicos, elección del tipo de muro y metódica de análisis para el diseño.

### 7.2.1. Parámetros Retomados de los Estudios Básicos para el diseño.

Para llevar a cabo un proyecto de defensas fluviales es fundamental contar con una serie de información preliminar o antecedentes que permitan diagnosticar el problema que se quiere solucionar; como: hidrológicos, hidráulico, topográficos y geomorfológicos. Así también se requerirá antecedentes sobre inundaciones anteriores, daños provocados, zonas afectadas, etc.

1. Se procedió a realizar el levantamiento topográfico de la zona del proyecto, basándose en los tramos que sufren inundaciones identificados en los mapas de amenaza de inundación, la memoria ciudadana y la huella hidrológica (Huella de crecida máxima), resultando una longitud total de 328 metros lineales aguas arriba en el eje del río, también fue necesario realizar el levantamiento en todas las llanuras de inundación.

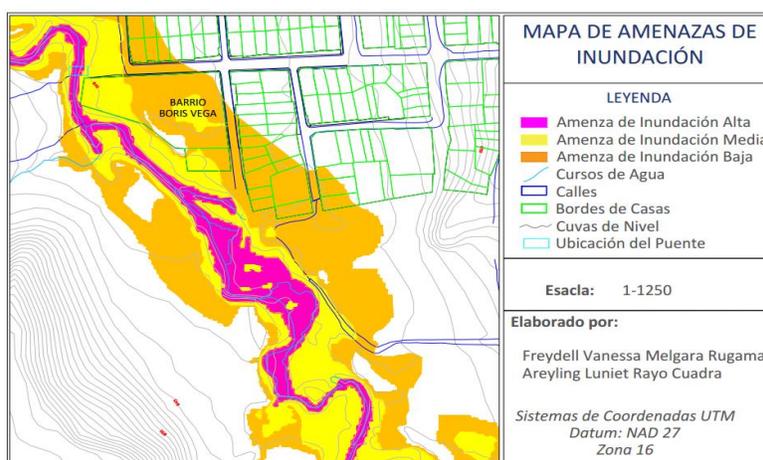


Ilustración 7: Mapa de Amenaza de Inundación<sup>22</sup>

<sup>22</sup> Proyecto de Elaboración de Mapas de Riesgos Naturales en tres Zonas de Intervención del PRRAC Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales (INETER) y la Alcaldía Municipal de Estelí.

2. El inicio de la evaluación hidrológica partió de la evaluación de los problemas de inundación ya ocurridos en la zona de estudio, para establecer las especificaciones hidráulicas del diseño óptimo de la obra de acuerdo a las necesidades de área de flujo de los caudales de cada sub-cuenca que drenan a la cuenca y esta misma drena a un mismo punto de control o sección hidráulica de la quebrada. Los estudios hidrológicos analizan alturas del pelo de agua y del caudal de paso son elementos básicos para la determinación de las dimensiones y sitio de traza más óptimos para diseñar defensas ribereñas en áreas de riesgo hídrico.
3. Para el diseño se realizan verificaciones hidráulicas teóricas, permiten realizar el pronóstico de los ejes hidráulicos bajo las condiciones del caudal máximo de diseño. Se deberá determinar la sección hidráulica del río configurada a las nuevas condiciones de flujo, la socavación, las velocidades para cada una de las condiciones de flujo y verificación de la geometría de la sección.
4. La sección transversal necesaria para transitar los caudales máximos probables, es de gran importancia para la determinación de las características hidráulicas de las obras a diseñar. Tales características deben asegurar un régimen de flujo que asegure la velocidad media, ancho superficial, pendiente de la línea de energía, nivel de la superficie de agua, etc. Todos estos parámetros son además necesarios para la determinación de la profundidad de socavación siendo un requerimiento para el diseño de la estructura de muros.
5. La socavación es aquella que se produce a todo lo ancho del cauce cuando ocurre una crecida debido a efectos hidráulicos de un estrechamiento de la sección; la degradación del fondo de cauce se detiene cuando se alcanzan nuevas condiciones de equilibrio por disminución de la velocidad, a causa del aumento de la sección transversal debido al proceso de erosión. En este caso se analizará socavación para suelo no cohesivo.

6. El cauce es acorazado dado que se requiere mejorar las condiciones granulométricas del fondo del lecho; ya que puede ocurrir el arrastre de las partículas más finas, lo que permite la formación de una capa protectora o coraza de material grueso en su superficie, que mantiene debajo de ella toda la granulometría original incluyendo los granos más finos.

### **7.2.2. Elección del tipo de Muro**

Se construirán muros de concreto Ciclópeo debido a la necesidad que existe en el barrio Boris Vega para protección de la población frente a inundaciones, dado que las familias están asentadas en las riberas de los ríos, siendo vulnerables la vida, la economía y la propiedad de las personas.

La ocupación de los cauces por construcciones reduce la sección útil disponible para evacuar normalmente el agua y reduce la capacidad de la llanura de inundación del río. La consecuencia es que las aguas suben de nivel (incremento del tirante de flujo), provocando desbordamientos. Por ello las intervenciones en el cauce fluvial y sus bancos deben ser cuidadosamente concebidas en especial cuando se hacen para defender a la población y sus recursos de vida.

Las obras propuestas son estructuras para proteger las áreas aledañas al río, contra los procesos de erosión de sus márgenes producto de la excesiva velocidad del agua, que tiende arrastrar el material ribereño y la socavación que ejerce el río, debido al régimen de precipitaciones abundantes, siendo este tipo de muro un elemento estructural que al construirlo en ambas orillas del cauce de agua permitirá dirigir y controlar su flujo. Estos muros son similares a los muros de concreto, pero al usar piedras con cierta separación, da a la estructura cierto grado de permeabilidad. Los muros de piedra y los muros de concreto ciclópeo requieren un terreno de apoyo firme y no susceptible a sufrir asentamientos por consolidación de las capas del suelo, esto es una condición indispensable. Se apoyan sobre suelos competentes para transmitir fuerzas de su cimentación al cuerpo del muro y de esta forma generar fuerzas de contención.

## **Ventajas de muros de concreto ciclópeo:**

Son muros con gran masa que resisten el empuje mediante su propio peso y con el peso del suelo que se apoya en ellos.

Utilizan bloques o cantos de roca como material embebido, disminuyendo los volúmenes de concreto.

Los muros de contención de concreto ciclópeo tienen una buena reacción ante esfuerzos de compresión que ejerce un empuje lateral sobre la superficie excavada. Estas estructuras son muy económicas están propuestas para bajas alturas.

Los muros se construirán a lo largo de los taludes modificados de la quebrada, se colocarán juntas de construcción de coladas sucesivas de concreto, la superficie de la primera colada se limpiará y se raspa antes de efectuar la siguiente colada.

Se tomaron en cuenta para el diseño criterios como el ángulo de fricción interna del suelo, la densidad seca y húmeda del suelo, peso específico del suelo, obtenidos del estudio de suelo, tomando en cuenta una sobrecarga superficial.

Cada uno de los muros en las secciones fue analizado por la teoría de Rankine por presiones de tierras, tanto activa como pasiva, debido a que este toma en cuenta tanto los empujes de tierra como los de agua, siendo esta última importante de considerar, ya que la estructura estará sometida a esta presión, correspondiendo está al máximo nivel de agua que pueda ocurrir durante la vida útil de los muros, igualmente se considera en este método la sobrecarga, siguiendo las metodicas de puentes AASHTO - LRFD 2010.<sup>23</sup>

Durante el análisis de los muros se tuvieron que modificar la altura de los muros, es decir aumentado la altura de borde libre, con respecto a los datos arrojados por el estudio hidráulico ya que no cumplía la excentricidad, de esta manera se

---

<sup>23</sup> (Serquén, 2012). Puentes con AASHTO-LRFD 2010. Op. cit.

podieron cumplir las condiciones por volteo respecto a la punta del muro, deslizamiento a lo largo de su base y por capacidad de carga de la base, lo cual brinda mayores ventajas en las condiciones prevista por el estudio hidráulico.

### **7.2.3. Elección del Método de Análisis del Muro**

Se elige el método de Rankine debido a que éste realizó una serie de investigaciones y propuso una expresión mucho más sencilla que la de Coulomb. Su teoría se basó en las siguientes hipótesis:

1. El suelo es una masa homogénea e isotrópica.
2. No existe fricción entre el suelo y el muro.
3. La cara interna del muro es vertical ( $\theta = 90^\circ$ ).
4. La resultante del empuje de tierras está ubicada en el extremo del tercio inferior de la altura.
5. El empuje de tierras es paralelo a la inclinación de la superficie del terreno, es decir, forma un ángulo  $\beta$  con la horizontal.

### **7.3. Procedimiento**

El suelo o material de relleno adyacente al muro de contención, ejerce sobre éste una fuerza que tiende a volcarlo o deslizarlo hacia el exterior, esta fuerza se denomina “empuje de tierras” y su valor debe ser determinado para el caso en estudio. La determinación de estas fuerzas se basa en condiciones de empuje activo y pasivo, que dependen del tipo, calidad, estado y altura del suelo que contribuye al empuje.<sup>24</sup>

#### **7.3.1. Teoría de Rankine de las presiones de tierra, activa y pasiva**

El término equilibrio plástico en suelos se refiere a la condición en que cada punto en una masa de suelo está a punto de fallar. Rankine (1857) investigó las condiciones de esfuerzo en el suelo en un estado de equilibrio plástico.

---

<sup>24</sup> (Das, 1990, págs. 295-299). Fundamentos de Ingeniería Geotécnica.

**Presión Activa de Rankine:** Se alcanzará un estado en el que la condición de esfuerzo en el elemento de suelo es representada por el círculo b de Mohr, o estado de equilibrio plástico, y ocurrirá la falla del suelo, denominado estado activo de Rankine y la presión sobre el plano vertical (que es un plano principal) es la presión activa de tierra de Rankine.

**Presión Pasiva de Rankine:** El muro alcanzará un estado en el que la condición de esfuerzo en el elemento de suelo es representada por el círculo b de Mohr. En este momento ocurrirá la falla del suelo, a lo cual se le llama estado pasivo de Rankine. La presión lateral de tierra efectiva (que es el esfuerzo principal mayor, se llama presión de tierra pasiva de Rankine. Es decir, empuje activo, considera la parte del suelo que es el que produce el efecto de movimiento sobre la estructura. El empuje pasivo, considera la parte del suelo que queda opuesto a la zona de empuje activo, y que colabora a su sostenimiento.

### **7.3.2. Muros de Retención**

Los muros de retención de gravedad se construyen con concreto simple o mampostería de piedra, ellos dependen de su propio peso y del suelo que descansa sobre la mampostería para su estabilidad.<sup>25</sup>

#### **Proceso para el diseño de muros de retención por gravedad**

1. Seleccionar las dimensiones
2. Se calcula la presión lateral
3. Se calcula la estabilidad del muro
  - Factor de seguridad por volcamiento
  - Factor de seguridad por deslizamiento
4. Se localiza la resultante en la base y la excentricidad
5. Se calcula la presión actuante
6. Se verifica los esfuerzos de corte y flexión en la punta de la estructura
7. Se verifica el esfuerzo de tracción a la mitad de la altura

---

<sup>25</sup> (Das, 1990, págs. 445-459). Fundamentos de Ingeniería Geotécnica.

### 7.3.3. Dimensionamiento de Muros de Contención

Al diseñar muros de retención, los ingenieros deben suponer algunas de las dimensiones, llamado esto proporcionamiento, para revisar las secciones de prueba por estabilidad. Si la revisión de la estabilidad no da buenos resultados, las secciones se cambian y vuelven a revisar.

La parte superior del tallo de cualquier muro de retención no debe ser menor que aproximadamente 0.3 m de ancho para el colado apropiado del concreto. La profundidad  $D$  al fondo de la losa de base debe ser un mínimo de 0.6 m. Sin embargo, el fondo de la losa de base debe situarse por debajo de la línea de congelamiento estacional.

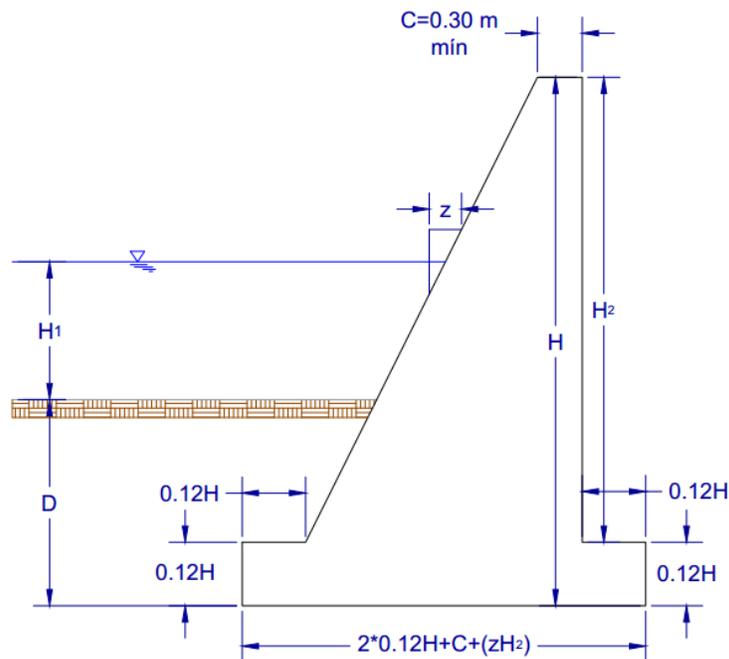


Gráfico 1: Pre dimensionamiento de muros por gravedad

### 7.3.4. Aplicación de las Teorías de la Presión Lateral de Tierra.

#### Teorías de Diseño

Para muros de gravedad se usa la teoría de la presión de tierra de Rankine para revisiones de estabilidad. En el caso de muros de retención ordinarios, no se encuentran problemas de nivel de agua ni de presión hidrostática.

Siempre se proporcionan dispositivos para el drenaje de los suelos retenidos. Para revisar la estabilidad de un muro de retención, se toman los siguientes pasos:<sup>26</sup>

1. Revisión por volteo respecto a la punta del muro.
2. Revisión de la falla por deslizamiento a lo largo de su base.
3. Revisión de la falla por capacidad de carga de la base.

✓ **Revisión por deslizamiento a lo largo de la base**

El factor de seguridad contra deslizamiento se expresa por la ecuación:

$$FS_{\text{deslizamiento}} = \frac{\sum F_{R'}}{\sum F_d}$$

Dónde:

$\sum F_{R'}$  = Suma de las fuerzas horizontales resistentes

$\sum F_d$  = Suma de las fuerzas horizontales de empuje

$$FS_{\text{deslizamiento}} = \frac{(\sum V) \tan \phi_2 + Vc_2 + P_p}{P_a \cos \alpha}$$

En general se requiere un factor mínimo de seguridad de 2 contra deslizamiento.

El ángulo de fricción,  $\phi_2$ , es también reducido en varios casos por seguridad.

El ángulo de fricción del suelo reducido llega a ser del orden de  $\frac{1}{2}$  a  $\frac{2}{3}$  del ángulo  $\phi_2$ . De manera similar, la cohesión  $c_2$  se puede reducir al valor de  $0.5c_2$  a  $0.67c_2$ .

Entonces,

$$FS_{\text{deslizamiento}} = \frac{(\sum V) \tan \left( \frac{2}{3} \phi \right) + P_p}{P_a \cos \alpha}$$

---

<sup>26</sup> (Serquén, 2012, págs. 1-13, cap. 5). Puentes con AASHTO-LRFD 2010.

### ✓ Revisión por volteo

El factor de seguridad contra volteo respecto a la punta, usualmente tienen un valor mínimo deseable entre 1.5 a 2 y se expresa como:

$$F_{s_{\text{volteo}}} = \frac{\sum M_R}{\sum M_o}$$

Con  $\sum M_o$  = Suma de los momentos de las fuerzas que tienden a voltear el muro respecto al punto C y  $\sum M_R$  = Suma de los momentos de las fuerzas que tienden a resistir el volteo respecto punto C

$$\sum M_o = P_h \left( \frac{H}{3} \right)$$

$$P_h = P_a \cos \alpha$$

$$P_v = P_a \sin \alpha$$

$$M_v = P_v B = P_a \sin \alpha B$$

$$F_{s_{\text{volteo}}} = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_v}{P_a \cos \alpha \left( \frac{H}{3} \right)}$$

### ✓ Revisión de la falla por capacidad de carga del suelo

La presión vertical, tal como es transmitida al suelo por la losa de base del muro de retención, debe revisarse contra la capacidad de carga última del suelo. La variación de la presión vertical transmitida por la losa de base al suelo donde  $q_{\text{punta}}$  y  $q_{\text{talón}}$  serán las presiones máxima y mínima que ocurran en los extremos de las secciones de la punta y el talón, respectivamente.

El momento neto de esas fuerzas respecto al punto C es:

$$M_{\text{neto}} = \sum M_R - \sum M_o$$

Entonces la excentricidad de la resultante

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_R - \sum M_0}{\sum V}$$

$$e < B/6$$

La distribución de presión bajo la losa de base se determina usando los principios de la mecánica de materiales:

$$q = \frac{\sum V}{A} \pm \frac{M_{\text{neto}}}{I}$$

Dónde:

$$M_{\text{neto}} = \text{momento} = (\sum V) * e$$

$$I = \text{momento de inercia por unidad de longitud de la sección base} = \frac{1}{2} B^3$$

Por lo tanto:

$$q_{\text{máx.}} = q_{\text{punta}} = \frac{\sum V}{(B) * (1)} + \frac{e(\sum V) * \frac{B}{2}}{\frac{1}{12}(B^3)} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$

$$q_{\text{min}} = q_{\text{talón}} = \frac{\sum V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

Las relaciones para la capacidad última de carga de una cimentación superficial son:

$$q_u = C_2 * N_c * F_{cd} F_{ci} + q * N_q * F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} * \gamma_2 * B' * N_\gamma * F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Dónde:

$$q = \gamma_2 D$$

$$B' = b - 2e$$

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \frac{D}{B'}$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi_2 (1 - \sin \phi_2)^2 \frac{D}{B'}$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ}\right)^2$$

$$\beta^\circ = \tan^{-1} \left( \frac{P_a \cos \alpha}{\sum V} \right)$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{\phi_2^\circ}\right)^2$$

Una vez que la capacidad última del suelo ha sido calculada, el factor de seguridad contra falla por capacidad de carga, con un valor aproximado de 3 y se determina:

$$FS_{\text{capacidad de carga}} = \frac{q_u}{q_{\text{max}}}$$

### 7.3.5. Diseño por Métodos de Resistencia Última RNC-07-13

C<sub>1</sub>: 1.4 (CM)

C<sub>2</sub>: 1.2(CM) + 1.6 (CV + Ps)

C<sub>3</sub>: 1.2 (CM) + 1.6(Pz) + CV

C<sub>4</sub>: 1.2 (CM) + Fs +CV

C<sub>5</sub>: 0.9 (CM) + 1.6 (Pz) + 1.6 (Ps)

C<sub>6</sub>: 0.9 (CM) + Fs + 1.6 (Ps)

### 7.3.6. Verificación de los esfuerzos cortantes y de tracción

Se verifican los esfuerzos cortantes y de tracción en la intersección de la punta con el muro ya que donde se encuentra la capacidad máxima del suelo, también se verifica la tracción a la mitad de la altura del muro para revisión de esfuerzos actuantes sobre la estructura.

#### ✓ Verificación de los esfuerzos de Cortante en la unión de la punta con el muro

$$X = \frac{(\sum M_R - M_0)}{\sum V}$$

$$Y = \frac{((q_{\text{máx.}} - q_{\text{min}}) * B_{\text{punta}})}{B}$$

$$q_1 = q_{\text{máx.}} - Y$$

$$V_1 = \left( \frac{q_{\text{máx.}} + q_1}{2} \right) * B_{\text{punta}}$$

$$V_{\text{cac}} = \frac{(1.7 * V_1)}{(\phi * \text{Punta})}$$

$$V_{\text{cad}} = 0.53 \sqrt{F'c}$$

Dónde:

X= Punto de aplicación de la Reacción (R)

Y= Diferencia de carga entre la máxima y la carga de intersección de la punta y el muro.

$q_1$ = Capacidad de carga en la intersección de la punta con el muro.

$V_1$  = Fuerza Cortante en la unión de la punta con el muro

$V_{cac}$  = Cortante Actuante

$V_{cad}$  = Cortante Admisible

### **Esfuerzo por flexión en la unión de la punta con el muro**

$$M=1.7 * V_1 * \frac{B_{punta}}{2} \quad F_{tac} = \frac{6 * M}{\phi * Punta^2} \quad F_{tad}=1.30\sqrt{F'c}$$

Dónde:

M= Momento por flexión en la unión de la punta con el muro

$F_{tac}$  = Fuerza de Tracción Actuante

$F_{tad}$  = Fuerza de Tracción Admisible

### **Verificación de Esfuerzos en la Mitad de la Altura del Muro**

$$E_{aA} = \left( K_a * q * H/2 \right) + \left( \left( \frac{1}{2} * \gamma_s * \frac{H}{2} * 2 \right) * K_a \right) \quad M_A = E_{aA} * \frac{H}{6} * \text{Cos } \alpha$$

$$F_{tac} = \frac{6 * (1.7 * M)}{\phi * B''^2} \quad F_{tad}=1.30\sqrt{F'c}$$

Dónde:

$E_{aA}$ = Presión Activa en el punto A

$B''$  = Ancho a mitad del muro

$M_A$  = Momento por flexión en el punto A

$F_{tac}$  = Fuerza de Tracción Actuante

$F_{tad}$  = Fuerza de Tracción Admisible

### 7.3.7. Drenaje del relleno del muro de retención

Como resultado de la lluvia u otras condiciones de humedad, el material de relleno para un muro de retención se satura, lo que incrementará la presión sobre el muro y crea una condición de inestabilidad. Por esta razón, debe proporcionarse un drenaje adecuado usando llorones y/o tubos perforados de drenaje.

### 7.3.8. Acorazamiento con piedras

Para determinar el espesor del acorazamiento<sup>27</sup> es necesario tener conocimiento del diámetro de roca que se va usar para garantizar estabilidad en condiciones críticas. El diámetro adecuado se calcula usando la siguiente expresión: <sup>28</sup>

$$D_c = \frac{t}{(K_s * (\gamma_s - \gamma))}$$

Ecuación de esfuerzo cortante para áreas:

$$t = \frac{(\gamma * n^2 * V^2)}{R^{1/3}}$$

Dónde:

t: Esfuerzo cortante (Pa o N/m<sup>2</sup>)

K<sub>s</sub>: Parámetro de Shields variable entre 0.03 y 0.10 para sedimentos naturales. El uso de un valor de 0.047 para arenas da resultados razonables, pero valores tan bajos como 0.03 se usan para gravas y piedras<sup>29</sup>.

R: Radio hidráulico (m)

n: Rugosidad de Manning

V: Velocidad de Flujo (m/s)

D<sub>c</sub>: Diámetro de la partícula de sedimento para la condición crítica (m)

Y: Peso específico del agua (N/m<sup>3</sup>)

Y<sub>s</sub>: Peso específico del sedimento (N/m<sup>3</sup>)

<sup>27</sup> (Felices, 1998, págs. 138-139). Hidráulica Fluvial. El acorazamiento significa que una fracción (la más gruesa) de los sólidos de fondo actúa como elemento protector contra la erosión.

<sup>28</sup> (Universidad del Cauca, 2010, págs. 29-30). Parte III: Procesos Fluviales.

<sup>29</sup> Felices, Arturo. Op Cit.

### **7.3.9. Criterios para la ejecución del Diseño**

La elección de muros de contención de concreto ciclópeo, se tomó según los resultados obtenidos por los estudios básicos, que reflejan las características topográficas, la pendiente del río, el tipo de suelo, así como las características hidráulicas, y estos permiten el desarrollo de métodos de menor costo, tales como correcciones superficiales, un acorazamiento del lecho con rocas, correcciones geométricas, ya que este es un sector habitado donde no se podría modificar en gran manera la geometría de los taludes, pues en todas las zonas de riesgo existen casas. Por esto, se opta por un método de reconocida eficiencia, como lo son este tipo de muros.

Para el diseño de muros según las características hidráulicas se realizó por tramos debido a las diferentes pendientes y velocidad de flujo, se analizó cada tramo y se encontró que es necesario un acorazamiento del lecho debido a la socavación y también se implementaron un sistema de filtro de grava y llorones. Los detalles constructivos, como la ubicación de los muros en el sector del barrio Boris Vega se encuentran detallado en los planos respectivos adjuntos en este documento, como también la forma en que deben ir ubicados estos muros respecto a su talud, representándose la pendiente que debe lograrse con el acorazamiento de la Quebrada para cada uno de los tramos.

Para el diseño de muros se requerirá de un relleno en el trasdós del muro de 2 m en el cual se aplicará una sobrecarga dado que en ciertas ocasiones los muros de contención tienen que soportar sobrecargas uniformes originadas por depósitos de materiales, ingreso de equipos de mantenimiento de la estructura en la superficie del terreno y para previsión de construcciones de futuras viviendas debido a que en Nicaragua no se respetan los planes de ordenamiento territorial y las zonas de máximo riesgo principalmente de inundación.

El uso de los márgenes puede incrementar la presión sobre el muro, siendo esta sobrecarga prevista de  $2000 \text{ Kg/m}^2$  en el tramo 1 de la estación 0+000 – 0+060 y

de 1500 Kg/m<sup>2</sup> para el tramo 2 de la 0+060 – 0+240 y el tramo 3 de la 0+240 – 0+328.

### 7.3.9.1. Llorones

Se instalarán llorones en los muros para evitar que el material de relleno se sature, lo que impide el incremento en la presión sobre el muro y así sea este estable. Estos serán de material PVC de diámetro 25.4mm en todas las secciones, según se especifica en los planos y en el diseño, estando ubicados de forma longitudinal a una separación de 1.5 m en la estación de la 0+000-0+060 y de 2 m en las secciones 0+060-0+240, 0+240-0+328.

Para determinar la conductividad hidráulica que se tendrá en todo el filtro a lo largo del tramo se determina con la ecuación de Hazen 1911<sup>30</sup>.

$$k=c*d_{10}^2$$

Dónde:

K: Conductividad hidráulica (m/s)

C: Constante de arenas Suelta (100-150). Valor usado 100

D<sub>10</sub>: Diámetro efectivo del grano

Para el cálculo del caudal al que trabajará el filtro en cada tramo, a partir de la conductividad hidráulica, se usa la siguiente ecuación:

$$Q=K * i * A$$

I: gradiente hidráulico m/m

A: Área de ubicación de llorones

Q: Caudal o condición de saturación total que puede pasar (m<sup>3</sup>/s)

---

<sup>30</sup> (Domenico & Schwarz, pág. 45). Physical and chemical hydrogeology.

La expresión usada para determinar el diámetro del tubo es la siguiente:<sup>31</sup>

$$D = \left( \frac{Q_n}{0.312 * S^{1/2}} \right)^{3/8}$$

Con:

Qn: Caudal que transita cada llorón (m<sup>3</sup>/s)

D: Diámetro del tubo (m)

S: Pendiente promedio del agua Subterránea (m/m)

### 7.3.9.2. Filtro de grava

Al proporcionar llorones en los muros, detrás de estos se colocará un filtro de grava para evitar que el material de relleno sea lavado hacia los llorones obstruyéndolos, el espesor del lecho filtrante será de 40 cm con diámetro de partículas de 19.05mm, estos son capaces de filtrar hasta 1.68 m<sup>3</sup>/s en el tramo 0+000-0+060, 1.029 m<sup>3</sup>/s en el tramo de la 0+060-0+240 y 0.58 m<sup>3</sup>/s en el tramo de la 0+240-0+328 siendo mayor a la conductividad del flujo del material de relleno con lo cual se crea un flujo preferencial hacia el dren inferior.

## 7.4. Resultados de Diseño

### 7.4.1. Diseño del Lecho Filtrante de la Quebrada el Zapote

En las siguientes tablas se determina el caudal que tendrá que trabajar el filtro en cada tramo con las condiciones de diámetro de la partícula y espesor del mismo, garantizando la estabilidad del relleno detrás del muro.

Conductividad para el lecho filtrante			
<b>K</b>	56.25	cm/s	Conductividad Hidráulica
<b>K</b>	0.5625	m/s	Conductividad Hidráulica
<b>C</b>	100	(cm/s) <sup>-1</sup>	Constante de arenas Suelta (100-150)
<b>D</b>	0.75	cm	Diámetro efectivo del grano
<b>e</b>	0.4	m	espesor del lecho filtrante

<sup>31</sup> (González E. M., pág. 104). Introducción a la Hidráulica.

Parámetros	Estación 0+000-0+060	Estación 0+060-0+240	Estación 0+240-0+328	U/M
h	5.632	3.432	1.936	m
A	2	1	1	m <sup>2</sup>
Q	1.267	0.772	0.436	m <sup>3</sup> /s

#### Conductividad del flujo

Elev. Min	837.667	m	Elevación min. del agua subterránea
Elev. Max	839.255	m	Elevación max. Del agua subterránea
Longitud	180	m	
i	0.00882	m/m	Pendiente Promedio del agua subterránea

D <sub>10</sub>	0.0348	cm	Diámetro de curva Granulométrica
C	100	(cm/s) <sup>-1</sup>	Constante de arenas Suelta (100-150)
K	0.121104	cm/s	Conductividad Hidráulica
K	0.001211	m/s	Conductividad Hidráulica

#### 7.4.2. Secciones de diseño de los llorones para los Muros

En las siguientes tablas se determina el diámetro de tubo que se usará para drenar el agua que se infiltra en relleno después del muro, determinando una condición de saturación en cada tramo también se especifica la separación y la cantidad de llorones que irán por tramos.

Parámetros	Estación 0+000-0+060	Estación 0+060-0+240	Estación 0+240-0+328	U/M	Descripción
A	315.392	617.760	170.368	m <sup>2</sup>	Area para ubicacion de llorones
L	56	180	88	m	Longitud del Tramo
h	5.632	3.432	1.936	m	Altura del Muro
Q	0.003	0.007	0.002	m <sup>3</sup> /s	condicion de saturación total que puede pasar
Separación	1.500	2.000	2.000	m	Separación entre llorones
Cant. Llorones	38	91	45	und	Cant. De Llorones en dirección longitudinal
Cant. Llorones	1	1	1	und	Cant. De Llorones en dirección transversal
Total llorones	39.000	91.000	45.000	und	
Q <sub>lloron</sub>	0.00009	0.00007	0.00004	m <sup>3</sup> /s	Caudal que transita cada lloron
A <sub>lloron</sub>	0.071	0.060	0.033	m <sup>2</sup>	
n	0.011	0.011	0.011		Tubo PVC
φ	0.020	0.004	0.038	m	Diámetro del Tubo
D	25.400	25.400	25.400	mm	
S	0.001	0.001	0.001	m/m	

### 7.4.3. Acorazamiento del Lecho de fondo del río.

Para determinar el espesor del acorazamiento es necesario tener conocimiento del diámetro de roca que se va usar para garantizar estabilidad en condiciones críticas.

DETERMINACIÓN DEL DIÁMETRO DE LA PARTÍCULA DE SEDIMENTO PARA LA CONDICIÓN CRÍTICA				
Parámetros	0+000 -0+060	0+060 -0+240	0+240 -0+328	UDM
Dc	1.495	0.254	0.208	m
t	488.520	130.015	106.571	N/m <sup>2</sup>
Ks	0.03	0.047	0.047	Grava
ys	20700	20700	20700	N/m <sup>3</sup>
y	9810	9810	9810	N/m <sup>3</sup>
n	0.035	0.035	0.035	
V	6.6668	3.5490	2.8650	m/s
R	1.307	1.578	0.793	m

Los resultados obtenidos en la tabla anterior de los diámetros, son los diámetros de las partículas que será necesario usar para contrarrestar a socavación, también se define el espesor del acorazamiento, siendo este igual al diámetro de partícula que se requiere.

Al definir una sección estable de un río con los terraplenes de acceso y al obstruir parte del área de escurrimiento con los muros, se incrementa necesariamente la velocidad a la llegada al puente dando como consecuencia:

- Incremento de la pendiente
- Un resalto aguas abajo del puente por consiguiente sobre elevación del nivel de las aguas.
- Aumentar el poder de socavación aguas abajo.
- Acorazamiento del todo el espejo de agua con espesor de 1.30 m y diámetro específico de la roca de 1.30 m lo recomendable, pero por efectos de costo, transporte y ubicación de las rocas y factibilidad se colocarán varias capas de roca con diámetros considerables.

En el primer tramo se tiene un diámetro de partícula de 1.28 m equivalente a 1.3 m, espesor y diámetro ideal para la sección en específico. Dado que el diámetro obtenido es considerablemente grande entonces se hace un arreglo para ajustarse a las mismas condiciones, especificaciones y funcionamiento del acorazamiento quedando de la siguiente manera: Se colocará 4 capas de rocas de con diámetro de 25 cm y 1 capa de 30 cm, arregladas con auxilio de rocas de menor diámetro como relleno. El río debe aportar finos que culminará la estabilización durante los eventos de crecida.

Para asegurar el lecho de acorazamiento en el funcionamiento inicial antes de las aportaciones de finos a realizar por el río, se anclará el conjunto con malla. Se usará malla ciclón galvanizada de 2.7 mm en todos los lados del acorazamiento, se colocará malla en la dirección más corta de la sección a cada 10 m, siendo sujetadas con alambre de amarre galvanizado de 2.7 mm, también auxiliados con tensores a cada 2 m en la dirección más larga y transversalmente a cada intersección o unión entre las mallas, esto con el fin de garantizar la estabilidad a todo el acorazamiento ya que es en toda la sección del canal.

El acorazamiento de salida, es decir después de la sección del puente con una longitud de 20 m, con ancho de 15 m y el espesor será de 1.3 m considerándose las mismas especificaciones de diseño descritas para el tramo de la estación 0+000 – 0+060.

Para los tramos de las estaciones 0+060 – 0+240 y 0+240 - 0+328 se hace uso de la siguiente expresión que toma en cuenta la profundidad de socavación. La longitud de acorazamiento para cada lado de la sección donde van colocados los muros será de  $L \geq 1.5$  a 2.0 profundidad máxima erosión<sup>32</sup>. Se tomó un valor de 2 veces la profundidad de socavación.

Para estos tramos solo se colocará una capa con el diámetro de roca especificado en la tabla, llevando también rocas de menor diámetro para un ajuste y colocación

---

<sup>32</sup> (Maccaferri, 2001, págs. 1-16). Pautas para el diseño de obras Ribereñas.

correcta de las rocas, estas deben de esta colocada de tal modo que no puedan erodarse con el paso de la corriente, no lleva ningún otro tipo de soporte más que la misma roca accionada por su propio peso y colocación.

**Tabla de resultados del diseño del acorazamiento de la Quebrada el Zapote**

Parámetros	Estación 0+000-0+060	Estación 0+060-0+240	Estación 0+240-0+328	U/M	Descripción
hs	6.293	3.628	1.779	m	Altura de Socavación
L	9.4395	7.256	3.558	m	Long a cada lado de los muros
L	15	7.3	3.6	m	Long adoptada del colchón en todo el ancho del lecho del cauce
A	60	180	88	m	Ancho
e	1.3	0.254	0.208	m	Espesor o profundidad del colchón

### Pie de Acorazamiento

Ya descrito antes, para el acorazamiento en unión en cada cambio de pendiente será necesario de un pie de acorazamiento, el espesor es igual a la profundidad o desplante en el diseño de muros, irán en toda la sección transversal del canal, y para determinar el ancho de estas estructuras se toma como 1.5 veces la profundidad de socavación resultante con el acorazamiento.

Estos llevarán mallas en todos sus lados para una mejor sujeción y estabilidad del mismo, tensados y con alambre galvanizado de 2.7 m (malla y alambre de amarre tendrán las mismas características y especificaciones de uso en todos los casos).

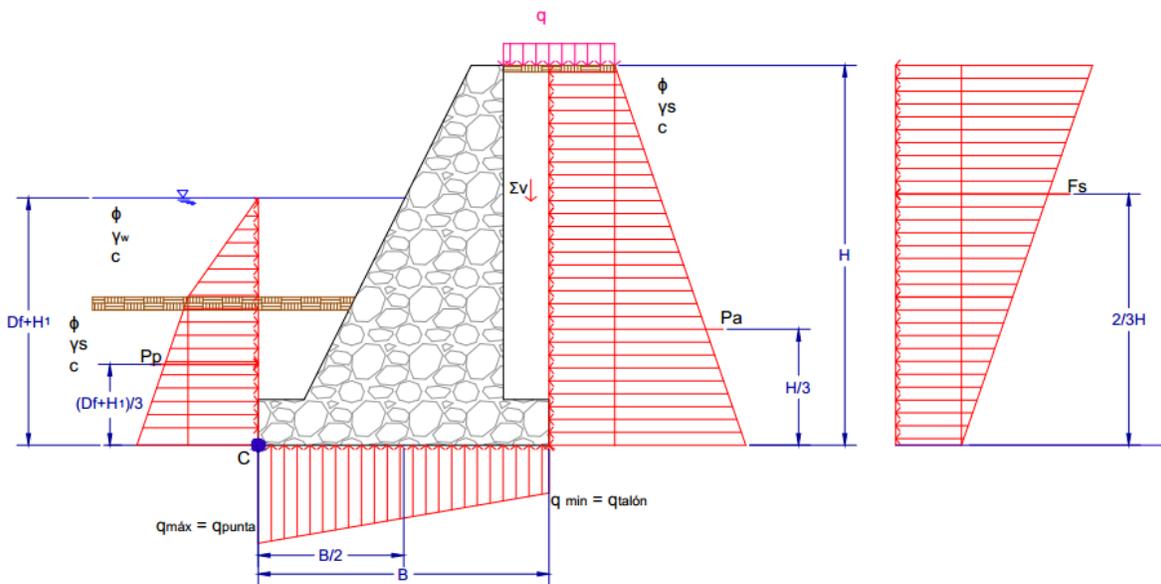
Los Resultados para la configuración geométrica del acorazamiento se presentan en la tabla siguiente, para pie de acorazamiento.

Diseño de Pie de Acorazamiento				
Tramo	Long	Espesor	Ancho <sub>Adoptado</sub>	U/M
0+000-0+060	15	2.3	1.5	m
0+060-0+240	25	0.9	0.5	m
0+240-0+328	25	0.494	0.5	m

#### 7.4.4. Análisis de las Presiones Actuantes en la Estructura

En la siguiente imagen se observa las presiones a las cuales está sometida la estructura. La presión activa donde es el relleno el que estará actuando siempre sobre el trasdós de la estructura, presión pasiva que es la que se opone a la presión activa, es decir, el muro empuja en dirección horizontal contra la tierra y la fuerza sísmica que actúa en la misma dirección que la presión activa aumentando según sean las sollicitaciones sísmicas, pero manera inversa a esta como se muestran en la imagen.

Las presiones de contacto tanto mínima y máxima que soporta el suelo distribuidas a lo largo de la base para garantizar estabilidad a la estructura.



**Gráfico 2:** Presiones Actuantes en la Estructura

Los datos descritos en la tabla 21 son usados para el diseño de muros en todos los tramos algunos de los datos son retomados de los resultados de los estudios de suelo.

El coeficiente de aceleración sísmica se determina según el mapa de aceleración sísmica y la ubicación de la zona sísmica retomados del RNC – 07 (Reglamento Nacional de la Construcción 2007).

Datos generales de Diseño			
Z	0.5	m	Relación de talud (inclinación) / 0.5H : 1V
$\varphi$	30	°	Ángulo de fricción interna del suelo
$\gamma_w$	1000	kg/m <sup>3</sup>	Peso específico del Agua
$\gamma_s$	2080	kg/m <sup>3</sup>	Peso específico del suelo
$\gamma_{\text{mortero}}$	2200	kg/m <sup>3</sup>	Peso específico del Concreto
C	0		Cohesión
$\sigma_t$	4.5	kg/cm <sup>2</sup>	Capacidad portante del suelo
$\delta$	20	°	Ángulo de fricción entre suelo-muro
$\theta$	27.000	°	Ángulo de inclinación del muro del lado del terreno
$\alpha$	0	°	Ángulo de inclinación del relleno respecto a la horizontal
q	2000	kg/m <sup>2</sup>	Sobrecarga
A	0.2	RNC-07	coeficiente de Aceleración Sísmica

Tabla 18: Datos generales de diseño

#### 7.4.5. Diseño y Análisis del Muro en el Tramo 1: 0+000-0+060

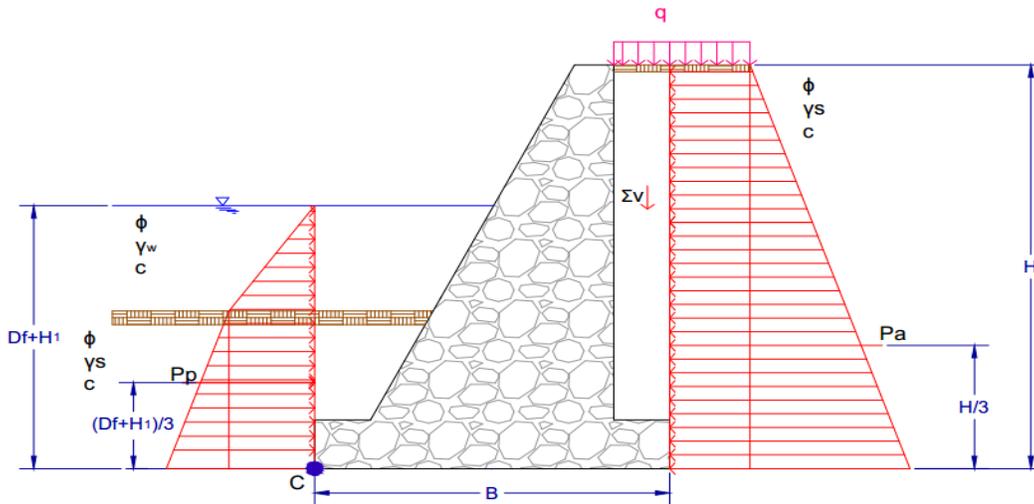
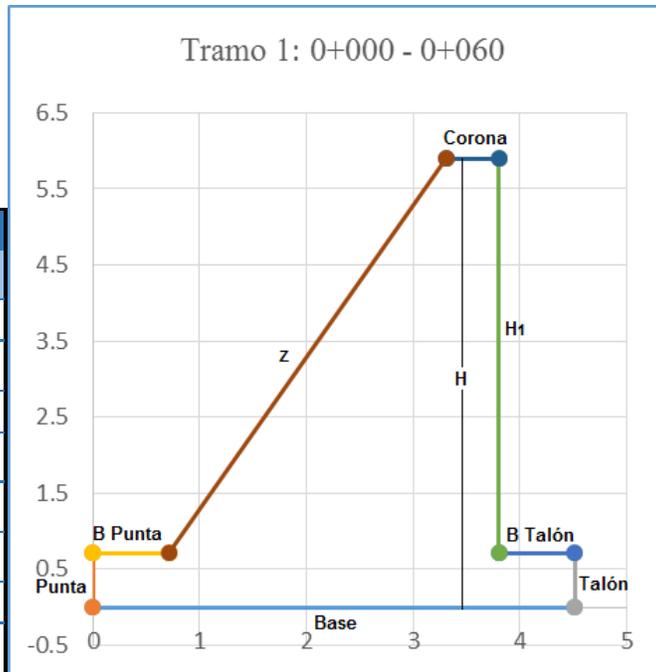
##### Presiones Activas, Pasivas y consideraciones Sísmicas

Para el diseño de muros de contención por gravedad se hace el pre-dimensionamiento según el gráfico 1 y tomando en cuenta los resultados de socavación, tirante hidráulico, borde libre y la relación de talud, obtenidos del estudio hidráulico.

Para la profundidad de desplante (D) se analiza la profundidad de socavación con respecto a la capacidad de soporte del suelo y velocidad, además se toma en cuenta la altura de acorazamiento, por tanto, se retoma el dato de profundidad de socavación más el acorazamiento como altura (D).

Una vez teniendo las dimensiones se realizan las revisiones de estabilidad de la estructura verificando que cumplan los factores de seguridad de volteo, deslizamiento, capacidad portante del suelo, también se revisan los esfuerzos de corte y de tracción por flexión en la intersección de la punta con el muro y la tracción a la mitad del muro. Las dimensiones para el primer tramo están descritas en la siguiente tabla.

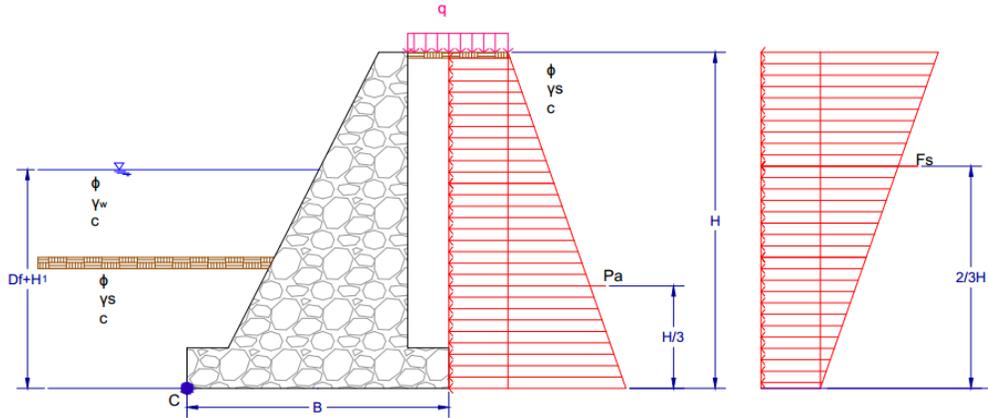
Dimencionamiento		
Tramo 1		
Corona	0.5	m
$D_f$ adoptado	2.300	m
H	5.900	m
Punta	0.708	m
Talón	0.708	m
B Punta	0.708	m
B Talón	0.708	m
Base	4.512	m



**Gráfico 3:** Presión activa y Presión Pasiva

En la siguiente tabla se tienen los resultados de las presiones que actúan en la estructura tanto activa como pasiva. La presión activa del suelo se ubica a 1/3 de la altura de la estructura y la presión pasiva toma en cuenta el suelo y el agua estando ubicado a 1/3 de la altura del desplante más el tirante hidráulico. Las presiones se determinan según el método de Rankine.

		Ecuacion Usada
<b>Pa =</b>	16000.8 kg/m	$P_a = (K_a * q * H) + (1/2 * K_a * \gamma_s * H^2)$
<b>Pa ubicada H/3</b>	1.967 m	
<b>Ka =</b>	1/3	$K_a = (\tan 45 - (\phi/2))^2$
<b>Pv =</b>	0 kg/m	$P_v = P_a \sin \alpha$
<b>Ph =</b>	16000.8 kg/m	$P_h = P_a \cos \alpha$
<b>Kp =</b>	3	$K_p = (\tan 45 + (\phi/2))^2$
<b>Pp =</b>	46211.873 kg/m	$P_p = 1/2 * K_p * (\gamma_w * H_1^2 + 2 * \gamma_s * H_1 * H_2 + \gamma' * H_2^2) + \gamma_w * H_2^2$
<b>Pp ubic. (D<sub>f</sub>+H<sub>1</sub>)</b>	1.280 m	



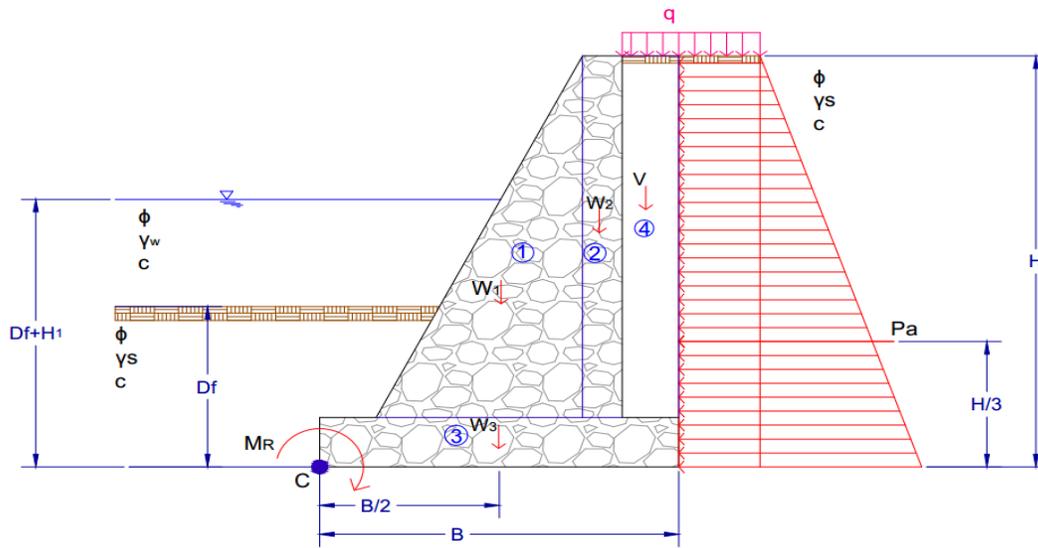
**Gráfico 4:** Presión activa y Presión sísmica

En la siguiente tabla se tienen los resultados de la presión sísmica que actúan en la estructura, actuando a 2/3 de la altura de la estructura, se toma en cuenta los factores de aceleración sísmica y el coeficiente de presión activa sísmica del terreno.

La presión activa sísmica es el resultado de a diferencia de a presión activa sísmica del terreno y la presión activa del terreno. Esta presión se determina según el método de Mononobe y Okabe.

<b><math>\theta</math></b>	5.711 °	$\theta = \arctan\left(\frac{K_h}{1 - K_v}\right)$
<b><math>K_{AE}</math></b>	0.366	$K_{AE} = \frac{\cos^2(\theta - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[ \frac{\sin(\theta + \delta) \sin(\theta - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)} \right]^2}$
<b><math>P_{AS}</math></b>	1179.577 kg/m	$P_{AS} = P_{AE} - P_a = \frac{1}{2} \gamma_s H^2 (K_{AE} - K_a)$
<b>Aplicada en 2/3H</b>	3.933 m	

## Análisis por Volteo: Método de Rankine



**Gráfico 5:** Presión activa y Peso propio de la estructura. Análisis por volteo.

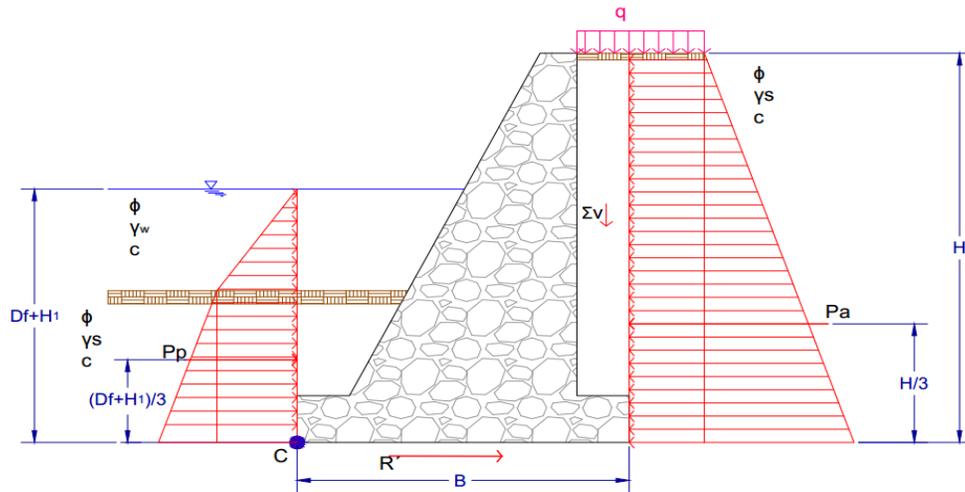
A continuación, se verifica el factor de seguridad por volcamiento, determinando el momento reaccionante o estabilizante tomando en cuenta el peso del suelo y el peso propio de la estructura, también se determina el momento actuante o de volteo siendo este menor al reaccionante.

Por tanto, en el análisis la estructura resiste el volcamiento cumpliendo un factor de seguridad mayor a 2.

### FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA VOLTEO

Sección N°	Área m <sup>2</sup>	Peso/Long unitaria kg/m	Brazo de momento del punto C (m)	Momento (kg m/m)
1	6.739	14826.275	3.554	52692.582
2	2.596	5711.200	1.573	8985.621
3	3.194	7027.891	2.256	15854.923
4	3.676	7645.947	4.158	31791.847
<b>Pv</b>		0	0	0.000
<b>ΣV</b>		35211.313		
<b>ΣMR</b>				109324.973
<b>W muro</b>		27565.366		
<b>M<sub>0</sub></b>	31468.24 Kg m/m		ΣM <sub>0</sub> = Ph (H/3)	
<b>Fs Volteo</b>	3.47 <b>Cumple</b>		Fs Volteo = ΣM <sub>R</sub> /M <sub>0</sub>	Fs Volteo ≥ 2

## Análisis por Deslizamiento: Método de Rankine



**Gráfico 6:** Presión activa y Presión pasiva de la estructura. Análisis por deslizamiento.

En la siguiente tabla se verifica el factor de seguridad contra deslizamiento, tomando en cuenta las fuerzas verticales actuantes en la estructura y la presión pasiva de la misma dividiéndolas con las fuerzas activas horizontales, también se determina la fuerza resultante que se opone al deslizamiento del muro.

Por tanto, en el análisis la estructura resiste el deslizamiento cumpliendo un factor de seguridad mayor a 2.

### FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA DESLIZAMIENTO

**FS** Deslizamiento 3.69 **Cumple**

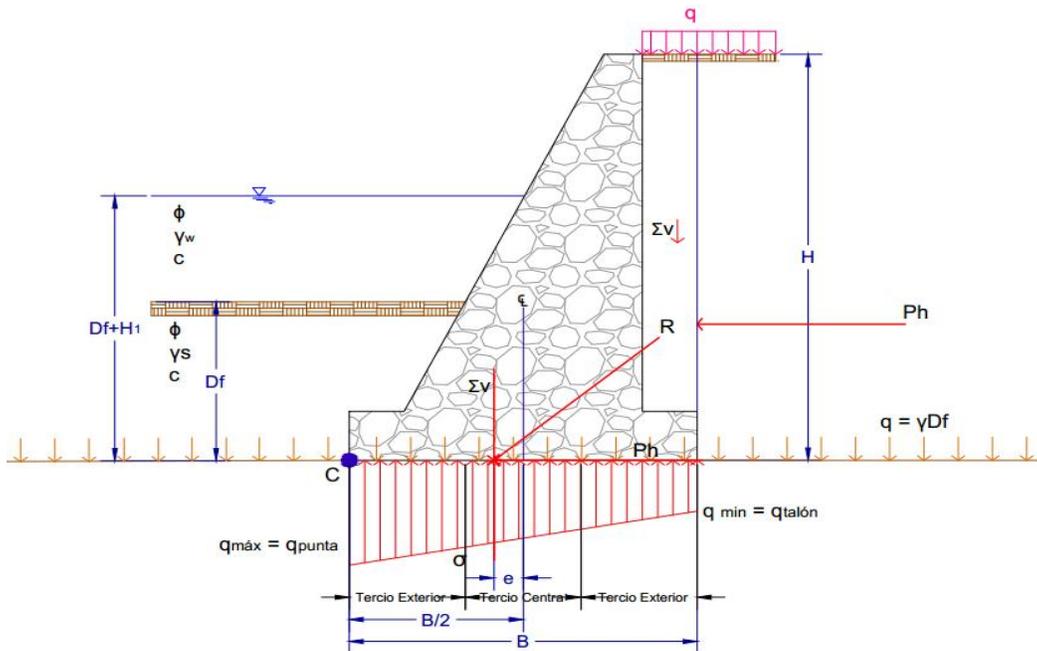
**FS** Deslizamiento  $\geq 2$

$$FS_{deslizamiento} = \frac{(\Sigma V) \tan\left(\frac{2}{3}\phi\right) + P_p}{P_a \cos \alpha}$$

**R'** 20329.261 kg/m

$$R' = \Sigma V * \tan \phi$$

## Análisis por capacidad de carga o Presiones en la base de la Estructura: Método de MEYERHOF



**Gráfico 7:** Presiones por capacidad portante del suelo

En las siguientes tablas se presentan los resultados de la reacción del suelo ( $R$ ). El centro de presiones de la reacción  $R$  cae dentro del núcleo central de la base en planta por lo tanto los esfuerzos en el suelo son de compresión en la totalidad del área.

La distancia  $X$  (Ver gráfico 8) es el punto de aplicación de la reacción  $R$  medida desde la punta hacia el centro de la estructura. Con la excentricidad se verifica si la reacción del suelo recae en el tercio central de la base. También se calculan las presiones de contacto en el suelo de fundación tanto máximas como mínima verificando que sean menores a la capacidad portante del suelo cumpliendo esta condición por tanto el suelo no falla. Luego se determina  $B'$  que es la dimensión efectiva de la cimentación en la dirección transversal de la base para determinarla la capacidad carga última ( $q_u$ ) tomando en cuenta los factores de inclinación, los factores de profundidad, los factores forma, y los factores de capacidad de carga,

siendo el factor de capacidad de carga de cohesión igual a cero dado que no hay cohesión.

Note que los factores de forma  $F_{es}$ ,  $F_{qs}$  Y  $F_{ys}$  son todos iguales a 1 porque son tratados como una cimentación continua, se teniendo que, la compresión del concreto es menor que la carga última indicando que la estructura resiste estas presiones, cumpliendo un factor de seguridad mayor a 2.

<b>Rv</b>	35211.313	kg/m	$Rv = W_{muro} + W_{suelo}$ $\Sigma V + Pa \cos \alpha$
<b>R</b>	51212.113	kg/m	
<b>Verificación si la resultante pasa por el tercio central</b>			
<b>e</b>	0.045	<b>e = pasa por el tercio central</b>	$e < B/6$
<b>B/6</b>	0.752	m	
<b>X</b>	2.211	m	$X = (\Sigma M_R - M_0) / \Sigma V$

CÁLCULO DE LA PRESIÓN DEL SUELO			
<b>q máx = q punta</b>	8269.584	kg/m <sup>2</sup>	$q_{max} = q_{punta} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$
<b>q mín = q talón</b>	7338.268	kg/m <sup>2</sup>	$q_{min} = q_{talón} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$
<b>q adm =</b>	18814.299	kg/m <sup>2</sup>	$q_{adm} = qu / Fs \text{ capac. De carga}$

$q_{máx} = q_{punta} < \text{El suelo no falla}$

$q_{mín} = q_{talón} < \text{El suelo no falla}$

$q_{máx} = q_{punta} < \text{El suelo no falla}$

Determinación de la dimensión efectiva de la cimentación	
<b>Nota:</b> La excentricidad está actuando en dirección transversal	
<b>B'</b>	4.422 m

$B' = B - 2e$

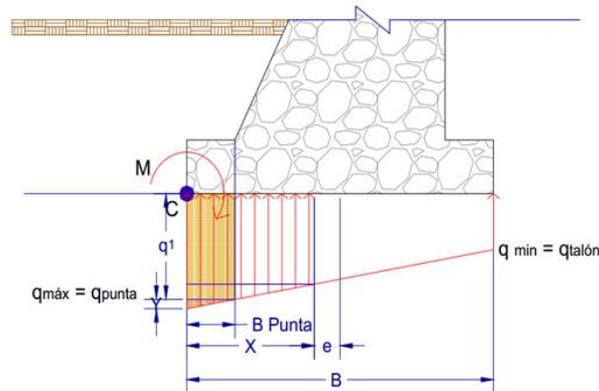
Determinación de la capacidad de carga última del suelo	
<b>qu</b>	56442.897 kg/m <sup>2</sup>

$q_u = C_2 * Nc * F_{cd} * F_{ci} + q * Nq * F_{qd} * F_{qi} + \frac{1}{2} * \gamma_2 * B' * N\gamma * F_{\gamma d} * F_{\gamma i}$

Determinación del factor de seguridad por capacidad de carga	
<b>Fs capacidad de car</b>	6.8 <b>Cumple</b>

$Fs_{\text{Capacidad de Carga}} \geq 2$   
 $Fs_{\text{capacidad de carga}} = q_u / q_{máx}$

## Verificación del cortante y de la tracción por flexión en la intersección de la punta con el muro.



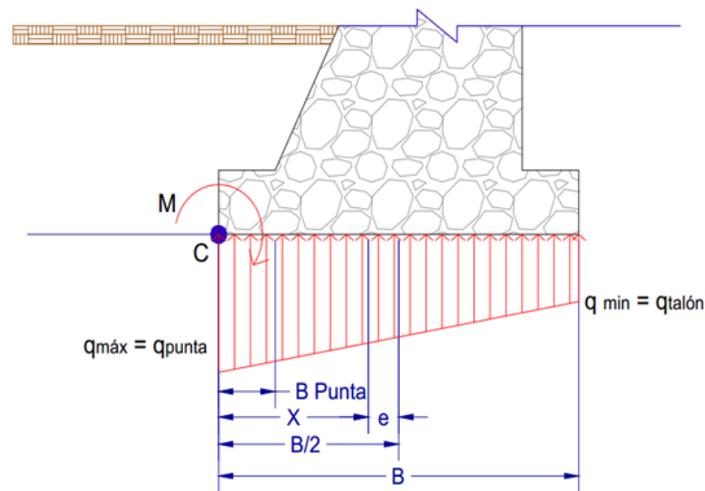
**Gráfico 8:** Esfuerzo por cortante en la punta de la estructura

Para verificación del esfuerzo por cortante y por flexión se usa el método de resistencia última. Se verifica el cortante en la unión de la punta con el muro dado que es donde la estructura tiende a fallar debido a las presiones actuantes en la estructura y por su transmisibilidad de cargas al suelo, garantizando la estabilidad de la misma evitando que el concreto falle.

Para que la estructura no falle por cortante, el cortante admisible debe ser menor al cortante actuante debido a las cargas del suelo en el cual se usa un factor de amplificación de las cargas de 0.85 para el cortante actuante y coeficiente minoración de la resistencia.

En este análisis los resultados del cortante son satisfactorios. El cortante se analiza en todo el plano de la unión de la punta con el muro como seguridad adicional y no se analiza una distancia ( $d$ ) como en vigas.

VERIFICACION DE CORTE Y TRACCION POR PRESION EN LA PUNTA			
Verificación de los esfuerzos de Cortante en la union de la punta con el muro			
$f'c =$	70 kg/cm <sup>2</sup>		
$X > B/3$	2.211 <b>Cumple</b>	$X = (\sum M_R - M_0) / \sum V$	$> 1.504$
$Y =$	0.015 kg/cm <sup>2</sup>	$Y = (q_{max} - q_{min}) * B \text{ punta} / \text{Base}$	
$q_1 =$	0.812 kg/cm <sup>2</sup>	$q_1 = q_{max} - Y$	8123.44665
$V_1 =$	5803.133 kg/m	$V = ((q_{max} + q_1) / 2) * B \text{ punta}$	
$V_{cac} =$	1.639 kg/cm <sup>2</sup>	$V_{cac} = (1.7 * V_1) / (\phi * \text{Punta})$	
$V_{cad} =$	4.434 kg/cm <sup>2</sup>	$V_{cad} = 0.53 * f'c^{0.5}$	
$\phi =$	0.85		
$V_{cac} \leq V_{cad}$	<b>Cumple</b>		



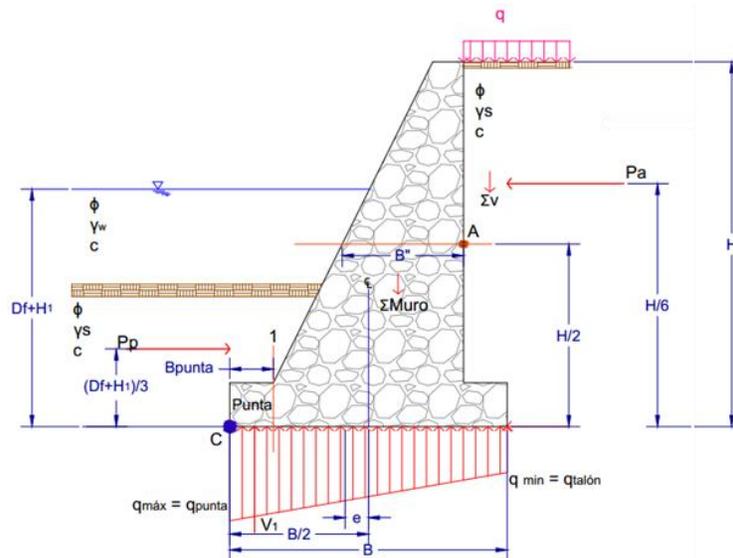
**Gráfico 9:** Esfuerzo de tracción por flexión en la punta de la estructura

También se verifica el esfuerzo de tracción por flexión en la unión de la punta con el muro dado que el concreto no es resistente ante los esfuerzos de tracción por tanto se debe revisar esta condición para que la estructura no falle y sea estable ante las cargas actuantes.

Para la verificación del esfuerzo actuante se usa un factor de amplificación de cargas para flexión de 0.65, resultando menor al esfuerzo admisible tomando en cuenta un factor de minoración de la resistencia, por tanto, esta condición es satisfactoria y la estructura es estable.

Esfuerzo por flexión en la unión de la punta con el muro		
M =	3492.325 kg m/m	$M = 1.7 * V_1 * (B \text{ punta} / 2)$
F tac =	6.431 kg/cm <sup>2</sup>	$F_{tac} = (6 * M) / (\phi * \text{Punta}^2)$
F tad =	10.877 kg/cm <sup>2</sup>	$F_{tad} = 1.30 * f_c^{0.5}$
$\phi =$	0.65	
$F_{tac} \leq F_{tad}$ <b>Cumple</b>		

### Verificación del esfuerzo por flexión a la mitad del muro



**Gráfico 10:** Esfuerzo por flexión a la mitad de la altura del muro

En la siguiente tabla se tienen los resultados del esfuerzo de flexión a la mitad de la altura del muro en el punto A y en el ancho B" dado que el tallo en la estructura por su esbeltez es vulnerable y es donde se concentran las cargas activas.

Para ello se debe calcular la magnitud del empuje activo por encima del nivel H/2 y se lo asigna  $E_{aA}$  estando ubicada a H/6. Se determina el esfuerzo actuante amplificando las cargas y en esfuerzo admisible minimizando la resistencia para verificar la condición, cumpliendo en este caso la estructura con la condición de esfuerzos.

VERIFICACION DE ESFUERZOS EN LA MITAD DE LA ALTURA DEL MURO		
Esfuerzo de Tracción		
<b>B'' =</b>	1.975 m	
<b>E<sub>aA</sub> =</b>	4983.533 Kg/m	$E_{aA} = (K_a * q * H/2) + ((1/2 * Y_s * (H/2)^2) * K_a)$
<b>M<sub>ip</sub> =</b>	7840.759 kg m/m	$M = E_{aA} * H/6 * \text{Cos } \alpha$
<b>F<sub>tac</sub> =</b>	3.154 kg/cm <sup>2</sup>	$F_{tac} = (6 * (1.7 * M)) / (\phi * B''^2)$
<b>F<sub>tad</sub> =</b>	10.877 kg/m <sup>2</sup>	$F_{tad} = 1.30 * f_c^{0.5}$
<b>φ =</b>	0.65	
<b>F<sub>tac</sub> ≤ F<sub>tad</sub>      Cumple</b>		

### Análisis por Combinaciones de Cargas RNC-07

Para un diseño adecuado de muros de contención por gravedad se requiere hacer el análisis de estabilidad de la estructura y verificación de las condiciones elásticas y estáticas del mismo haciendo uso de las diferentes combinaciones de cargas o uso de cargas factoradas para garantizar si el diseño es el idóneo previendo las diferentes condiciones de cargas. En este caso se aplican todos los procedimientos descritos anteriormente haciendo uso de combinaciones de cargas según el método de resistencia última. Todos los resultados están resumidos en las siguientes tablas.

En la tabla que se tiene a continuación se encuentran los resultados de las cargas verticales, cargas horizontales. El momento reaccionante y el momento actuante para cada una de las cargas.

CARGAS VERTICALES		
	V <sub>u</sub>	M <sub>R</sub>
<b>CM</b>	27565.366	77533.126
<b>Ps</b>	7645.947	31791.847
CARGAS HORIZONTALES		
	H	M <sub>0</sub>
<b>Pa</b>	16000.800	31468.240
<b>P<sub>AS</sub></b>	1179.577	4639.669
<b>B</b>	4.512 m	
<b>B/6</b>	0.752 m	

En la siguiente tabla se detallan todos los resultados de verificación si la excentricidad cumple, lo cual significa que, si la reacción del suelo recae en el tercio central de la base, también se calculan las presiones de contacto en el suelo de fundación tanto máximas como mínima verificando que sean menores a la capacidad portante del suelo cumpliendo esta condición por tanto el suelo no falla.

Combinaciones de Cargas	Vu	M <sub>R</sub>	M <sub>0</sub>	X= (ΣM <sub>R</sub> -M <sub>0</sub> )/ΣV	e = (B/2-X)	e < B/6	q <sub>max</sub> =(Σvu/B)* (1+((6e)/B))	q <sub>min</sub> =(Σvu/B)* (1-((6e)/B))
C <sub>1</sub> =1.4CM	38591.513	108546.376	31468.240	1.997	0.259	Cumple	11495.685	5610.482
C <sub>2</sub> =1.2CM+1.6Ps	45311.955	143906.707	50349.184	2.065	0.191	Cumple	12596.680	7488.406
C <sub>3</sub> =1.2CM	33078.440	93039.751	31468.240	1.861	0.395	Cumple	11178.358	3484.071
C <sub>4</sub> =(1.2*CM)+Fs	33078.440	93039.751	36107.909	1.721	0.535	Cumple	12545.772	2116.657
C <sub>5</sub> =0.9CM+1.6Ps	37042.345	120646.769	50349.184	1.898	0.358	Cumple	12120.689	4298.790
C <sub>6</sub> =0.9CM+1.6Ps+Fs	37042.345	120646.769	54988.853	1.773	0.483	Cumple	13488.103	2931.376

En el siguiente cuadro se tienen los resultados de chequeo de la capacidad de soporte del suelo para cada una de las combinaciones de carga del método de resistencia última, donde se debe cumplir que, q<sub>máx</sub>, q<sub>min</sub>, deben ser menores a la capacidad portante del suelo y a la capacidad admisible del suelo, para garantizar que el suelo no falle ante las cargas actuantes de la estructura.

σ <sub>t</sub>	4.5	kg/cm <sup>2</sup>			
Fs capac. De carga	3				
Combinaciones de Cargas	qu	q <sub>adm</sub> =(qu /Fs)	q máx = q punta < q <sub>adm</sub>	q máx = q punta < σ <sub>t</sub>	q min = q talón < σ <sub>t</sub>
C <sub>1</sub> =1.4CM	62158.449	20719.48296	Suelo no Falla	Suelo no Falla	Suelo no Falla
C <sub>2</sub> =1.2CM+1.6Ps	71934.786	23978.26217	Suelo no Falla	Suelo no Falla	Suelo no Falla
C <sub>3</sub> =1.2CM	54064.222	18021.40733	Suelo no Falla	Suelo no Falla	Suelo no Falla
C <sub>4</sub> =(1.2*CM)+Fs	54617.024	18205.6747	Suelo no Falla	Suelo no Falla	Suelo no Falla
C <sub>5</sub> =0.9CM+1.6Ps	60033.641	20011.21356	Suelo no Falla	Suelo no Falla	Suelo no Falla
C <sub>6</sub> =0.9CM+1.6Ps+Fs	60410.384	20136.79481	Suelo no Falla	Suelo no Falla	Suelo no Falla

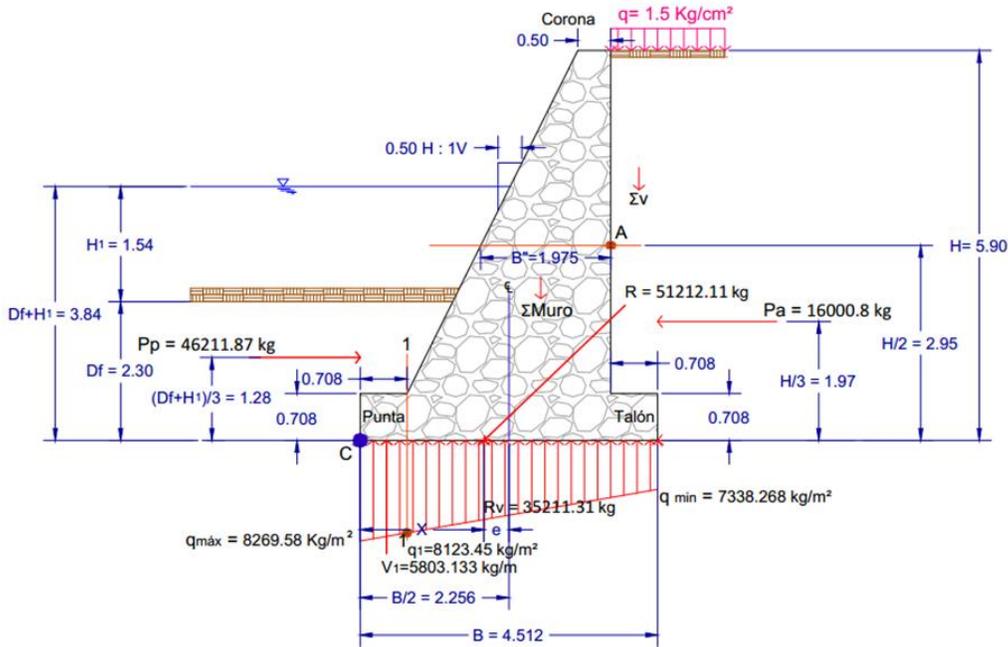
En el siguiente recuadro se tienen los resultados de las revisiones de estabilidad de la estructura para cada una de las combinaciones de cargas, cumpliendo con los factores de seguridad contra volteo, factor de seguridad contra deslizamiento y factor de seguridad por capacidad de cargas del suelo. Por tanto, la estructura es estable.

Verificación de los Factores de Seguridad						
Combinaciones de Cargas	Volteo	Fs <sub>Volteo</sub> ≥ 2	Deslizamiento	Fs <sub>Deslizamiento</sub> ≥ 2	Capacidad de Carga	Fs <sub>Capacidad de Carga</sub> ≥ 2
C1=1.4CM	3.70	OK	3.41	OK	3.06	OK
C2=1.2CM+1.6Ps	3.02	OK	3.54	OK	3.42	OK
C3=1.2CM	3.17	OK	3.27	OK	2.68	OK
C4=(1.2*CM)+Fs	2.77	OK	3.27	OK	2.45	OK
C5=0.9CM+1.6Ps	2.52	OK	3.34	OK	2.89	OK
C6=0.9CM+1.6Ps+Fs	2.32	OK	3.34	OK	2.63	OK

También se verifican todas las condiciones elásticas, así como lo es esfuerzos de cortante y flexión en la unión de la punta con el muro y los esfuerzos por flexión a la mitad de la altura del muro ya que estos son los esfuerzos para los cuales estará trabajando en concreto en la estructura. En este análisis todas las condiciones cumplen para cada una de las combinaciones de cargas del método de resistencia última según el RNC – 07, por tanto, la estructura es resistente.

Combinaciones de Cargas	Verificación de los esfuerzos de Cortante en la unión de la punta con el muro			Verificación de los Esfuerzo por flexión en la unión de la punta con el muro			Verificación de Esfuerzos a Tracción en la Mitad de la Altura del Muro		
	V <sub>cac</sub> =	V <sub>cad</sub> =	V <sub>cac</sub> ≤ V <sub>cad</sub>	F <sub>tac</sub> =	F <sub>tad</sub> =	F <sub>tac</sub> ≤ F <sub>tad</sub>	F <sub>tac</sub> =	F <sub>tad</sub> =	F <sub>tac</sub> ≤ F <sub>tad</sub>
C1=1.4CM	0.26	4.434	Cumple	8.657	10.88	Cumple	1.072	10.88	Cumple
C2=1.2CM+1.6Ps	2.44	4.434	Cumple	9.569	10.88	Cumple	3.154	10.88	Cumple
C3=1.2CM	2.11	4.434	Cumple	9.569	10.88	Cumple	1.971	10.88	Cumple
C4=(1.2*CM)+Fs	2.35	4.434	Cumple	8.297	10.88	Cumple	4.071	10.88	Cumple
C5=0.9CM+1.6Ps	2.30	4.434	Cumple	9.202	10.88	Cumple	3.154	10.88	Cumple
C6=0.9CM+1.6Ps+Fs	2.53	4.434	Cumple	9.933	10.88	Cumple	5.254	10.88	Cumple

Ya que la estructura con las dimensiones propuestas cumple con todos los criterios de diseño y las revisiones de estabilidad cumpliendo en su totalidad las condiciones elásticas y estáticas analizadas anteriormente, entonces resulta que la estructura es estable y resistente, por tanto, los resultados de la geometría del muro se resumen en el siguiente gráfico.



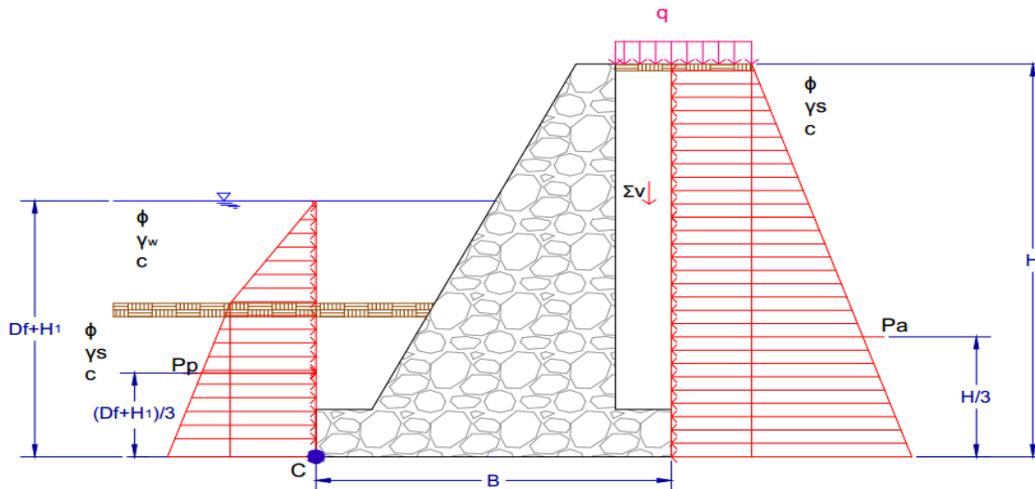
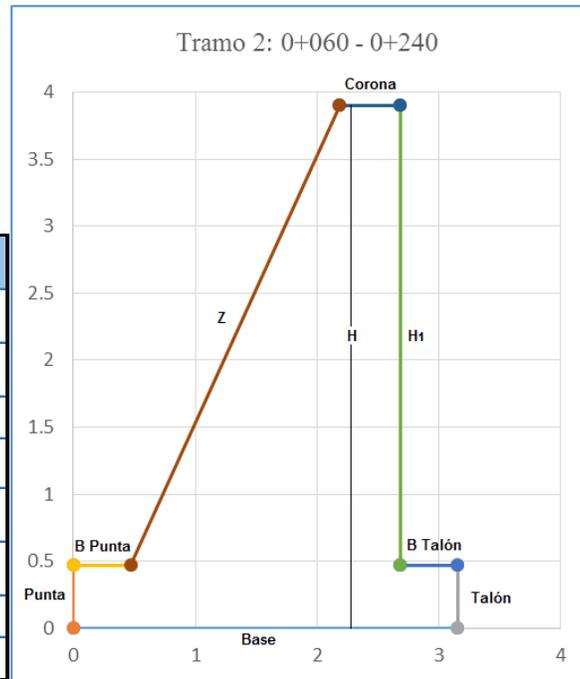
**Gráfico 11:** Muro del tramo 0+000-0+060 con sus respectivas dimensiones y cargas actuantes

#### 7.4.6. Diseño y Análisis del Muro en el Tramo 2: 0+060-0+240

##### Presiones Activas, Pasivas y consideraciones Sísmicas

Para el diseño de muros de contención por gravedad se hace el pre-dimensionamiento según el gráfico 1 y tomando en cuenta los resultados de socavación, tirante hidráulico, borde libre y la relación de talud, obtenidos del estudio hidráulico. Una vez teniendo las dimensiones se realizan las revisiones de estabilidad de la estructura verificando que cumplan los factores de seguridad de volteo, deslizamiento, capacidad portante del suelo, también se revisan los esfuerzos de corte y de tracción por flexión en la intersección de la punta con el muro y la tracción a la mitad del muro. Las dimensiones para el primer tramo están descritas en la siguiente tabla.

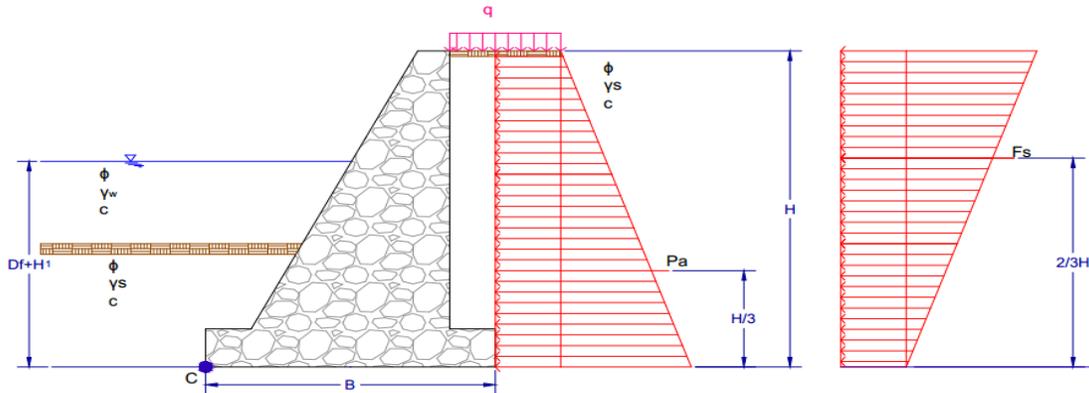
Tramo 2		
Corona	0.5	m
$D_f$ adoptado	0.900	m
H	3.900	m
Punta	0.468	m
Talón	0.468	m
B Punta	0.468	m
B Talón	0.468	m
Base	3.152	m



**Gráfico 12:** Presión activa y Presión Pasiva

En la siguiente tabla se tienen los resultados de las presiones que actúan en la estructura tanto activa como pasiva. La presión activa del suelo se ubica a  $1/3$  de la altura de la estructura y la presión pasiva toma en cuenta el suelo y el agua estando ubicado a  $1/3$  de la altura del desplante más el tirante hidráulico. Las presiones se determinan según el método de Rankine.

Fuerzas actuante en la estructura			Ecuacion Usada
<b>Pa =</b>	7222.8	kg/m	$P_a = (K_a * q * H) + (1/2 * K_a * H^2)$
<b>Pa ubicada H/3</b>	1.30	m	
<b>Ka =</b>	1/3		$K_a = (\tan 45 - (\phi/2))^2$
<b>Pv =</b>	0	kg/m	$P_v = P_a \text{ Sen} \alpha$
<b>Ph =</b>	7222.800	kg/m	$P_h = P_a \text{ Cos} \alpha$
<b>Kp =</b>	3		$K_p = (\tan 45 + (\phi/2))^2$
<b>Pp =</b>	17743.214	kg/m	$P_p = 1/2 * K_p * (\gamma_w * H_1^2 + 2 * \gamma_s * H_1 * H_2 + \gamma' * H_2^2) + \gamma_w * H_2^2$
<b>Pp ubic. (Df+H1)/3</b>	0.893	m	

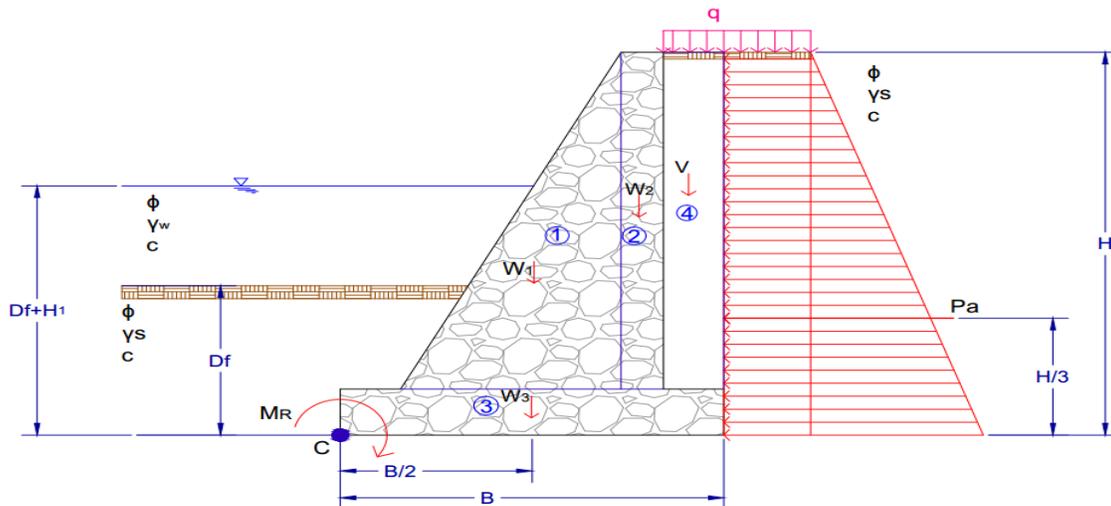


**Gráfico 13:** Presión activa y Presión sísmica

En la siguiente tabla se tienen los resultados de la presión sísmica que actúan en la estructura, actuando a 2/3 de la altura de la estructura, se toma en cuenta los factores de aceleración sísmica y el coeficiente de presión activa sísmica del terreno. La presión activa sísmica es el resultado de la diferencia de la presión activa sísmica del terreno y la presión activa del terreno. Esta presión se determina según el método de Mononobe y Okabe.

<b><math>\theta</math></b>	5.711	°	$\theta = \arctan \left( \frac{K_h}{1 - K_v} \right)$
<b><math>K_{AE}</math></b>	0.366		$K_{AE} = \frac{\text{Cos}^2(\phi - \theta - \beta)}{\text{Cos} \theta \text{Cos}^2 \beta \text{Cos}(\delta + \beta + \theta) \left[ \frac{\text{Sen}(\phi + \delta) \text{Sen}(\phi - \theta - i)}{\text{Cos}(\delta + \beta + \theta) \text{Cos}(i - \beta)} \right]^2}$
<b><math>P_{AS}</math></b>	515.408	kg/m	$P_{AS} = P_{AE} - P_a = \frac{1}{2} \gamma_s H^2 (K_{AE} - K_a)$
<b>Aplicada en 2/3H</b>	2.600	m	

## Análisis por Volteo: Método de Rankine



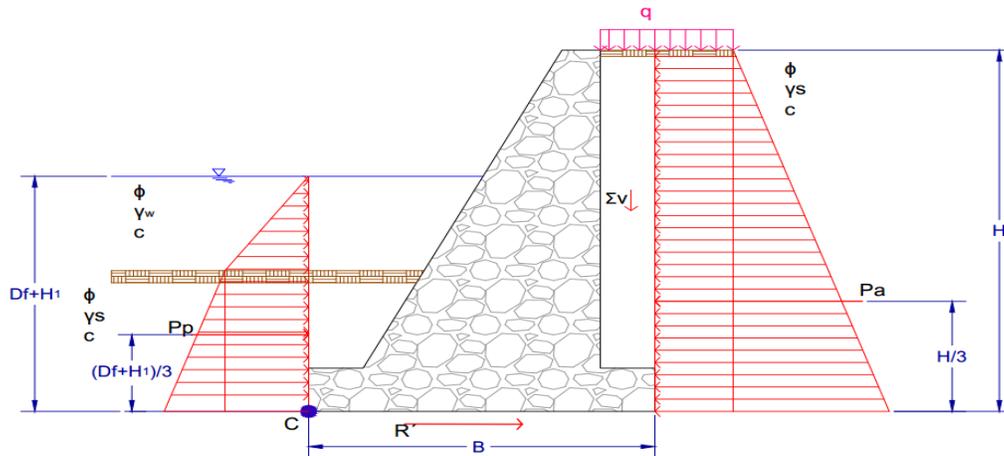
**Gráfico 14:** Presión activa y Peso propio de la estructura. Análisis por volteo.

A continuación, se verifica el factor de seguridad por volcamiento, determinando el momento reaccionante o estabilizante tomando en cuenta el peso del suelo y el peso propio de la estructura, también se determina el momento actuante o de volteo siendo este menor al reaccionante. Por tanto, en el análisis la estructura resiste el volcamiento cumpliendo un factor de seguridad mayor a 2.

### FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA VOLTEO

Sección N°	Área m <sup>2</sup>	Peso/Long unitaria kg/m	Brazo de momento del punto C (m)	Momento (kg m/m)
1	2.945	6478.243	2.434	15768.044
2	1.716	3775.200	1.040	3926.208
3	1.475	3245.299	1.576	5114.592
4	1.606	3340.846	2.918	9748.589
<b>Pv</b>		0	0	0.000
<b>ΣV</b>	2787.108	16839.588		
<b>ΣMR</b>	7803904			34557.432
<b>w muro</b>		13498.742		
<b>M<sub>0</sub></b>	9389.64	Kg m/m	ΣM <sub>0</sub> = Ph (H/3)	
<b>Fs<sub>Volteo</sub></b>	3.68	Cumple	Fs <sub>Volteo</sub> = ΣMR/M <sub>0</sub>	Fs <sub>Volteo</sub> ≥ 2

## Análisis por Deslizamiento: Método de Rankine



**Gráfico 15:** Presión activa y Presión pasiva de la estructura. Análisis por deslizamiento.

En la siguiente tabla se verifica el factor de seguridad contra deslizamiento, tomando en cuenta las fuerzas verticales actuantes en la estructura y la presión pasiva de la misma dividiéndolas con las fuerzas activas horizontales, también se determina la fuerza resultante que se opone al deslizamiento del muro. Por tanto, en el análisis la estructura resiste el deslizamiento cumpliendo un factor de seguridad mayor a 2.

### FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA DESLIZAMIENTO

**FS** Deslizamiento 3.31 **Cumple**

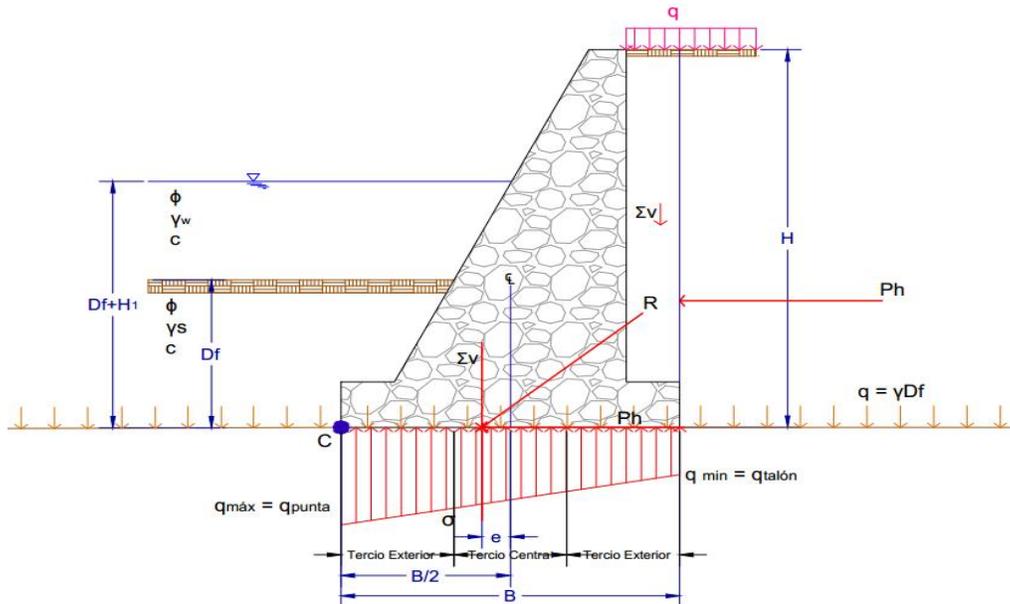
$FS_{\text{Deslizamiento}} \geq 2$

$$FS_{\text{deslizamiento}} = \frac{(\sum V) \tan\left(\frac{2}{3}\phi\right) + P_p}{P_a \cos\alpha}$$

**R'** 9722.341 kg/m

$$R' = \sum V * \tan \phi$$

**Análisis por capacidad de carga o Presiones en la base de la Estructura:  
Método de MEYERHOF**



**Gráfico 16:** Presiones por capacidad portante del suelo

El centro de presiones de la reacción  $R$  cae dentro del núcleo central de la base en planta por lo tanto los esfuerzos en el suelo son de compresión en la totalidad del área. La distancia  $X$  es el punto de aplicación de la reacción  $R$  medida desde la punta hacia el centro de la estructura.

Con la excentricidad ( $e$ ) se verifica si la reacción del suelo recae en el tercio central de la base. También se calculan las presiones de contacto en el suelo de fundación tanto máximas como mínima verificando que sean menores a la capacidad portante del suelo cumpliendo esta condición por tanto el suelo no falla. Luego se determina  $B'$  que es la dimensión efectiva de la cimentación en la dirección transversal de la base para determinarla la capacidad carga última ( $q_u$ ) tomando en cuenta los factores de inclinación, los factores de profundidad, el factor forma, y los factores de capacidad de carga, siendo el factor de capacidad de carga de cohesión igual a cero dado que no hay cohesión.

En las siguientes tablas se presentan los resultados de la reacción del suelo (R).

Nótese que los factores de forma  $F_{es}$ ,  $F_{qs}$  Y  $F_{ys}$  son todos iguales a 1 porque son tratados como una cimentación continua, se teniendo que, la compresión del concreto es menor que la carga última indicando que la estructura resiste estas presiones, cumpliendo un factor de seguridad mayor a 2.

Rv	16839.588	kg/m	$Rv = W_{muro} + W_{suelo}$
R	24062.388	kg/m	$\Sigma V + Pa \cos \alpha$
<b>Verificación si la resultante pasa por el tercio central</b>			
e	0.081	e = pasa por el tercio cent	$e < B/6$
B/6	0.525	m	
X	1.495	m	$X = (\Sigma M_R - M_0) / 3X$

CÁLCULO DE LA PRESIÓN DEL SUELO			
q máx = q punta	6170.723	kg/m <sup>2</sup>	$q_{max} = q_{punta} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$
q min = q talón	4514.295	kg/m <sup>2</sup>	$q_{min} = q_{talón} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$
q adm =	7752.104	kg/m <sup>2</sup>	$q_{adm} = qu / F_s \text{ capac. De carga}$

$q_{máx} = q_{punta} < \sigma_t$  El suelo no falla

$q_{min} = q_{talón} < \sigma_t$  El suelo no falla

$q_{máx} = q_{punta} < q_i$  El suelo no falla

Determinación de la dimensión efectiva de la cimentación			
Nota: La excentricidad está actuando en dirección transversal			
B'	2.989	m	$B' = B - 2e$

Determinación de la capacidad de carga última del suelo			
qu	23256.313	kg/m <sup>2</sup>	$q_u = C_2 * Nc * F_{cd} * F_{ci} + q * Nq * F_{qd} * F_{qi} + \frac{1}{2} * \gamma_2 * B' * N\gamma * F_{\gamma d} * F_{\gamma i}$

<b>q</b>	1872.000	kg/m <sup>2</sup>
<b>Df/B</b>	0.286	< 1
<b>N<sub>q</sub></b>	18.4	Tabla 11.1 Fuente: Braja Das
<b>F<sub>qd</sub></b>	1.087	
<b>F<sub>qi</sub></b>	0.551	
<b>N<sub>γ</sub></b>	22.4	Tabla 11.1 Fuente: Braja Das
<b>F<sub>γd</sub></b>	1	
<b>F<sub>γi</sub></b>	0.051	
<b>β</b>	23.22	°

$$q = \gamma_s * D_f$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi_2 (1 - \sin \phi_2)^2 \frac{D}{B}$$

$$F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ}\right)^2$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{\phi_2^\circ}\right)^2$$

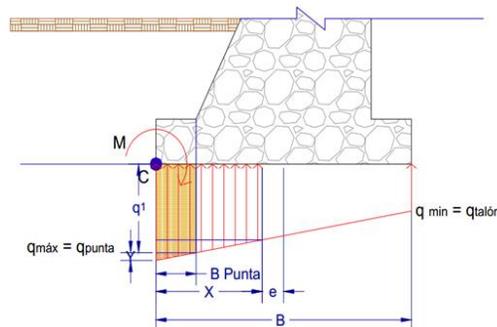
$$\beta^\circ = \tan^{-1} \left( \frac{P_a \cos \alpha}{\Sigma V} \right)$$

carga		
<b>Fs capacidad de carga</b>	3.8	Cumple

$$F_s \text{ Capacidad de Carga} \geq 2$$

$$F_s \text{ capacidad de carga} = q_u / q_{m\acute{a}x}$$

### Verificación del cortante y de la tracción por flexión en la intersección de la punta con el muro.



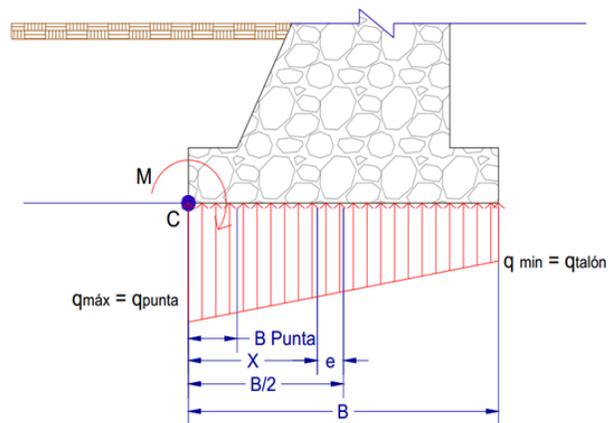
**Gráfico 17:** Esfuerzo por cortante en la punta de la estructura

Para verificación del esfuerzo por cortante y por flexión se usa el método de resistencia última.

Se verifica el cortante en la unión de la punta con el muro dado que es donde la estructura tiende a fallar debido a las presiones actuantes en la estructura y por su transmisibilidad de cargas al suelo, garantizando la estabilidad de la misma evitando que el concreto falle. Para que la estructura no falle por cortante, el cortante admisible debe ser menor al cortante actuante debido a las cargas del suelo en el cual se usa un factor de amplificación de las cargas de 0.85 para el

cortante actuante y coeficiente minoración de la resistencia. En este análisis los resultados del cortante son satisfactorios. El cortante se analiza en todo el plano de la unión de la punta con el muro como seguridad adicional y no se analiza una distancia  $d$  como en vigas.

VERIFICACION DE CORTE Y TRACCION POR PRESION EN LA PUNTA				
Verificación de los esfuerzos de Cortante en la union de la punta con el muro				
$f'c =$	70 kg/cm <sup>2</sup>			
$X > B/3$	1.495 <b>Cumple</b>	$X = (\Sigma M_R - M_0)/\Sigma V$	$>$	1.051
$Y =$	0.025 kg/cm <sup>2</sup>	$Y = (q_{max} - q_{min}) * B \text{ punta} / \text{Base}$		
$q_1 =$	0.592 kg/cm <sup>2</sup>	$q_1 = q_{max} - Y$		
$V_1 =$	2830.348 kg/m	$V = ((q_{max} + q_1)/2) * B \text{ punta}$		
$V_{cac} =$	1.210 kg/cm <sup>2</sup>	$V_{cac} = (1.7 * V_1) / (\phi * \text{Punta})$		
$V_{cad} =$	4.434 kg/cm <sup>2</sup>	$V_{cad} = 0.53 * f'c^{0.5}$		
$\phi =$	0.85			
$V_{cac} \leq V_{cad}$	<b>Cumple</b>			



**Gráfico 18:** Esfuerzo de tracción por flexión en la punta de la estructura

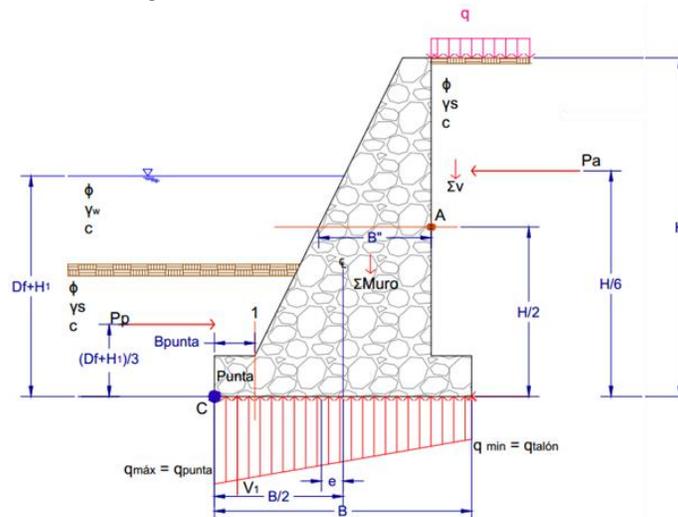
También se verifica el esfuerzo de tracción por flexión en la unión de la punta con el muro dado que el concreto no es resistente ante los esfuerzos de tracción por tanto se debe revisar esta condición para que la estructura no falle y sea estable ante las cargas actuantes.

Para la verificación del esfuerzo actuante se usa un factor de amplificación de cargas para flexión de 0.65, resultando menor al esfuerzo admisible tomando en

cuenta un factor de minoración de la resistencia, por tanto, esta condición es satisfactoria y la estructura es estable.

Esfuerzo por flexión en la unión de la punta con el muro		
$M =$	1125.912 kg m/m	$M = 1.7 * V_1 * (B \text{ punta}/2)$
$F_{\text{tac}} =$	4.745 kg/cm <sup>2</sup>	$F_{\text{tac}} = (6 * M) / (\phi * \text{Punta}^2)$
$F_{\text{tad}} =$	10.877 kg/cm <sup>2</sup>	$F_{\text{tad}} = 1.30 * f_c^{0.5}$
$\phi =$	0.65	
$F_{\text{tac}} \leq F_{\text{tad}}$	<b>Cumple</b>	

### Verificación del esfuerzo por flexión a la mitad del muro



**Gráfico 19:** Esfuerzo por flexión a la mitad de la altura del muro

En la siguiente tabla se tienen los resultados del esfuerzo de flexión a la mitad de la altura del muro en el punto A y en el ancho B" dado que el tallo en la estructura por su esbeltez es vulnerable y es donde se concentran las cargas activas.

Para ello se debe calcular la magnitud del empuje activo por encima del nivel H/2 y se lo asigna  $E_{aA}$  estando ubicada a H/6. Se determina el esfuerzo actuante amplificando las cargas y en esfuerzo admisible minimizando la resistencia para verificar la condición, cumpliendo en este caso la estructura con la condición de esfuerzos.

VERIFICACION DE ESFUERZOS EN LA MITAD DE LA ALTURA DEL MURO		
Esfuerzo de Tracción		
<b>B'' =</b>	1.475 m	
<b>E<sub>aA</sub> =</b>	2293.200 Kg/m	$E_{aA} = (K_a * q * H/2) + ((1/2 * \gamma_s * (H/2)^2) * K_a)$
<b>M<sub>ip</sub> =</b>	2384.928 kg m/m	$M = E_{aA} * H/6 * \cos \alpha$
<b>F<sub>tac</sub> =</b>	1.720 kg/cm <sup>2</sup>	$F_{tac} = (6 * (1.7 * M)) / (\varphi * B''^2)$
<b>F<sub>tad</sub> =</b>	10.877 kg/m <sup>2</sup>	$F_{tad} = 1.30 * f_c^{0.5}$
<b>φ =</b>	0.65	
<b>F<sub>tac</sub> ≤ F<sub>tad</sub></b>	<b>Cumple</b>	

### Análisis Por Combinaciones de Carga RNC-07

CARGAS VERTICALES		
	V <sub>u</sub>	M <sub>R</sub>
<b>CM</b>	13498.742	24808.843
<b>Ps</b>	3340.846	9748.589
CARGAS HORIZONTALES		
	H	M <sub>0</sub>
<b>Pa</b>	7222.800	9389.640
<b>P<sub>AS</sub></b>	515.408	1340.062
<b>B</b>	3.152 m	
<b>B/6</b>	0.525 m	

En la siguiente tabla se detallan todos los resultados de verificación si la excentricidad cumple, lo cual significa que, si la reacción del suelo recae en el tercio central de la base, también se calculan las presiones de contacto en el suelo de fundación tanto máximas como mínima verificando que sean menores a la capacidad portante del suelo cumpliendo esta condición por tanto el suelo no falla.

Combinaciones de Cargas	V <sub>u</sub>	M <sub>R</sub>	M <sub>0</sub>	$X = (\sum M_R - M_0) / \sum V$	$e = (B/2 - X)$	$e < B/6$	$q_{max} = (\sum V_u / B) * (1 + ((6e)/B))$	$q_{min} = (\sum V_u / B) * (1 - ((6e)/B))$
<b>C<sub>1</sub>=1.4CM</b>	18898.239	34732.381	9389.640	1.341	0.235	Cumple	8677.570	3313.699
<b>C<sub>2</sub>=1.2CM+1.6Ps</b>	21543.845	45368.354	15023.424	1.409	0.167	Cumple	9014.018	4655.934
<b>C<sub>3</sub>=1.2CM</b>	16198.491	29770.612	9389.640	1.258	0.318	Cumple	8248.000	2030.230
<b>C<sub>4</sub>=(1.2*CM)+Fs</b>	16198.491	29770.612	10729.702	1.175	0.401	Cumple	9057.289	1220.941
<b>C<sub>5</sub>=0.9CM+1.6Ps</b>	17494.222	37925.701	15023.424	1.309	0.267	Cumple	8369.664	2730.730
<b>C<sub>6</sub>=0.9CM+1.6Ps+Fs</b>	17494.222	37925.701	16363.486	1.233	0.343	Cumple	9178.953	1921.441

En el siguiente cuadro se tienen los resultados de chequeo de la capacidad de soporte del suelo para cada una de las combinaciones de carga del método de resistencia última, donde se debe cumplir que,  $q_{\max}$ ,  $q_{\min}$ , deben ser menores a la capacidad portante del suelo y a la capacidad admisible del suelo, para garantizar que el suelo no falle ante las cargas actuantes de la estructura.

$\sigma_t$	4.5	kg/cm <sup>2</sup>			
<b>Fs</b> capac. De carga	3				
Combinaciones de Cargas	$q_u$	$q_{adm}=(q_u / F_s)$	$q_{\max} = q_{\text{punta}} < q_{adm}$	$q_{\max} = q_{\text{punta}} < \sigma_t$	$q_{\min} = q_{\text{talón}} < \sigma_t$
<b>C<sub>1</sub>=1.4CM</b>	26513.454	8837.818	Suelo no Falla	Suelo no Falla	Suelo no Falla
<b>C<sub>2</sub>=1.2CM+1.6Ps</b>	30855.890	10285.297	Suelo no Falla	Suelo no Falla	Suelo no Falla
<b>C<sub>3</sub>=1.2CM</b>	22143.303	7381.101	Suelo no Falla	Suelo no Falla	Suelo no Falla
<b>C<sub>4</sub>=(1.2*CM)+Fs</b>	22164.309	7388.103	Suelo no Falla	Suelo no Falla	Suelo no Falla
<b>C<sub>5</sub>=0.9CM+1.6Ps</b>	24229.017	8076.339	Suelo no Falla	Suelo no Falla	Suelo no Falla
<b>C<sub>6</sub>=0.9CM+1.6Ps+Fs</b>	24179.823	8059.941	Suelo no Falla	Suelo no Falla	Suelo no Falla

En el siguiente recuadro se tienen los resultados de las revisiones de estabilidad de la estructura para cada una de las combinaciones de cargas, cumpliendo con los factores de seguridad contra volteo, factor de seguridad contra deslizamiento y factor de seguridad por capacidad de cargas del suelo. Por tanto, la estructura es estable.

Verificación de los Factores de Seguridad						
Combinaciones de Cargas	Volteo	$F_s \text{ Volteo} \geq 2$	Deslizamiento	$F_s \text{ Deslizamiento} \geq 2$	Capacidad de Carga	$F_s \text{ Capacidad de Carga} \geq 2$
<b>C1=1.4CM</b>	3.75	OK	3.34	OK	3.19	OK
<b>C2=1.2CM+1.6Ps</b>	2.98	OK	3.42	OK	3.48	OK
<b>C3=1.2CM</b>	3.22	OK	3.20	OK	2.97	OK
<b>C4=(1.2*CM)+Fs</b>	2.88	OK	3.20	OK	2.81	OK
<b>C5=0.9CM+1.6Ps</b>	2.48	OK	3.21	OK	3.15	OK
<b>C6=0.9CM+1.6Ps+Fs</b>	2.31	OK	3.21	OK	2.97	OK

También se verifican todas las condiciones elásticas, así como lo es esfuerzos de cortante y flexión en la unión de la punta con el muro y los esfuerzos por flexión a la mitad de la altura del muro ya que estos son los esfuerzos para los cuales estará trabajando en concreto en la estructura.

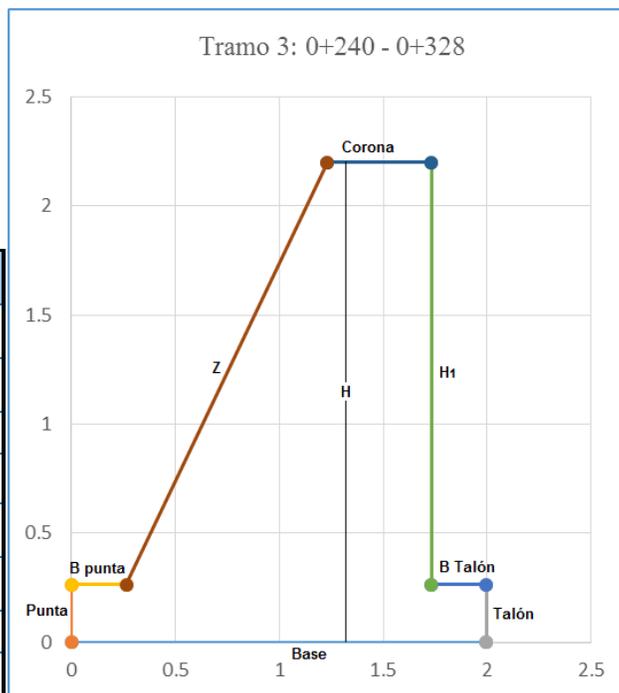


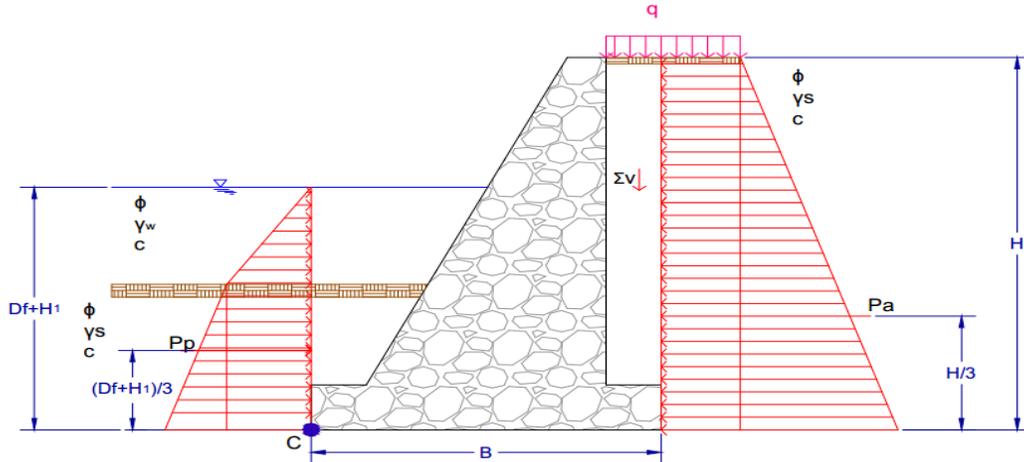
### 7.4.7. Diseño y Análisis del Muro en el Tramo 3: 0+240-0+328

#### Presiones Activas y Pasivas Presiones Activas, Pasivas y consideraciones Sísmicas

Para el diseño de muros de contención por gravedad se hace el pre-dimensionamiento según el gráfico 1 y tomando en cuenta los resultados de socavación, tirante hidráulico, borde libre y la relación de talud, obtenidos del estudio hidráulico. Una vez teniendo las dimensiones se realizan las revisiones de estabilidad de la estructura verificando que cumplan los factores de seguridad de volteo, deslizamiento, capacidad portante del suelo, también se revisan los esfuerzos de corte y de tracción por flexión en la intersección de la punta con el muro y la tracción a la mitad del muro. Las dimensiones para el primer tramo están descritas en la siguiente tabla.

Tramo 3	
Corona	0.5 m
D <sub>f</sub> adoptado	0.700 m
H	2.200 m
Punta	0.264 m
Talón	0.264 m
B Punta	0.264 m
B Talón	0.264 m
Base	1.996 m



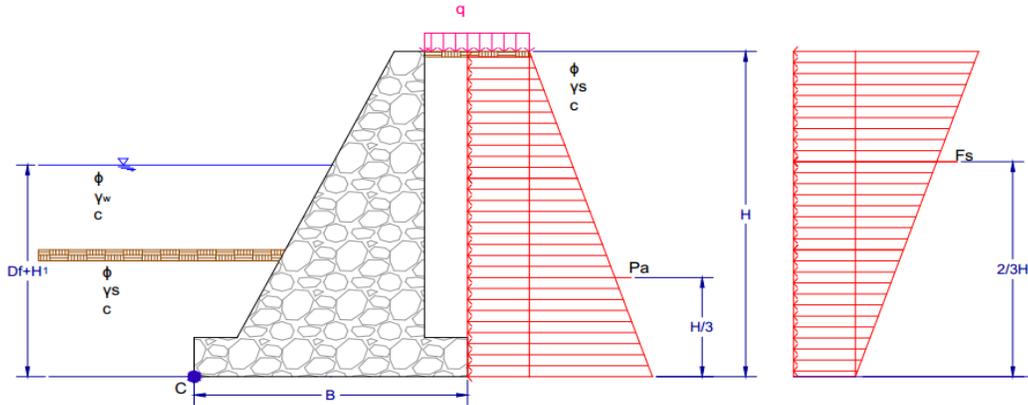


**Gráfico 21:** Presión activa y Presión Pasiva

En la siguiente tabla se tienen los resultados de las presiones que actúan en la estructura tanto activa como pasiva.

La presión activa del suelo se ubica a 1/3 de la altura de la estructura y la presión pasiva toma en cuenta el suelo y el agua estando ubicado a 1/3 de la altura del desplante más el tirante hidráulico. Las presiones se determinan según el método de Rankine.

Fuerzas actuante en la estructura		Ecuacion Usada
<b>Pa =</b>	2777.867 kg/m	$Pa = (Ka \cdot q \cdot H) + (1/2 \cdot Ka \cdot H^2)$
<b>Pa ubicada H/3</b>	0.733 m	
<b>Ka =</b>	1/3	$Ka = (\tan 45 - (\phi/2))^2$
<b>Pv =</b>	0 kg/m	$Pv = Pa \cdot \text{Sen} \alpha$
<b>Ph =</b>	2777.867 kg/m	$Ph = Pa \cdot \text{Cosa} \alpha$
<b>Kp =</b>	3	$Kp = (\tan 45 + (\phi/2))^2$
<b>Pp =</b>	6538.786 kg/m	$Pp = 1/2 \cdot Kp \cdot (\gamma_w \cdot H_1^2 + 2 \cdot \gamma_s \cdot H_1 \cdot H_2 + \gamma' \cdot H_2^2) + \gamma_w \cdot H_2^2$
<b>Pp ubic. (Df+H1)/3</b>	0.513 m	



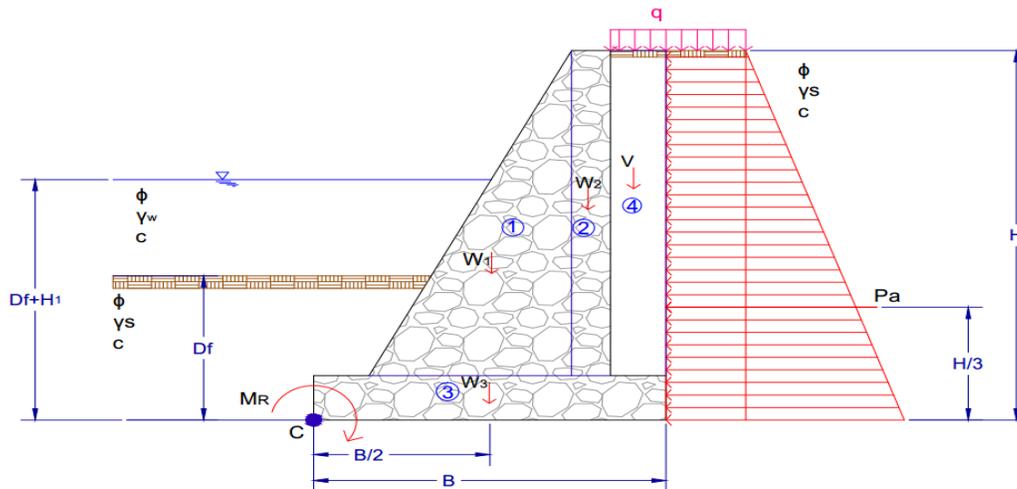
**Gráfico 22:** Presión activa y Presión sísmica

En la siguiente tabla se tienen los resultados de la presión sísmica que actúan en la estructura, actuando a  $2/3$  de la altura de la estructura, se toma en cuenta los factores de aceleración sísmica y el coeficiente de presión activa sísmica del terreno.

La presión activa sísmica es el resultado de a diferencia de a presión activa sísmica del terreno y la presión activa del terreno. Esta presión se determina según el método de Mononobe y Okabe.

$\theta$	5.711 °	$\theta = \arctan\left(\frac{K_h}{1-K_v}\right)$
$K_{AE}$	0.366	$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos\theta \cos^2\beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[ \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)} \right]^2}$
$P_{AS}$	164.009 kg/m	$P_{AS} = P_{AE} - P_a = \frac{1}{2} \gamma_s H^2 (K_{AE} - K_a)$
Aplicada en $2/3$	1.467 m	

## Análisis por Volteo: Método de Rankine

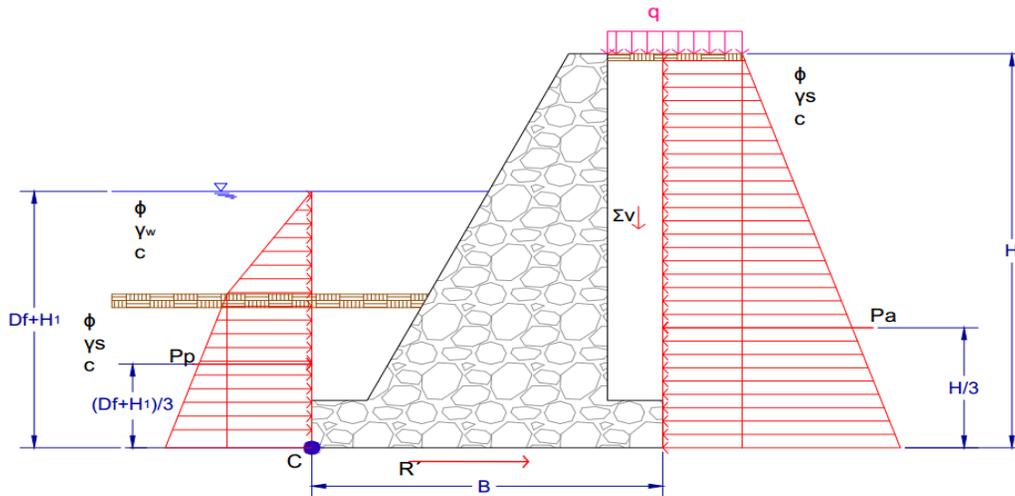


**Gráfico 23:** Presión activa y Peso propio de la estructura. Análisis por volteo.

A continuación, se verifica el factor de seguridad por volcamiento, determinando el momento reaccionante o estabilizante tomando en cuenta el peso del suelo y el peso propio de la estructura, también se determina el momento actuante o de volteo siendo este menor al reaccionante. Por tanto, en el análisis la estructura resiste el volcamiento cumpliendo un factor de seguridad mayor a 2.

FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA VOLTEO				
Sección N°	Área m <sup>2</sup>	Peso/Long unitaria kg/m	Brazo de momento del punto C (m)	Momento (kg m/m)
1	0.937	2061.453	1.482	3055.073
2	0.968	2129.600	0.587	1249.365
3	0.527	1159.277	0.998	1156.958
4	0.511	1063.096	1.864	1981.612
<b>Pv</b>		0	0	0.000
<b>ΣV</b>	517.9807	6413.426		
<b>ΣMR</b>	1450346			7443.008
<b>W muro</b>		5350.330		
<b>M<sub>0</sub></b>	2037.102 Kg m/m		ΣM <sub>0</sub> = Ph (H/3)	
<b>FS Volteo</b>	3.65 <b>Cumple</b>		FS Volteo = ΣMR/M <sub>0</sub>	FS Volteo ≥ 2

## Análisis por Deslizamiento: Método de Rankine



**Gráfico 24:** Presión activa y Presión pasiva de la estructura. Análisis por deslizamiento.

En la siguiente tabla se verifica el factor de seguridad contra deslizamiento, tomando en cuenta las fuerzas verticales actuantes en la estructura y la presión pasiva de la misma dividiéndolas con las fuerzas activas horizontales, también se determina la fuerza resultante que se opone al deslizamiento del muro. Por tanto, en el análisis la estructura resiste el deslizamiento cumpliendo un factor de seguridad mayor a 2.

### FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA DESLIZAMIENTO

**Fs** Deslizamien 3.19 **Cumple**

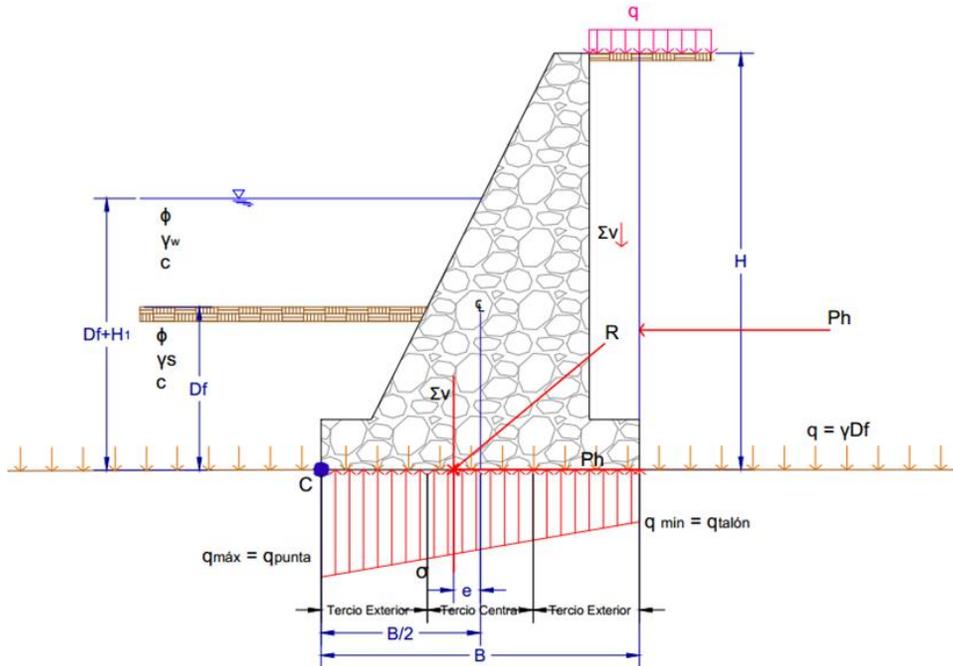
Fs Deslizamiento  $\geq 2$

$$FS_{\text{deslizamiento}} = \frac{(\Sigma V) \tan\left(\frac{2}{3}\phi\right) + P_p}{P_a \cos \alpha}$$

**R'** 3702.793 kg/m

$$R' = \Sigma V * \tan \phi$$

## Análisis por capacidad de carga o Presiones en la base de la Estructura Método de MEYERHOF



**Gráfico 25:** Presiones por capacidad portante del suelo

En las siguientes tablas se presentan los resultados de la reacción del suelo (R), el centro de presiones de la reacción R cae dentro del núcleo central de la base en planta por lo tanto los esfuerzos en el suelo son de compresión en la totalidad del área, la distancia X es el punto de aplicación de la reacción R medida desde la punta hacia el centro de la estructura.

Con la excentricidad se verifica si la reacción del suelo recae en el tercio central de la base. También se calculan las presiones de contacto en el suelo de fundación tanto máximas como mínima verificando que sean menores a la capacidad portante del suelo cumpliendo esta condición por tanto el suelo no falla, luego se determina B' que es la dimensión efectiva de la cimentación en la dirección transversal de la base para determinarla la capacidad carga última (qu) tomando en cuenta los factores de inclinación, los factores de profundidad, los

factores forma, y los factores de capacidad de carga, siendo el factor de capacidad de carga de cohesión igual a cero dado que no hay cohesión.

Nótese que los factores de forma  $F_{es}$ ,  $F_{qs}$  Y  $F_{ys}$  son todos iguales a 1 porque son tratados como una cimentación continua, se teniendo que, la compresión del concreto es menor que la carga última indicando que la estructura resiste estas presiones, cumpliendo un factor de seguridad mayor a 2.

Rv	6413.426	kg/m	$Rv = W_{\text{muro}} + W_{\text{suelo}}$
R	9191.293	kg/m	$\Sigma V + Pa \cos \alpha$
<b>Verificación si la resultante pasa por el tercio central</b>			
e	0.155	e = pasa por el tercio cen	$e < B/6$
B/6	0.333	m	
X	0.843	m	$X = (\Sigma M_R - M_0) / 3X$

CÁLCULO DE LA PRESIÓN DEL SUELO			
q máx = q punta	4711.165	kg/m <sup>2</sup>	$q_{\text{máx}} = q_{\text{punta}} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$
q mín = q talón	1715.113	kg/m <sup>2</sup>	$q_{\text{mín}} = q_{\text{talón}} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$
q adm =	5951.988	kg/m <sup>2</sup>	$q_{\text{adm}} = qu / F_s \text{ capac. De carga}$

$$q_{\text{máx}} = q_{\text{punta}} < \sigma_t \quad \text{El suelo no falla}$$

$$q_{\text{mín}} = q_{\text{talón}} < \sigma_t \quad \text{El suelo no falla}$$

$$q_{\text{máx}} = q_{\text{punta}} < q_i \quad \text{El suelo no falla}$$

Determinación de la dimensión efectiva de la cimentación	
<b>Nota:</b> La excentricidad está actuando en dirección transversal	
B'	1.686 m

$$B' = B - 2e$$

Determinación de la capacidad de carga última del suelo	
qu	17855.963 kg/m <sup>2</sup>

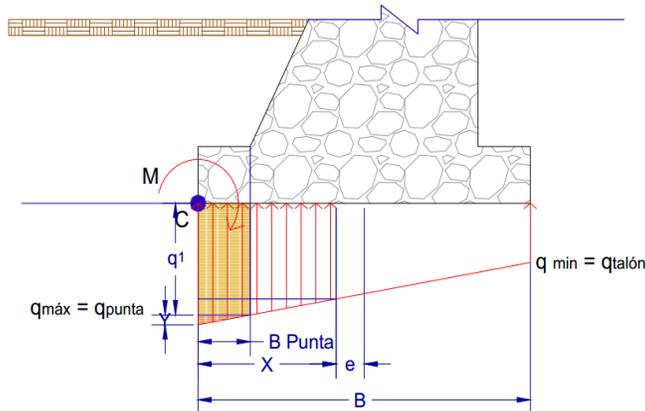
$$q_u = C_2 * Nc * F_{cd} * F_{ci} + q * Nq * F_{qd} * F_{qi} + \frac{1}{2} * \gamma_2 * B' * N\gamma * F_{\gamma d} * F_{\gamma i}$$

q	1456.000	kg/m <sup>2</sup>	$q = \gamma_s * D_f$
Df/B	0.351	< 1	
N <sub>q</sub>	18.4	Tabla 11.1 Fuente: Braja Das	
F <sub>qd</sub>	1.120		$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi_2 (1 - \sin \phi_2)^2 \frac{D}{B}$
F <sub>qi</sub>	0.547		$F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ}\right)^2$
N <sub>γ</sub>	22.4	Tabla 11.1 Fuente: Braja Das	
F <sub>γd</sub>	1		$F_{\gamma d} = 1$
F <sub>γi</sub>	0.048		$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{\phi_2^\circ}\right)^2$
β	23.42	°	$\beta^\circ = \tan^{-1} \left( \frac{P_a \cos \alpha}{\Sigma V} \right)$

Determinación del factor de seguridad por capacidad de carga			Fs Capacidad de Carga ≥ 2
Fs capacidad de carga	3.8	Cumple	Fs capacidad de carga = q <sub>u</sub> / q <sub>máx</sub>

### Verificación del cortante y de la tracción por flexión en la intersección de la punta con el muro.



**Gráfico 26:** Esfuerzo por cortante en la punta de la estructura

Para verificación del esfuerzo por cortante y por flexión se usa el método de resistencia última.

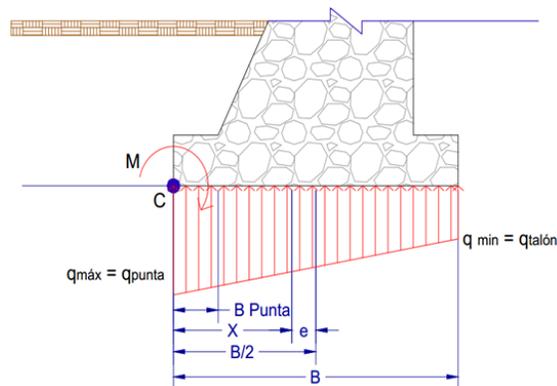
Se verifica el cortante en la unión de la punta con el muro dado que es donde la estructura tiende a fallar debido a las presiones actuantes en la estructura y por su transmisibilidad de cargas al suelo, garantizando la estabilidad de la misma evitando que el concreto falle.

Para que la estructura no falle por cortante, el cortante admisible debe ser menor al cortante actuante debido a las cargas del suelo en el cual se usa un factor de amplificación de las cargas de 0.85 para el cortante actuante y coeficiente minoración de la resistencia.

En este análisis los resultados del cortante son satisfactorios.

El cortante se analiza en todo el plano de la unión de la punta con el muro como seguridad adicional y no se analiza una distancia  $d$  como en vigas.

VERIFICACION DE CORTE Y TRACCION POR PRESION EN LA PUNTA			
Verificación de los esfuerzos de Cortante en la union de la punta con el muro			
$f'c =$	70 kg/cm <sup>2</sup>		
$X > B/3$	0.843 <b>Cumple</b>	$X = (\sum M_R - M_0)/\sum V$	$> 0.665$
$Y =$	0.040 kg/cm <sup>2</sup>	$Y = (q_{max} - q_{min}) * B \text{ punta} / \text{Base}$	
$q_1 =$	0.431 kg/cm <sup>2</sup>	$q_1 = q_{max} - Y$	
$V_1 =$	1191.440 kg/m	$V = ((q_{max} + q_1) / 2) * B \text{ punta}$	
$V_{cac} =$	0.903 kg/cm <sup>2</sup>	$V_{cac} = (1.7 * V_1) / (\phi * \text{Punta})$	
$V_{cad} =$	4.434 kg/cm <sup>2</sup>	$V_{cad} = 0.53 * f'c^{0.5}$	
$\phi =$	0.85		
$V_{cac} \leq V_{cad}$ <b>Cumple</b>			



**Gráfico 27:** Esfuerzo de tracción por flexión en la punta de la estructura

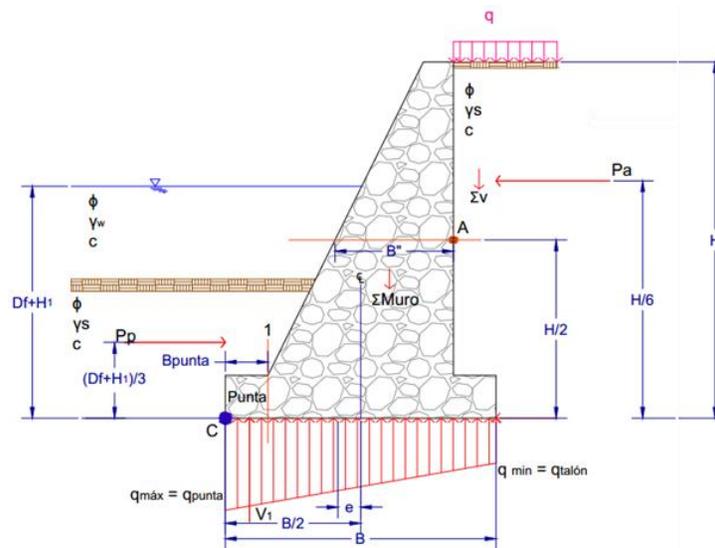
También se verifica el esfuerzo de tracción por flexión en la unión de la punta con el muro dado que el concreto no es resistente ante los esfuerzos de tracción por

tanto se debe revisar esta condición para que la estructura no falle y sea estable ante las cargas actuantes.

Para la verificación del esfuerzo actuante se usa un factor de amplificación de cargas para flexión de 0.65, resultando menor al esfuerzo admisible tomando en cuenta un factor de minoración de la resistencia, por tanto, esta condición es satisfactoria y la estructura es estable.

Esfuerzo por flexión en la unión de la punta con el muro		
<b>M =</b>	267.359 kg m/m	$M = 1.7 * V_1 * (B \text{ punta}/2)$
<b>F tac =</b>	3.541 kg/cm <sup>2</sup>	$F_{tac} = (6 * M) / (\phi * P_{\text{Punta}}^2)$
<b>F tad =</b>	10.877 kg/cm <sup>2</sup>	$F_{tad} = 1.30 * f_c^{0.5}$
<b>φ =</b>	0.65	
<b>F<sub>tac</sub> ≤ F<sub>tad</sub> Cumple</b>		

### Verificación del esfuerzo por flexión a la mitad del muro



**Gráfico 28:** Esfuerzo por flexión a la mitad de la altura del muro

VERIFICACION DE ESFUERZOS EN LA MITAD DE LA ALTURA DEL MURO		
Esfuerzo de Tracción		
<b>B</b> =	1.050 m	
<b>E<sub>aA</sub></b> =	969.467 Kg/m	$E_{aA} = (K_a * q * H/2) + ((1/2 * \gamma_s * (H/2)^2) * K_a)$
<b>M<sub>ip</sub></b> =	568.754 kg m/m	$M = E_{aA} * H/6 * \cos \alpha$
<b>F<sub>tac</sub></b> =	0.810 kg/cm <sup>2</sup>	$F_{tac} = (6 * (1.7 * M)) / (\phi * B^2)$
<b>F<sub>tad</sub></b> =	10.877 kg/m <sup>2</sup>	$F_{tad} = 1.30 * f_c^{0.5}$
<b>φ</b> =	0.65	
<b>F<sub>tac</sub> ≤ F<sub>tad</sub> Cumple</b>		

### Análisis Por Combinaciones de Carga RNC-07

Para un diseño adecuado de muros de contención por gravedad se requiere hacer el análisis de estabilidad de la estructura y verificación de las condiciones elásticas y estáticas del mismo haciendo uso de las diferentes combinaciones de cargas o uso de cargas factoradas para garantizar si el diseño es el idóneo previendo las diferentes condiciones de cargas.

En este caso se aplican todos los procedimientos descritos anteriormente haciendo uso de combinaciones de cargas según el método de resistencia última. Todos los resultados están resumidos en las siguientes tablas.

En la tabla que se tiene a continuación se encuentran los resultados de las cargas verticales, cargas horizontales. El momento reaccionante y el momento actuante para cada una de las cargas.

CARGAS VERTICALES		
	V <sub>u</sub>	M <sub>R</sub>
<b>CM</b>	5350.330	5461.397
<b>Ps</b>	1063.096	1981.612
CARGAS HORIZONTALES		
	H	M <sub>0</sub>
<b>Pa</b>	2777.867	2037.102
<b>P<sub>As</sub></b>	164.009	240.546
<b>B</b>	1.996 m	
<b>B/6</b>	0.333 m	

En la siguiente tabla se detallan todos los resultados de verificación si la excentricidad cumple, lo cual significa que, si la reacción del suelo recae en el tercio central de la base, también se calculan las presiones de contacto en el suelo de fundación tanto máximas como mínima verificando que sean menores a la capacidad portante del suelo cumpliendo esta condición por tanto el suelo no falla.

Combinaciones de Cargas	Vu	M <sub>R</sub>	M <sub>0</sub>	X = (ΣM <sub>R</sub> -M <sub>0</sub> )/ΣV	e = (B/2-X)	e < B/6	q <sub>max</sub> =(Σvu/B)* (1+((6e)/B))	q <sub>min</sub> =(Σvu/B)* (1-((6e)/B))
C <sub>1</sub> =1.4CM	7490.461	7645.955	2037.102	0.749	0.249	Cumple	6563.911	941.562
C <sub>2</sub> =1.2CM+1.6Ps	8121.350	9724.254	3259.364	0.796	0.202	Cumple	6539.007	1598.617
C <sub>3</sub> =1.2CM	6420.396	6553.676	2037.102	0.703	0.295	Cumple	6064.483	368.780
C <sub>4</sub> =(1.2*CM)+Fs	6420.396	6553.676	2277.649	0.666	0.332	Cumple	6426.750	6.512
C <sub>5</sub> =0.9CM+1.6Ps	6516.251	8085.835	3259.364	0.741	0.257	Cumple	5789.865	739.444
C <sub>6</sub> =0.9CM+1.6Ps+Fs	6516.251	8085.835	3499.910	0.704	0.294	Cumple	6152.132	377.177

En el siguiente cuadro se tienen los resultados de chequeo de la capacidad de soporte del suelo para cada una de las combinaciones de carga del método de resistencia última, donde se debe cumplir que, q<sub>máx</sub>, q<sub>min</sub>, deben ser menores a la capacidad portante del suelo y a la capacidad admisible del suelo, para garantizar que el suelo no falle ante las cargas actuantes de la estructura.

σ <sub>t</sub>	4.5	kg/cm <sup>2</sup>				
Fs capac. De carga	3					
Combinaciones de Cargas	qu	q <sub>adm</sub> =(qu /Fs)	q máx = q punta < q <sub>adm</sub>	q máx = q punta < σ <sub>t</sub>	q min = q talón < σ <sub>t</sub>	
C <sub>1</sub> =1.4CM	20955.316	6985.105	Suelo no Falla	Suelo no Falla	Suelo no Falla	
C <sub>2</sub> =1.2CM+1.6Ps	22728.273	7576.091	Suelo no Falla	Suelo no Falla	Suelo no Falla	
C <sub>3</sub> =1.2CM	17983.982	5994.661	Suelo no Falla	Suelo no Falla	Suelo no Falla	
C <sub>4</sub> =(1.2*CM)+Fs	18038.255	6012.752	Suelo no Falla	Suelo no Falla	Suelo no Falla	
C <sub>5</sub> =0.9CM+1.6Ps	18219.648	6073.216	Suelo no Falla	Suelo no Falla	Suelo no Falla	
C <sub>6</sub> =0.9CM+1.6Ps+Fs	18256.197	6085.399	Suelo no Falla	Suelo no Falla	Suelo no Falla	

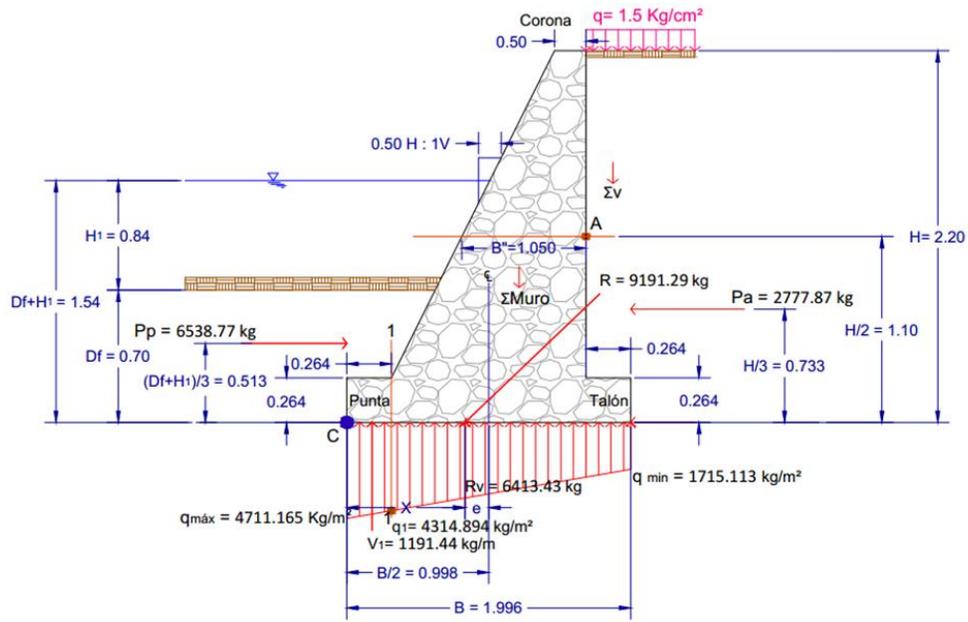
En el siguiente recuadro se tienen los resultados de las revisiones de estabilidad de la estructura para cada una de las combinaciones de cargas, cumpliendo con los factores de seguridad contra volteo, factor de seguridad contra deslizamiento y factor de seguridad por capacidad de cargas del suelo. Por tanto, la estructura es estable.

Verificación de los Factores de Seguridad						
Combinaciones de Cargas	Volteo	$F_s_{\text{Volteo}} \geq 2$	Deslizamiento	$F_s_{\text{Deslizamiento}} \geq 2$	Capacidad de Carga	$F_s_{\text{Capacidad de Carga}} \geq 2$
<b>C1=1.4CM</b>	3.75	OK	3.34	OK	3.19	OK
<b>C2=1.2CM+1.6Ps</b>	2.98	OK	3.42	OK	3.48	OK
<b>C3=1.2CM</b>	3.20	OK	3.20	OK	2.97	OK
<b>C4=(1.2*CM)+Fs</b>	2.88	OK	3.20	OK	2.81	OK
<b>C5=0.9CM+1.6Ps</b>	2.48	OK	3.21	OK	3.15	OK
<b>C6=0.9CM+1.6Ps+Fs</b>	2.31	OK	3.21	OK	2.97	OK

También se verifican todas las condiciones elásticas, así como lo es esfuerzos de cortante y flexión en la unión de la punta con el muro y los esfuerzos por flexión a la mitad de la altura del muro ya que estos son los esfuerzos para los cuales estará trabajando en concreto en la estructura. En este análisis todas las condiciones cumplen para cada una de las combinaciones de cargas del método de resistencia última según el RNC – 07, por tanto, la estructura es resistente.

Combinaciones de Cargas	Verificación de los esfuerzos de Cortante en la unión de la punta con el muro			Verificación de los Esfuerzo por flexión en la unión de la punta con el muro			Verificación de Esfuerzos a Tracción en la Mitad de la Altura del Muro		
	$V_{\text{cac}} =$	$V_{\text{cad}} =$	$V_{\text{cac}} \leq V_{\text{cad}}$	$F_{\text{tac}} =$	$F_{\text{tad}} =$	$F_{\text{tac}} \leq F_{\text{tad}}$	$F_{\text{tac}} =$	$F_{\text{tad}} =$	$F_{\text{tac}} \leq F_{\text{tad}}$
<b>C1=1.4CM</b>	1.24	4.434	Cumple	4.858	10.88	Cumple	0.506	10.88	Cumple
<b>C2=1.2CM+1.6Ps</b>	1.24	4.434	Cumple	4.874	10.88	Cumple	0.810	10.88	Cumple
<b>C3=1.2CM</b>	1.14	4.434	Cumple	4.463	10.88	Cumple	0.506	10.88	Cumple
<b>C4=(1.2*CM)+Fs</b>	1.20	4.434	Cumple	4.709	10.88	Cumple	0.891	10.88	Cumple
<b>C5=0.9CM+1.6Ps</b>	1.09	4.434	Cumple	4.281	10.88	Cumple	0.405	10.88	Cumple
<b>C6=0.9CM+1.6Ps+Fs</b>	1.15	4.434	Cumple	4.527	10.88	Cumple	1.195	10.88	Cumple

Ya que la estructura con las dimensiones propuestas cumple con todos los criterios de diseño y las revisiones de estabilidad cumpliendo en su totalidad las condiciones elásticas y estáticas analizadas anteriormente, entonces resulta que la estructura es estable y resistente, por tanto, los resultados de la geometría del muro se resumen en el siguiente gráfico.



**Gráfico 29:** Muro del tramo 0+240-0+328 con sus respectivas dimensiones y cargas actuantes

## **CAPÍTULO: VIII ANÁLISIS DE IMPACTO AMBIENTAL**

### **8.1. Introducción**

El impacto ambiental puede ser tratado como un cambio estructural y funcional de los factores ambientales a través del tiempo, originado por intervenciones humanas; de esta manera dicho impacto está constituido, tanto por los cambios en las características ecológicas o impacto ecológico, como por los aspectos que caen en los impactos socio económicos y culturales del ambiente humano, ambos tipos de impacto van en detrimento de la productividad del ecosistema y de su capacidad para amortiguar los procesos degenerativos que impiden el desarrollo al disminuir la calidad de vida.

Es por esto que es de gran interés para este proyecto la realización de un análisis de los posibles impactos que pueden afectar antes y durante la ejecución del proyecto, y de alguna manera predecir y estimar las posibles afectaciones que una actividad u obra del proyecto de desarrollo producen en el entorno circundante, así como también prevenir las consecuencias de las acciones generadas por ellos.

### **8.2. Procedimiento**

#### **8.2.1. Metodología Matricial**

Para la identificación de los impactos potenciales antes del proyecto, se utilizó el método CONESA el cual está basado en el método de las matrices causa- efecto. La valoración de cada impacto está en correspondencia a la tipología que se utilice, aunque en la misma se prioriza el impacto por la extensión del impacto y por su intensidad. La aplicación de esta matriz es tanto cualitativa como cuantitativamente.

El rango de Importancia de Impacto según la Metodología CONESA, se ubica de la siguiente manera:

	Inferiores a 25 son irrelevantes o compatibles con el ambiente
	Entre 25 y 50 son impactos moderados.
	Entre 50 y 75 son severos
	Superiores a 75 son críticos

En donde el valor máximo de importancia fue determinado con la siguiente ecuación:

$$I=3IN+2EX+MO+PE+RV+SI+AC+EF+PR+MC$$

El siguiente cuadro se presenta el análisis de los impactos que afectan al Barrio Boris Vega.

ETAPA	ACTIVIDAD	IMPACTO	NAT	IN	EX	MO	PE	RV	SI	AC	EF	PR	MC	IMPORTANCIA	IMPACTO
Antes de la Ejecución del Proyecto	Lluvias, Tormentas tropicales, huracanes	Inundaciones en el Barrio Boris Vega	NEGATIVO (-)	8	8	8	4	4	4	4	4	4	4	76	Críticos
	Pendientes Variables		NEGATIVO (-)	8	3	4	2	4	4	4	4	4	4	60	Severos
	Asentamientos en la ribera del río	Modificación del eje del río	NEGATIVO (-)	8	4	4	4	4	2	4	4	4	8	66	Severos

**Tabla 19:** Matriz Causa-Efecto antes de la ejecución del proyecto.

La tabla 19 nos muestra la situación actual que se vive en el Barrio Boris Vega, siendo el impacto más crítico que está afectando a la población las constantes inundaciones, proponiendo como una forma de adaptación a los procesos del cambio climático la construcción de los muros de contención para la protección de la población asentada en las riberas del río. Con los muros se encauzará y alineará el eje del río, y además se evitará que los asentamientos sigan modificándolo; todo esto para impedir las inundaciones.

Se hizo un análisis de impacto ambiental que puede causar la construcción de los muros de contención revisando el decreto N° 76-2006 donde establece que los proyectos se dividen en tres categorías:

a) Categoría Ambiental I: Proyectos, obras, actividades e industrias que son considerados como Proyectos Especiales.

b) Categoría Ambiental II: Proyectos, obras, actividades e industrias, que, en función de la naturaleza del proceso y los potenciales efectos ambientales, se consideran como de Alto Impacto Ambiental Potencial.

c) Categoría Ambiental III: Proyectos, obras, actividades e industrias, que, en función de la naturaleza del proceso y los potenciales efectos ambientales, se consideran como de Moderado Impacto Ambiental Potencial.

Este decreto muestra una lista específica de los proyectos, obras y actividades por cada categoría, nuestro proyecto no cabe en ninguna de estas categorías por tanto se considera de bajo impacto ambiental como lo dice en el Arto. 7 de este decreto.

#### **DECRETO No. 76-2006**

**Arto. 7:** Proyecto de Bajo Impacto Ambiental. Los proyectos no considerados en las Categorías I, II y III son proyectos que pueden causar Bajos Impactos Ambientales Potenciales, por lo que no están sujetos a un Estudio de Impacto Ambiental. De conformidad con el artículo 25 de la Ley No. 217, Ley General del Medio Ambiente y los Recursos Naturales, los proponentes deberán presentar el formulario ambiental ante la autoridad municipal correspondiente para la tramitación de la solicitud de su permiso, según los procedimientos establecidos.

#### **Ley No. 217, Ley General del Medio Ambiente y los Recursos Naturales**

**Arto. 25:** Los Proyectos, obras, industrias o cualquier otra actividad que por sus características puede producir deterioro al ambiente o a los recursos naturales, deberán obtener, previo a su ejecución, el Permiso ambiental otorgado por el Ministerio del Ambiente y Recursos Naturales. El Reglamento establecerá la lista específica.

Los que no contemplare la lista específica, estarán obligados a presentar a la Municipalidad correspondiente el formulario ambiental que el Ministerio del Ambiente y los Recursos Naturales establezca como requisito para el permiso respectivo.

**Verificación de que el proyecto no tiene gran impacto ambiental, ya que en su mayoría los impactos son compatibles con el ambiente o moderados.**

ETAPA	ACTIVIDAD	IMPACTO	NAT	IN	EX	MO	PERV	SI	ACEF	PR	MC	IMP	IMPORTANCIA	IMPACTO		
Preliminares	Limpieza Inicial Manual	Reducción cobertura vegetal	NEGATIVO (-)	2	2	4	2	1	1	1	4	1	2	Moderado		
		Defetoro del paisaje	NEGATIVO (-)	2	1	4	2	1	2	1	1	1	2	Compatible con el ambiente		
	Trazo Y Replanteo	Creación de Empleos	POSITIVO (+)	2	2	4	2	1	1	1	4	1	1	25	Compatible con el ambiente	
		Contaminación agua por sólidos	NEGATIVO (-)	2	2	2	2	1	2	4	1	1	2	25	Compatible con el ambiente	
	Desvo del Rio	Ruido	NEGATIVO (-)	2	2	4	2	1	1	1	4	1	1	25	Compatible con el ambiente	
		Incremento de emisión de gases de combustión(CO, SO2	NEGATIVO (-)	2	2	4	2	1	2	2	4	1	2	28	Moderado	
	Excavación	Alteración de los suelos	Alteración de suelos	NEGATIVO (-)	2	2	4	4	2	1	4	1	4	34	Moderado	
			Potvo	NEGATIVO (-)	2	1	4	2	1	1	1	4	1	2	24	Compatible con el ambiente
		Releno y Compactación	Alteración de suelos	NEGATIVO (-)	2	2	4	4	4	2	1	4	1	4	34	Moderado
			Compactación de suelos	NEGATIVO (-)	2	4	4	4	4	1	1	4	1	4	37	Moderado
Movimiento de Tierra	Aumento de la erosión	Incremento de emisión de gases de combustión(CO, SO2	NEGATIVO (-)	2	2	2	2	2	2	1	1	4	25	Compatible con el ambiente		
		Riesgo de contaminación de suelos	NEGATIVO (-)	2	2	2	2	2	1	1	1	1	4	24	Compatible con el ambiente	
	Eliminación de material excedente	Incremento de emisión de gases de combustión(CO, SO2	NEGATIVO (-)	2	2	4	2	1	2	2	4	1	2	28	Moderado	
		Potvo	NEGATIVO (-)	2	1	4	2	1	1	1	4	1	2	24	Compatible con el ambiente	

**Tabla 20:** Matriz Causa-Efecto de verificación de impacto durante la ejecución del proyecto.

<b>Obras Estructurales</b>	Recolección y Aplamiento de Piedra	Incremento de material particulado (PM <sub>10</sub> )	NEGATIVO (-)	2	2	2	2	1	2	4	4	2	4	4	31	Moderado
		Ruido	NEGATIVO (-)	2	2	4	2	1	1	1	4	1	1	1	25	Compatible con el ambiente
		Economía, empleo y mano de obra	POSITIVO (+)	2	2	4	2	1	1	1	4	1	1	1	25	Compatible con el ambiente
		Alteración de suelos	NEGATIVO (-)	2	2	4	4	4	2	1	4	1	4	4	34	Moderado
		Afectación del relieve natural	NEGATIVO (-)	2	1	4	4	4	1	1	4	1	4	31	Moderado	
		Alteración del paisaje natural	NEGATIVO (-)	2	1	4	2	1	2	1	1	1	2	22	Compatible con el ambiente	
	Muro de Gavión	Alteración de las características de los cauces, quebradas o ríos	NEGATIVO (-)	2	2	4	4	4	2	4	1	4	33	Moderado		
		Alteración del caudal de los cuerpos naturales de agua	NEGATIVO (-)	2	1	4	4	4	2	4	1	4	31	Moderado		
		Creación de Empleos	POSITIVO (+)	2	2	4	2	1	1	1	4	1	1	25	Compatible con el ambiente	
		Alteración de suelos	NEGATIVO (-)	2	2	4	4	4	2	1	4	1	4	34	Moderado	
		Compacticación de suelos	NEGATIVO (-)	2	4	4	4	4	1	1	4	1	4	37	Moderado	
		Impermeabilización de los suelos	NEGATIVO (-)	2	4	4	4	4	1	1	4	1	4	37	Moderado	
Cochon Anti Socavante	Incremento de material particulado (PM <sub>10</sub> )	NEGATIVO (-)	2	2	2	2	1	2	4	2	4	31	Moderado			
<b>Limpeza Final</b>	Limpeza del Terreno Manual	Economía, empleo y mano de obra	POSITIVO (+)	2	2	4	2	1	1	4	1	1	25	Compatible con el ambiente		
		Cualidades estéticas y urbanísticas	POSITIVO (+)	2	2	4	2	1	1	1	4	1	1	25	Compatible con el ambiente	

**Tabla 21:** Matriz Causa-Efecto de verificación de impacto durante la ejecución del proyecto.

CAPÍTULO: IX

PRESUPUESTO

9.1. Resumen de Lista de Costo de Materiales

Etapa	DESCRIPCIÓN	U/M	CANTIDAD	COSTO UNIT. C\$	TOTAL C\$
<b>250</b>	<b>PRELIMINARES</b>	m <sup>2</sup>			<b>8302.87</b>
	ROTULO TIPO FISE (1.22 m * 2.44m) para PGC	und	1	8302.87	8302.87
	1 (Estructura metálica-Zinc liso con base de concreto)				
<b>290</b>	<b>OBRAS DE DRENAJE</b>	GLB			<b>10720798.7</b>
	Cemento	bls	20750	263	5457250.0
	Arena	m <sup>3</sup>	2912	490	1426969.6
	Piedra Bolón para muros	m <sup>3</sup>	1680	600	1008063.3
	Tubo PVC 1"	und	114	110	12540.0
	Clavos 2"	lb	5	20	95.3
	Lianza 1 mm	rollo	3	70	210.0
	Roca φ=25 cm - 30 cm	m <sup>3</sup>	1969	600	1181580.5
	Malla φ=2.7 mm (8'*100')	rollo	43	4442.91	191045.1
	Alambre de amarre φ=2.7mm	lbs	138	23	3164.3
	Grava 3/4"	m <sup>3</sup>	999.7	1350	1349568.0
	Vol de piedra bolon (pie de coraza)	m <sup>3</sup>	106	850	90312.5
<b>300</b>	<b>LIMPIZA Y ENTREGA FINAL</b>	glb			<b>2637.0048</b>
	1 PLACA CONMEMORATIVA	c/u	1	2637.0048	2637.0048
					<b>10731738.60</b>

## 9.2. Estimado de Costos de Construcción de la Obra

RESUMEN DE COSTOS DE LA OBRA DECONSTRUCCIÓN DE 328 ML MUROS DE CONTENCIÓN Y OBRAS DE DEFENSA RIBERENA						
Etapa	DESCRIPCIÓN	UMI	CANTIDAD	COSTO UNIT. C\$	TOTAL C\$	
<b>250</b>	<b>PRELIMINARES</b>	m <sup>2</sup>				<b>C\$166,954.08</b>
	LIMPIEZA INICIAL	m <sup>2</sup>	11648.4	C\$7.92		C\$92,255.33
	TRAZO Y NIVELACIÓN	m <sup>2</sup>	11648.4	C\$5.70		C\$66,395.88
	ROTULO TIPO FISE (1.22 m * 2.44m) para PGC (Estructura metálica-Zinc liso con base de concreto)	c/lu	1	C\$8,302.87		C\$8,302.87
<b>260</b>	<b>MOVIMIENTO DE TIERRA</b>	m <sup>3</sup>				<b>C\$1184,768.12</b>
	<b>TRAMO 0+000-0+060</b>					
	CORTE 1 (D6)	m <sup>3</sup>	2989.8	C\$13.54		C\$40,482.09
	CORTE 2 (RETROEXCAVADORA)	m <sup>3</sup>	572.2	C\$29.23		C\$16,722.68
	ACARREO DE PIEDRA BOLÓN (muro)	m <sup>3</sup>	583.1	C\$81.84		C\$47,723.85
	ACARREO DE ROCAS $\phi$ = 0.20 m - 0.30 m	m <sup>3</sup>	1256.3	C\$81.84		C\$102,809.58
	CONFORMACIÓN Y COMPACTACIÓN	m <sup>3</sup>	1075.9	C\$8.81		C\$9,474.80
	<b>TRAMO 0+060-0+240</b>					
	CORTE 1 (D6)	m <sup>3</sup>	7046.8	C\$13.54		C\$95,412.96
	CORTE 2 (RETROEXCAVADORA)	m <sup>3</sup>	520.6	C\$29.23		C\$15,214.70
	ACARREO DE PIEDRA BOLÓN (muro)	m <sup>3</sup>	918.9	C\$81.84		C\$75,201.16
	ACARREO DE ROCAS $\phi$ = 0.254m	m <sup>3</sup>	678.8	C\$81.84		C\$55,548.85
	CONFORMACIÓN Y COMPACTACIÓN	m <sup>2</sup>	4377.9	C\$8.81		C\$38,552.71
	<b>TRAMO 0+240-0+328</b>					
	CORTE 1 (D6)	m <sup>3</sup>	2577.7	C\$13.54		C\$34,901.64
	CORTE 2 (RETROEXCAVADORA)	m <sup>3</sup>	136.6	C\$29.23		C\$3,991.66
	ACARREO DE PIEDRA BOLÓN (muro)	m <sup>3</sup>	178.1	C\$81.84		C\$14,572.27
	ACARREO DE ROCAS $\phi$ = 0.208 m	m <sup>3</sup>	140.5	C\$81.84		C\$11,501.48
	CONFORMACIÓN Y COMPACTACIÓN	m <sup>2</sup>	2303.6	C\$8.81		C\$20,286.16
	<b>TRAMO DE SALIDA</b>					
	CORTE (D6)	m <sup>3</sup>	758.8	C\$13.54		C\$10,274.71
	ACARREO DE ROCAS $\phi$ = 0.25 m - 0.30 m	m <sup>3</sup>	390.0	C\$81.84		C\$31,917.00
	<b>BOTAR MATERIAL SOBRENTE DE TODO LA OBRA</b>	m <sup>3</sup>	6844.9	C\$81.84		C\$560,179.83

290	<b>OBRAS DE DRENAJE</b>	glb			<b>C\$13513,411.38</b>
	<b>ESTACIÓN 0+000-0+060, INCLUYE MANO DE OBRA Y TRANSPORTE</b>				
	MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO CICLOPEO	ml	111.8778	C\$29,868.43	C\$3341,613.77
	FILTRO DE GRAVA 3/4", e=0.4 m	m <sup>3</sup>	283.2	C\$1,188.00	C\$336,441.60
	ACORAZAMIENTO DEL LECHO DEL RÍO, e=1.3 m	m <sup>3</sup>	1170	C\$1,149.73	C\$1345,188.69
	PIE DE ACORAZAMIENTO	m <sup>3</sup>	86.25	C\$1,206.69	C\$104,077.32
	<b>ESTACIÓN 0+060-0+240, INCLUYE MANO DE OBRA Y TRANSPORTE</b>				
	MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO CICLOPEO	ml	360	C\$14,639.43	C\$5270,193.65
	FILTRO DE GRAVA 3/4", e=0.4 m	m <sup>3</sup>	561.6	C\$1,188.00	C\$667,180.80
	ACORAZAMIENTO DEL LECHO DEL RÍO, e=1.3 m	m <sup>3</sup>	667.512	C\$920.00	C\$614,111.04
	PIE DE ACORAZAMIENTO	m <sup>3</sup>	11.25	C\$1,499.17	C\$16,865.63
	<b>ESTACIÓN 0+240-0+328, INCLUYE MANO DE OBRA Y TRANSPORTE</b>				
	MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO CICLOPEO	ml	176	C\$5,943.19	C\$1046,001.01
	FILTRO DE GRAVA 3/4", e=0.4 m	m <sup>3</sup>	154.88	C\$1,188.00	C\$183,997.44
	ACORAZAMIENTO DEL LECHO DEL RÍO, e=1.3 m	m <sup>3</sup>	131.7888	C\$920.00	C\$121,245.70
	PIE DE ACORAZAMIENTO	m <sup>3</sup>	8.75	C\$1,635.28	C\$14,308.67
	COLCHÓN DE SALIDA	m <sup>2</sup>	390	C\$1,159.45	C\$452,186.06
300	<b>LIMPIZA Y ENTREGA FINAL</b>	glb			<b>C\$66,703.20</b>
	LIMPIZA FINAL	m <sup>2</sup>	11648.4	C\$5.50	C\$64,066.20
	PLACA CONMEMORATIVA	c/u	1	C\$2,637.00	C\$2,637.00
				<b>COSTO DIRECTO</b>	<b>C\$14931,836.78</b>

### 9.3. Costo Total de Proyecto de Diseño de 656 Metros Lineales de Muros de Contención

<b>COSTOS TOTALES DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA</b>	
<b>CONCEPTO DE OBRAS</b>	<b>MONTO TOTAL</b>
<b>COSTOS DIRECTOS (MATERIALES, MANO DE OBRA)</b>	14931,836.78
<b>IMPREVISTOS (10%)</b>	1493183.678
<b>TOTAL DE OBRAS</b>	<b>16425,020.46</b>
<b>Impuesto Municipal del 1%</b>	164250.2046
<b>Impuesto IVA 15%</b>	2488390.6
<b>Impuesto Renta 1%</b>	164250.2046
<b>COSTO DE OBRA CON IMPUESTO</b>	<b>19241,911.47</b>

El costo total de la obra es de diecinueve millones doscientos cuarenta y un mil novecientos once córdobas con 47/100 centavos, (C\$ 19, 241, 911.47).

## CONCLUSIONES

En el diseño de la estructura de alineación, encausamiento y de defensas ribereñas contra inundaciones se llegó a las siguientes conclusiones:

1. El parámetro hidrometeorológico que estimula la respuesta hidrológica de la cuenca es la lluvia, en los ambientes tropicales, la cual se evaluó en función de los caudales máximos anuales registrados por INETER en la estación de aforo del Valle Santa Cruz. La geografía y el relieve de la cuenca tiene controladores geomorfológicos por tanto se debe trabajar con el río para una buena administración del río el cual proporciona una rápida carga de los afluentes de la quebrada con la elevación del nivel de agua y un rápido descenso o descarga en la salida del puente debido al perfil de flujo que define la quebrada según sean las variaciones de pendientes y las condiciones que se ven en el perfil del río son por obra humana.
2. La respuesta hidrológica en forma de una crecida está regulada por los suelos y su uso, las características geomorfológicas del terreno.
3. La crecida del río es atenuada por las características del cauce fluvial, por tanto, el diseño de las defensas contra inundaciones se basa en el estudio cuidadoso de la hidráulica fluvial y del movimiento de sólidos en el lecho.
4. Para prevención de inundaciones y de defensas ribereñas se cuenta con el revestimiento en la sección de 328 m de la quebrada El Zapote por el paso en el Barro Boris Vega para encausamiento correctivo del cauce natural de la quebrada.
5. Los materiales del lecho y del banco del río deben ser cuidadosamente estudiados para el diseño de la sección de flujo orientado a establecer las modificaciones pertinentes.

6. El muro de concreto ciclópeo es uno de los más apropiado, ya que es una obra que cumple con las exigencias establecidas, y puede adecuarse a deformaciones que puedan producirse una vez puesta en funcionamiento.
7. En muchos casos las estructuras de defensas ribereñas son dimensionadas con una falla conceptual, ya que quedan expuestas a la acción de la velocidad del agua en su base, lo cual provoca socavamiento y erosión al pie de la obra. Una solución adoptada para evitar este problema es el acorazamiento del lecho, que es compuesta por rocas de tamaños desde 20-30 cm de diámetro formando tipo colchón, son elementos flexibles posicionados en frente de la estructura, que, al deformarse, acompañan la erosión del fondo, evitando así que este alcance la base de la estructura y la desestabilice.
8. Sección adecuada para cauce natural de la quebrada para diseño es una sección de canal trapezoidal, cumpliendo con las especificaciones de diseño geométrico, con las condiciones hidrológicas e hidráulicas.
9. Se consideró una sobre carga superficial originadas por depósitos de materiales, equipos en tiempos de mantenimiento de la estructura en la superficie del terreno y para previsión de construcciones futuras viviendas debido a que no se respetan los planes de ordenamiento territorial y las zonas de máximo riesgo principalmente de inundación, incrementado la presión sobre el muro, siendo esta sobrecarga de  $2000 \text{ Kg/m}^2$ , siendo afectado solamente en el tramo 1 de la estación 0+000 – 0+060 y de  $1500 \text{ Kg/m}^2$  para el tramo 2 de la 0+060 – 0+240 y el tramo 3 de la 0+240 – 0+328. Para un terraplén de 2 m de amplitud ubicado en el trasdós del muro después del filtro de grava y a partir el terraplén de hará un talud con relación 0.5:1 garantizando estabilidad del talud donde se requiera según la topografía del lugar.

## RECOMENDACIONES

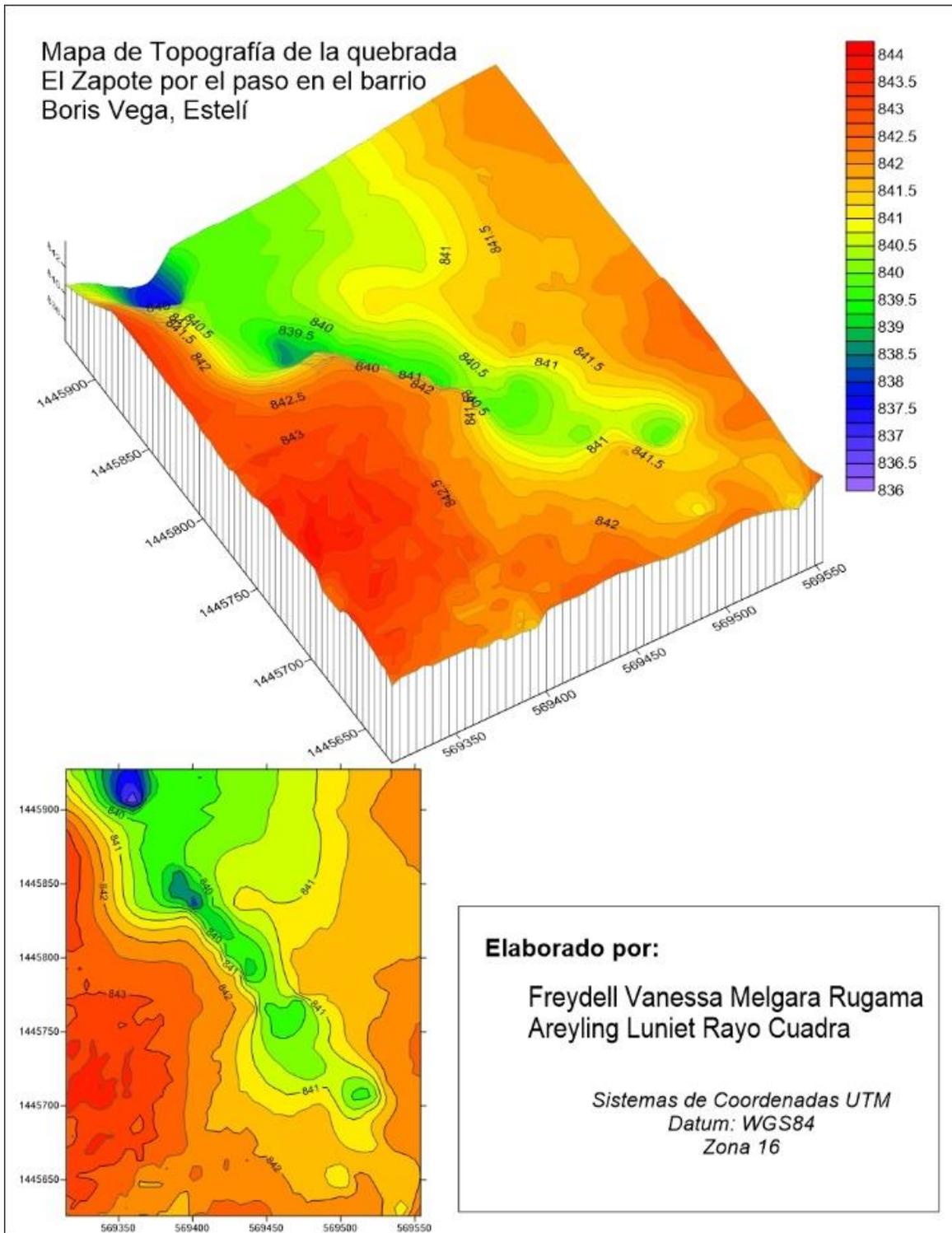
1. Para evitar inundaciones se deben construir defensas cercanas a los cursos de agua, sin desviar el cauce natural de un río, ni obstruir caños o desagües.
2. En periodos de invierno cuando ocurra alta pluviosidad se debe intensificar la red de muestreo en las áreas críticas para saber en qué zonas existe riesgo de inundación.
3. Realizar jornadas de limpieza y mantenimiento de las quebradas, en la sección de canal y drenajes, antes del periodo de lluvia, para evitar desgastes y erosión de la estructura, asegurando la sostenibilidad de la obra.
4. No construir desarrollos habitacionales que constituyan alto potencial de riesgo para desastres.
5. Para la elección del valor del talud de forma práctica, se recomienda un valor de 0.5:1 para este diseño de sección, para cumplimiento adecuado de las especificaciones según su funcionamiento óptimo.
6. Se deben considerar todas las condiciones hidráulicas y no hidráulicas para el diseño de las defensas ribereñas.
7. Se recomienda que la ejecución de la obra de defensas ribereñas en la estación seca cuando el riesgo de inundación se reduce.
8. Para una mayor duración y efectividad de los muros y del acorazamiento del fondo del lecho del río se recomienda cumplir con todas las especificaciones de diseño.
9. Se recomienda el diseño estructural del puente del barrio Boris Vegas adaptado a las nuevas condiciones hidráulicas presentes en este documento, evitar desbordamiento y fallos en la estructura actual ya que esta no es apta a las condiciones hidráulicas previstas.

## **BIBLIOGRAFÍA**

- A., T., & Rubén. (1998). Diseño y Construcción de Defensas Ribereñas (ESAA Charles Sutton ed.). Arequipa.
- Alcaldía Municipal de Estelí (AME). (2014). Caracterización Final Estelí. Estelí, Nicaragua.
- Béjar, M. V. (1981). Hidráulica de Canales. Lima: Holzo.
- Béjar, M. V. (s.f.). Hidrología. Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Chow, V. T. (s.f.). Hidráulica de Canales Abiertos .
- Comisión Nacional del Agua (CNA). (2011). Manual para el control de Inundaciones. México: SEMARNAT/CNA-OMM 2005.
- Custodio, E., & Llamas, M. R. (2001). Hidrología Subterránea (Segunda edición ed.). Omega.
- Das, B. M. (1990). Fundamentos de Ingeniería Geotécnica. Sacramento, California: Books/Cole Publishing Company.
- Domenico, P. A., & Schwarz, F. W. (s.f.). Physical and chemical hidrogeology (Second Edition ed.).
- El Nuevo Diario. (31 de Agosto de 2014). Fuertes lluvias provocan inundaciones en Estelí. El Nuevo Diario.
- Fattorelli, P. S., & Fernandez, P. P. (2007). Diseño Hidrológico (Segunda, Digital ed.). París: Estudio Fernandez-Dorca.
- Felices, A. R. (1998). Hidráulica Fluvial (Primera Edición ed.). Perú.
- González, E. M. (s.f.). Introducción a la Hidráulica. No publicado.
- Maccaferri. (2001). Pautas para el diseño de obras Ribereñas.
- Martinez, S. R. (2009). Diseño de Muros de Contención sector la Aguada Comuna de Corral. Chile.

- Meza, I. J., & Sánchez, I. A. (2003). Manual de Diseño de Puentes. Lima, Perú: Ministerio de Transporte y Comunicaciones. Dirección General de Caminos y Ferrocarriles.
- Ministerio de Economía y Finanzas (MEF). (2013). Protección frente a inundaciones: Guía para PIP de servicio de protección frente a inundaciones. Lima-Perú.
- Ministerio de Transporte y Comunicaciones. (2012). Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje. Perú.
- Otero, I. A. (2010). Breve Resumen de La Ingeniería Civil. Escuela Politécnica Superior de Avila Ingeniería Técnica de Topografía.
- Ruano, C. G. (2011). Diseño Hidráulico de Puentes Fluviales. Caso: Puente Primavera con la aplicación de Ortofotos y HEC-RAS. Guatemala: Universidad Rafael Landívar/Facultad de Ingeniería-Departamento de Ingeniería Civil.
- Serquén, M. I. (2012). Puentes con AASHTO-LRFD 2010. Perú: Firth Edition.
- Tucci, C. E. (2006). Gestión de Inundaciones Urbanas. Porto Alegre, Brasil: Secretaría de la OMM.
- Universidad del Cauca. Parte III: Procesos Fluviales. Obtenido de [artemisa.unicauca.edu.co/~hdulica/P\\_PROCESOS\\_FLUVIALES.pdf](http://artemisa.unicauca.edu.co/~hdulica/P_PROCESOS_FLUVIALES.pdf)
- Vasquez, L. G. (s.f.). Diseño de Estructuras de Cimentación . Medellín: Universidad Nacional de Colombia.
- Villodas, I. E. (2008). Hidrología I. Mendoza: Universidad Nacional de Cuyo.

## ANEXOS



**Ilustración Anexo 8:** Mapa de topografía de la quebrada el zapote por el paso en el Barrio Boris Vega, Estelí



**Ilustración Anexo 9:** Obra hidráulicas antiguas con evidencia de socavación frontal y deterioro en los accesos.



**Ilustración Anexo 10:** Río Abajo en dirección transversal del puente. Zona de socavación producto de una caída de agua durante la estación de lluvias. Este proceso ha deteriorado en varias oportunidades los accesos impidiendo el tránsito normal en todo el sector Sudoeste de la ciudad



**Ilustración Anexo 11:** Aguas arriba del puente. Estas edificaciones están construidas en el banco actual del río. La socavación del banco (Lateral) avanza en esa dirección. Los propietarios son ciudadanos pobres a extremadamente pobres que ya han perdido más de la mitad de su propiedad.



**Ilustración Anexo 12:** Excavación antropogena del banco del río y vertidos de desechos sólidos.



**Ilustración Anexo 13:** Crecimiento poblacional, Urbanización avanzando sobre los bancos del río.



**Ilustración Anexo 14:** Quebrada el Zapote



**Ilustración Anexo 15:** Prueba de Suelo del Límite Plástico



**Ilustración Anexo 16:** Prueba de Suelo de Casa Grande



**Ilustración 17:** Prueba de laboratorio del límite plástico con Casagrande



**Ilustración Anexo 18:** Muestra de Rocas encontradas a 1.3 m en el sondeo de suelo



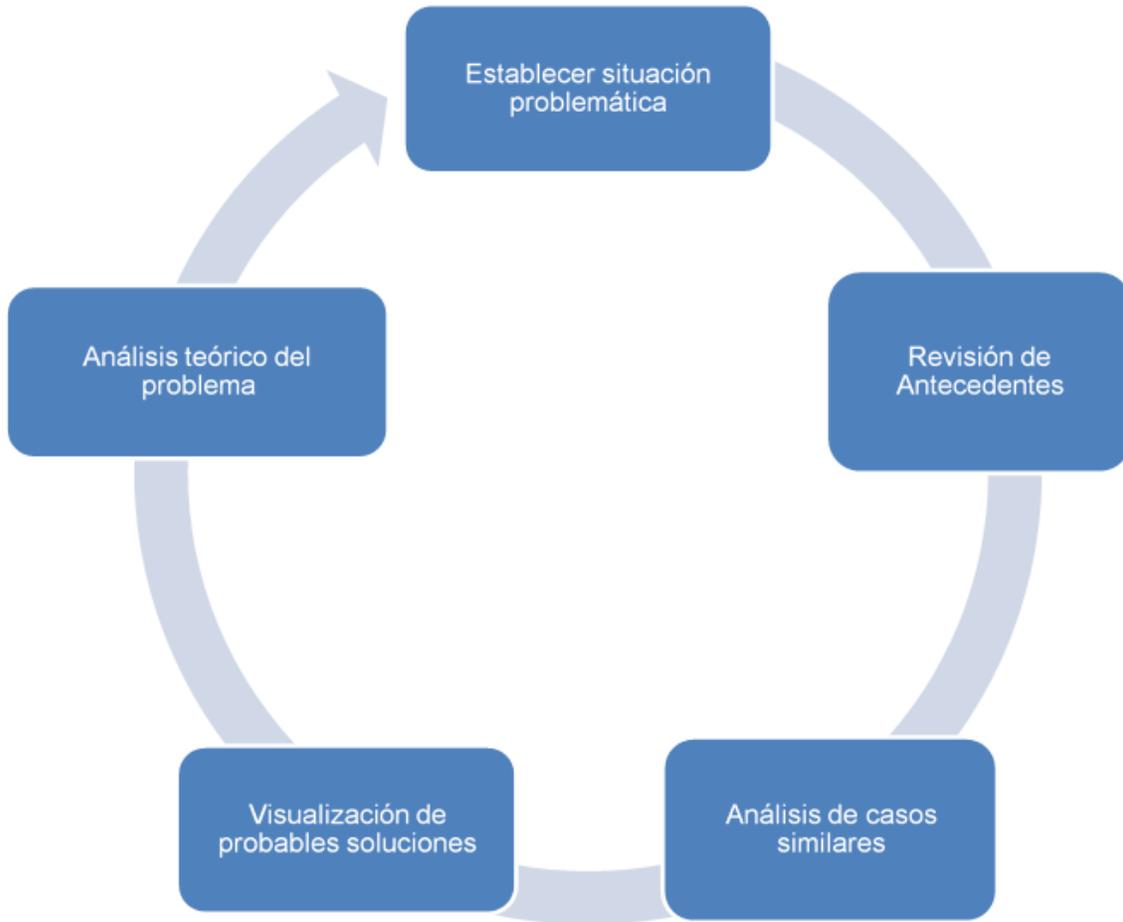
**Ilustración Anexo 19:** Sondeo de Suelo, se observa nivel freático a 1.3 m de profundidad



**Ilustración Anexo 20:** Sondeo de Suelo in situ

# Organización Metódica

## Identificación del Problema





## ANEXO ESTUDIO HIDROLÓGICO

Parámetros de Clasificación de los Ríos		
Clasificación	Ac (km <sup>2</sup> )	Lr (km)
Ríos pequeños	< 50	< 10
Ríos medianos	50 – 200	10 – 40
Ríos grandes	> 200	> 40

**Tabla 22 Anexo:** Parámetros de Clasificación de Ríos

Parámetros de compacidad para obtención de forma de la cuenca	
Coefficiente de compacidad	Forma de la Cuenca
Si $1.00 \leq I_c < 1.25$	Redondeada
Si $1.25 \leq I_c < 1.50$	Ovalada – redondeada
Si $1.50 \leq I_c < 1.75$	Ovalada – alargada
Si $1.75 \leq I_c$	Alargada

Tabla 23 Anexo: Parámetros de Compacidad

Parámetros de sinuosidad del cauce	
Sinuosidad	Forma del Cauce
$S_i \leq 1.25$	Recto
$1.25 \leq S_i < 1.50$	Sinuoso
$S_i \geq 1.50$	Muy sinuoso

Tabla 24 Anexo: Parámetros de Sinuosidad del Cauce

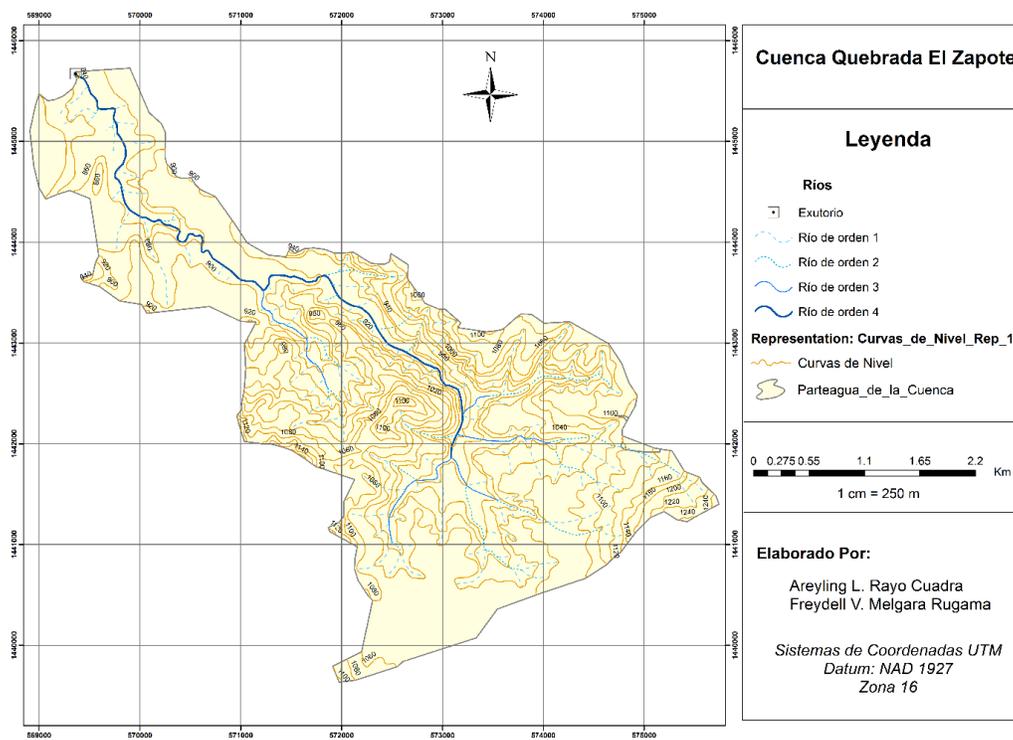
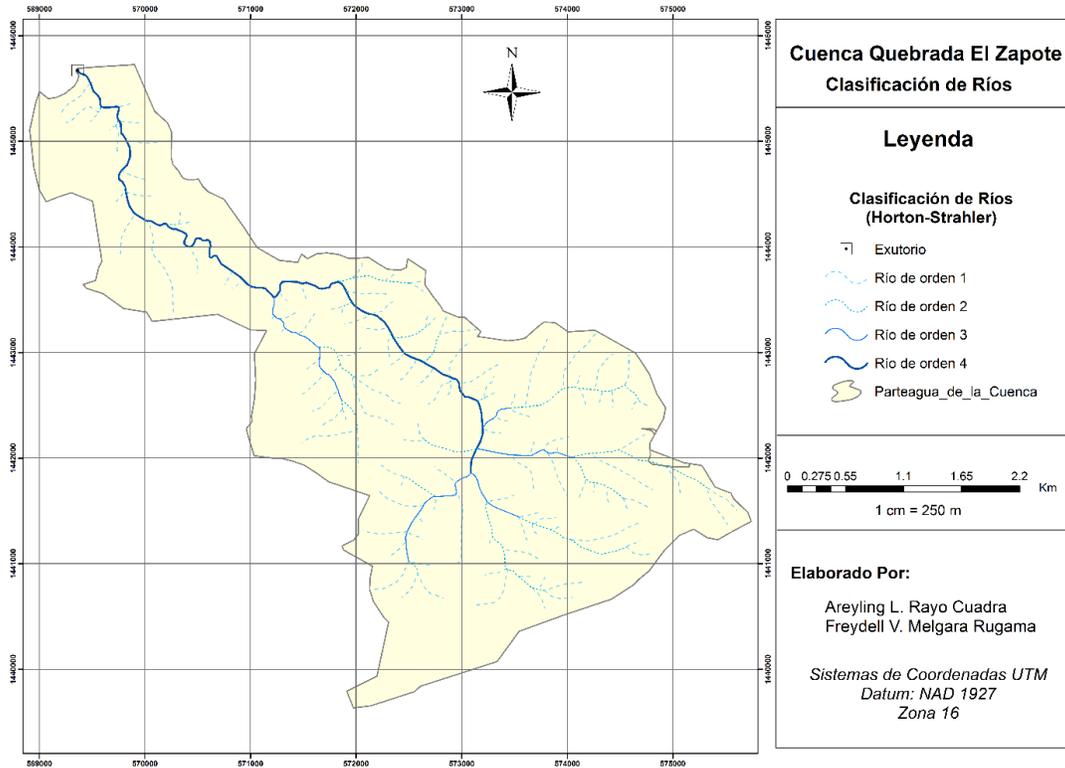
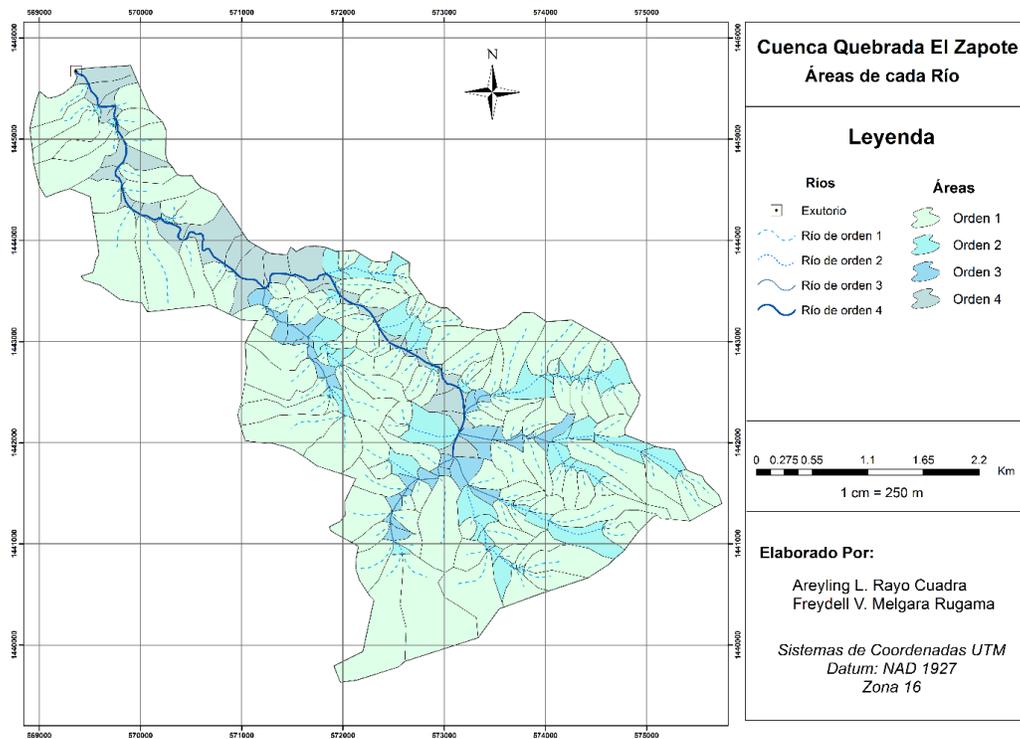


Ilustración Anexo 21: Mapa de Cuenca



**Ilustración 22: Mapa de Clasificación de Ríos (Horton-Strahler)**



**Ilustración 23 Anexo: Mapa de Áreas de Cada Río**

Datos de las precipitaciones máximas (mm/24h) extraídos de los registros de INETER. Las lluvias de máxima intensidad con los registros de lluvias antecedentes están marcadas en color azul claro.

ANÁLISIS DE VALORES EXTREMOS								
Estación: - VALLE SANTA CRUZ / VALLE SANTA CRUZ				Latitud: 13° 01' 06" N				
Código: 69 063				Longitud: 86° 18' 54" W				
Año: 1969 - 2011				Elevación: 1010 msnm				
Parámetro: precipitación (mm)				Tipo: PV				
Año	Mes	Día	I <sub>24</sub>	Lluvia Antecedente				
				1	2	3	4	5
1969	Mayo	31	96.8	8.5	9.7	17.4	5.6	25.3
1970	Mayo	15	118.8	9.4	0	0	0	0
1971	Octubre	18	20.6	32.3	7.9	0	12.1	39
1972	Mayo	20	48.4	35.3	32.6	0	0.6	4.7
1973	Octubre	23	69.2	3.3	20.5	18.2	5.4	8.9
1974	Septiembre	19	107.3	97.3	6.2	13.7	0	0
1975	Septiembre	19	60.4	2.1	0.3	1.2	1.8	28.3
1976	Octubre	5	68.3	1.3	38.3	15.6	0	2.5
1977	Mayo	9	51.2	4.3	3.7	1.4	0	40.3
1978	Mayo	31	54.9	0	2.4	39.5	14	15
1979	Octubre	8	46.2	8.5	14	0.2	3	0
1980	Octubre	4	70.4	17	4.7	34.3	0	0
1981	Junio	6	50	20	3.1	6.3	0	9
1982	Mayo	23	166.3	35.5	25.1	55	20	0
1983	Octubre	16	60.4	0	0	4	14.7	0
1984	Agosto	31	102	10.6	0.5	8	0	0
1985	Mayo	7	89.4	0	0	0	0	0
1986	Mayo	27	69.4	0.6	36.6	0	11	0
1987	Mayo	3	28	10	0	0	0	0
1988	Octubre	22	100	0	0	0	0	0
1989	Noviembre	4	50	10	0	0	0	0
1990	Mayo	22	48.5	0	0	0	0	0
1991	Junio	26	42	0	20	0	0	10
1992	Mayo	27	57.5	30	0	0	2.5	0
1993	Septiembre	16	85.3	21.8	0	7.4	0	2.6
1994	Octubre	17	59.6	0	0	0	9.5	22.5
1995	Junio	19	67.8	42.1	0	0	0	31.5
1996	Mayo	18	117	60	0	0	0	0
1997	Junio	14	54.5	4.5	20	0	0	0
1998	Octubre	29	162	160	100	8.5	25	7.5
1999	Junio	29	71	0	0	0	0	3
2000	Septiembre	29	58	0	0	11	0	0
2001	Mayo	20	70	6	0	0	0	0
2002	Octubre		87					
2003	Octubre		89.5					
2004	Agosto		85					
2005	Septiembre		96.5					
2006	Mayo		133.2					
2007	Mayo		118					
2008	Mayo	29	70	66	0	0	16	25
2009	Junio	25	60	0	0	0	10	0
2010	Mayo	21	123.5	63	0	0	35	0
2011	Octubre	14	120.5	15.5	17.4	37.9	0	0

**Tabla 25 Anexo:** Precipitaciones máximas anuales y lluvias antecedentes

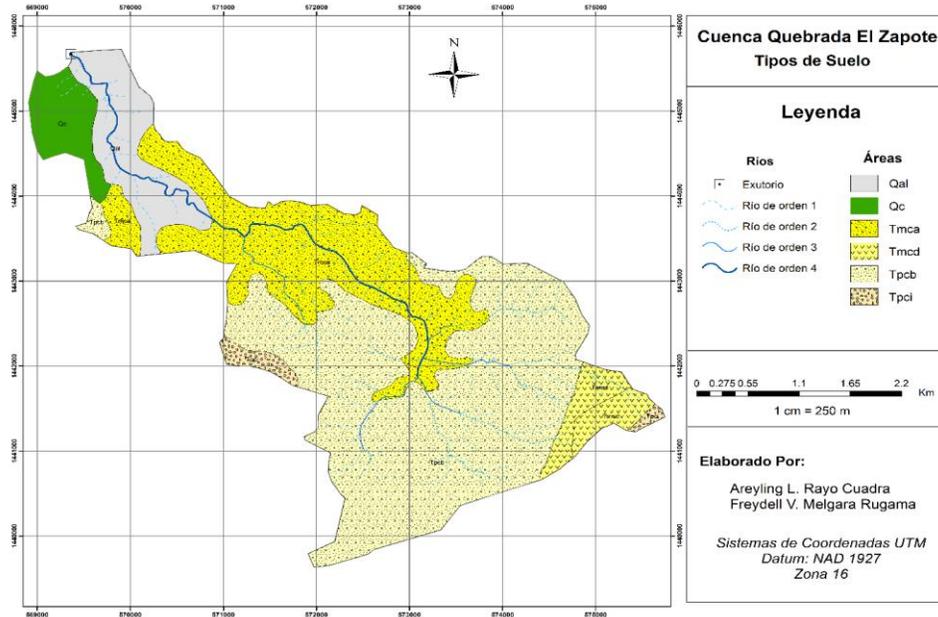
ANÁLISIS DE VALORES EXTREMOS								
Estación: - VALLE SANTA CRUZ / VALLE SANTA CRUZ					Latitud: 13° 01' 06" N			
Código: 69 063					Longitud: 86° 18' 54" W			
Año: 1969 - 2011					Elevación: 1010 msnm			
Parámetro: precipitación (mm)					Tipo: PV			
m	I <sub>24</sub>	Lluvia en minutos						
		5	10	15	30	60	120	360
1	166.3	40.369	48.007	53.128	63.180	75.135	89.350	117.592
2	162	39.325	46.765	51.754	61.547	73.192	87.040	114.551
3	133.2	32.334	38.452	42.554	50.605	60.180	71.566	94.187
4	123.5	29.979	35.651	39.455	46.920	55.797	66.355	87.328
5	120.5	29.251	34.785	38.496	45.780	54.442	64.743	85.206
6	118.8	28.838	34.295	37.953	45.134	53.674	63.829	84.004
7	118	28.644	34.064	37.698	44.830	53.313	63.400	83.439
8	117	28.401	33.775	37.378	44.450	52.861	62.862	82.731
9	107.3	26.047	30.975	34.279	40.765	48.478	57.651	75.873
10	102	24.760	29.445	32.586	38.752	46.084	54.803	72.125
11	100	24.275	28.868	31.947	37.992	45.180	53.728	70.711
12	96.8	23.498	27.944	30.925	36.776	43.734	52.009	68.448
13	96.5	23.425	27.857	30.829	36.662	43.599	51.848	68.236
14	89.5	21.726	25.836	28.593	34.003	40.436	48.087	63.286
15	89.4	21.701	25.808	28.561	33.965	40.391	48.033	63.215
16	87	21.119	25.115	27.794	33.053	39.307	46.744	61.518
17	85.3	20.706	24.624	27.251	32.407	38.539	45.830	60.316
18	85	20.633	24.537	27.155	32.293	38.403	45.669	60.104
19	71	17.235	20.496	22.682	26.974	32.078	38.147	50.205
20	70.4	17.089	20.323	22.491	26.746	31.807	37.825	49.780
21	70	16.992	20.207	22.363	26.594	31.626	37.610	49.497
22	70	16.992	20.207	22.363	26.594	31.626	37.610	49.497
23	69.4	16.847	20.034	22.171	26.366	31.355	37.288	49.073
24	69.2	16.798	19.976	22.107	26.290	31.265	37.180	48.932
25	68.3	16.580	19.717	21.820	25.948	30.858	36.697	48.295
26	67.8	16.458	19.572	21.660	25.758	30.632	36.428	47.942
27	60.4	14.662	17.436	19.296	22.947	27.289	32.452	42.709
28	60.4	14.662	17.436	19.296	22.947	27.289	32.452	42.709
29	60	14.565	17.321	19.168	22.795	27.108	32.237	42.426
30	59.6	14.468	17.205	19.041	22.643	26.927	32.022	42.144
31	58	14.079	16.743	18.529	22.035	26.204	31.163	41.012
32	57.5	13.958	16.599	18.370	21.845	25.979	30.894	40.659
33	54.9	13.327	15.848	17.539	20.857	24.804	29.497	38.820
34	54.5	13.230	15.733	17.411	20.706	24.623	29.282	38.537
35	51.2	12.429	14.780	16.357	19.452	23.132	27.509	36.204
36	50	12.14	14.43	15.97	19.00	22.59	26.86	35.36
37	50	12.14	14.43	15.97	19.00	22.59	26.86	35.36
38	48.5	11.77	14.00	15.49	18.43	21.91	26.06	34.29
39	48.4	11.75	13.97	15.46	18.39	21.87	26.00	34.22
40	46.2	11.21	13.34	14.76	17.55	20.87	24.82	32.67
41	42	10.20	12.12	13.42	15.96	18.98	22.57	29.70
42	28	6.80	8.08	8.95	10.64	12.65	15.04	19.80
43	20.6	5.00	5.95	6.58	7.83	9.31	11.07	14.57

Tabla 26 Anexo: Análisis de Valores Extremos

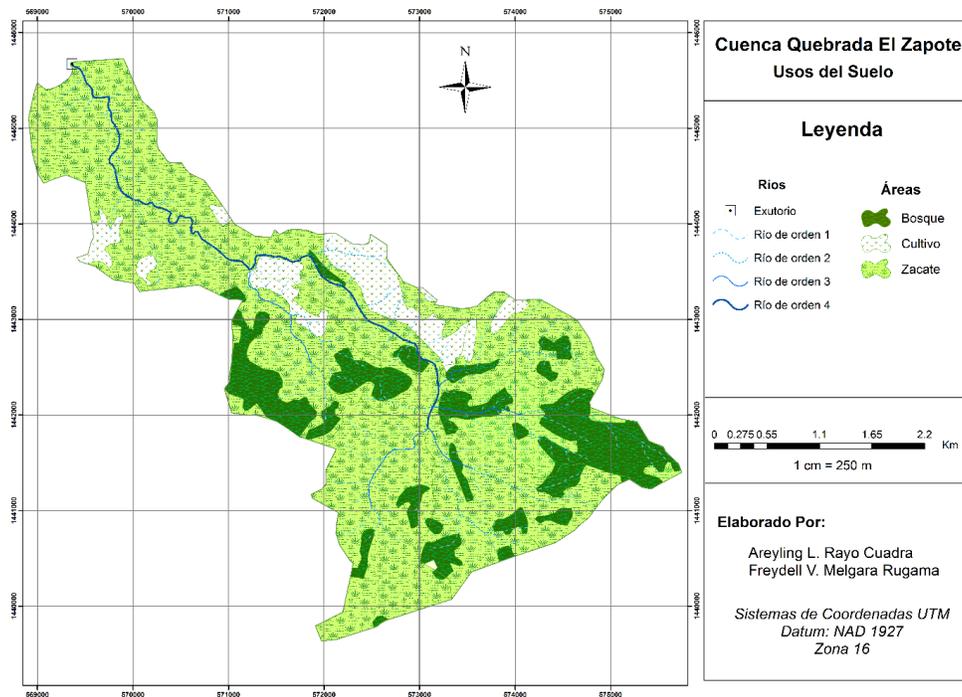
Probabilidad y Retorno para una lluvia maxima en 24 horas										
Estación: - VALLE SANTA CRUZ / VALLE SANTA CRUZ						Latitud: 13° 01' 06" N				
Código: 69 063						Longitud: 86° 18' 54" W				
Año: 1969 - 2011						Elevación: 1010 msnm				
Parámetro: precipitación (mm)						Tipo: PV				
m	I <sub>24</sub>	Y'	P <sub>(X≤x)</sub>	P <sub>(X≤x)</sub>	P <sub>(X&gt;x)</sub>	Δmax	KS	T	Riesgo de Fallo	T/R
		Gumbel	Weibull	Gumbel	Gumbel					
1	166.3	3.973	0.023	0.981	0.019	0.004	0.249	53.667	0.610	88.044
2	162	3.806	0.045	0.978	0.022	0.0235		45.463	0.671	67.742
3	133.2	2.683	0.068	0.934	0.066	0.002		15.137	0.967	15.651
4	123.5	2.305	0.091	0.905	0.095	-0.004		10.533	0.993	10.606
5	120.5	2.188	0.114	0.894	0.106	0.008		9.428	0.996	9.463
6	118.8	2.122	0.136	0.887	0.113	0.023		8.857	0.997	8.879
7	118	2.091	0.159	0.884	0.116	0.043		8.601	0.998	8.619
8	117	2.052	0.182	0.879	0.121	0.061		8.292	0.998	8.305
9	107.3	1.674	0.205	0.829	0.171	0.034		5.847	1.000	5.848
10	102	1.467	0.227	0.794	0.206	0.021		4.856	1.000	4.856
11	100	1.389	0.250	0.779	0.221	0.029		4.532	1.000	4.532
12	96.8	1.264	0.273	0.754	0.246	0.027		4.064	1.000	4.064
13	96.5	1.253	0.295	0.751	0.249	0.047		4.023	1.000	4.023
14	89.5	0.980	0.318	0.687	0.313	0.005		3.195	1.000	3.195
15	89.4	0.976	0.341	0.686	0.314	0.027		3.185	1.000	3.185
16	87	0.882	0.364	0.661	0.339	0.025		2.951	1.000	2.951
17	85.3	0.816	0.386	0.643	0.357	0.029		2.798	1.000	2.798
18	85	0.804	0.409	0.639	0.361	0.048		2.772	1.000	2.772
19	71	0.259	0.432	0.462	0.538	-0.106		1.859	1.000	1.859
20	70.4	0.235	0.455	0.454	0.546	-0.092		1.830	1.000	1.830
21	70	0.220	0.477	0.448	0.552	-0.075		1.812	1.000	1.812
22	70	0.220	0.500	0.448	0.552	-0.052		1.812	1.000	1.812
23	69.4	0.196	0.523	0.440	0.560	-0.038		1.785	1.000	1.785
24	69.2	0.188	0.545	0.437	0.563	-0.018		1.776	1.000	1.776
25	68.3	0.153	0.568	0.424	0.576	-0.008		1.736	1.000	1.736
26	67.8	0.134	0.591	0.417	0.583	0.008		1.715	1.000	1.715
27	60.4	-0.155	0.614	0.311	0.689	-0.075		1.452	1.000	1.452
28	60.4	-0.155	0.636	0.311	0.689	-0.052		1.452	1.000	1.452
29	60	-0.170	0.659	0.306	0.694	-0.035		1.440	1.000	1.440
30	59.6	-0.186	0.682	0.300	0.700	-0.018		1.429	1.000	1.429
31	58	-0.248	0.705	0.278	0.722	-0.018		1.384	1.000	1.384
32	57.5	-0.268	0.727	0.271	0.729	-0.002		1.371	1.000	1.371
33	54.9	-0.369	0.750	0.235	0.765	-0.015		1.308	1.000	1.308
34	54.5	-0.385	0.773	0.230	0.770	0.003		1.299	1.000	1.299
35	51.2	-0.513	0.795	0.188	0.812	-0.016		1.232	1.000	1.232
36	50	-0.560	0.818	0.174	0.826	-0.008		1.210	1.000	1.210
37	50	-0.560	0.841	0.174	0.826	0.015		1.210	1.000	1.210
38	48.5	-0.618	0.864	0.156	0.844	0.020		1.185	1.000	1.185
39	48.4	-0.622	0.886	0.155	0.845	0.042		1.184	1.000	1.184
40	46.2	-0.708	0.909	0.131	0.869	0.040		1.151	1.000	1.151
41	42	-0.872	0.932	0.092	0.908	0.023		1.101	1.000	1.101
42	28	-1.417	0.955	0.016	0.984	-0.029		1.016	1.000	1.016
43	20.6	-1.706	0.977	0.004	0.996	-0.019		1.004	1.000	1.004

Tabla 27 Anexo: Resultados Estadísticos de Gumbel

# Determinación del coeficiente infiltración y escorrentía para cada Sub-Cuenca



**Ilustración 24: Mapa de Tipos de Suelos**



**Ilustración 25: Mapa de Usos del Suelo**

**Determinación del factor de infiltración Según textura de Suelo  $K_{fc}$**

Mapa Geológico de Estelí, publicado por INETER

Cuenca El Zapote, Puente BorisVega

Sub\_Cuenca 1

Método de Cook, Textura de Suelo - Valores de $K_{fc}$	
Textura de Suelo	Capacidad
Arcilloso	0.1
Arenoso	0.4
Arena/Limo	0.2
Limo/Arcilla	0.1

Descripción		
<b>Qc</b>	Suelos Coluviales	Enriquecidos con arcilla
<b>Qal</b>	Suelos Aluviales	Son Franco Arenoso con alta permeabilidad
<b>Tpci</b>	Coyol Superior Ignimbritas	suelos básicos que presentan arcillas expandibles
<b>Tpcb</b>	Coyol Superior Basalto	Suelos con arcillas expandibles y arenas puras
<b>Tmcd</b>	Coyol inferior Dacitas	Suelos arcillosos de montmorilonitas hasta arenosos
<b>Tmca</b>	Coyol Inferior Andesitas Ignimbrita, Andesita o Aglomerado	Son arcillas no expandibles y difíciles de permeabilizar

Tipo	A (Km <sup>2</sup> )	$K_{fc}$	A * $K_{fc}$	Kc
Qc	0.0000	0.1	0	0.299878132
Qal	0.0000	0.25	0	
Tpci	0.0000	0.15	0	
Tpcb	2.1647	0.3	0.649422826	
Tmca	0.0013	0.1	0.000131987	
Tmcd	0.0000	0.2	0	
Suma	2.166		0.649554813	

Determinación Según el tipo de Vegetación $K_v$						
Vegetación	Área (m <sup>2</sup> )	Área (km <sup>2</sup> )	Area Total	$K_v$	$A_T * K_v$	$K_v$
Bosque	166.937773	0.000166938	0.146	0.2	0.029232483	0.20934589
	54810.03412	0.054810034				
	9922.681396	0.009922681				
	70127.07172	0.070127072				
	4096.36995	0.00409637				
	363.28576	0.000363286				
	6676.033886	0.006676034				
Cultivo	0	0	0.000	0	0	
Zacate + 75%		2.088	2.088	0.21	0.43855588	
Suma			2.235		0.467788363	

Determinación de $K_p$ por efecto de Pendiente					
Long. Cuenca (m)	Hmax (m)	Hmin (m)	S (%)	Area (Km2)	$K_p$
2487.795118	955	889	2.65%	2.235	0.1

Coeficiente de Infiltración $C_{inf}$ ( $C_{inf} = K_p + K_c + K_v$ )	
$C_{inf}$	0.6092

Coeficiente de Escorrentía C ( $1 - C_{inf}$ )	
C	0.3908

**Tabla 28 Anexo:** Sub-Cuenca 1; Coeficiente de Infiltración y escorrentía

**Determinación del factor de infiltración Según textura de Suelo  $K_{fc}$**

Mapa Geológico de Estelí, publicado por INETER

Cuenca El Zapote, Puente BorisVega

Sub\_Cuenca 2

Método de Cook, Textura de Suelo - Valores de $K_{fc}$	
Textura de Suelo	Capacidad
Arcilloso	0.1
Arenoso	0.4
Arena/Limo	0.2
Limo/Arcilla	0.1

Descripción		
<b>Qc</b>	Suelos Coluviales	Enriquecidos con arcilla
<b>Qal</b>	Suelos Aluviales	Son Franco Arenoso con alta permeabilidad
<b>Tpci</b>	Coyol Superior Ignimbritas	suelos básicos que presentan arcillas expandibles
<b>Tpcb</b>	Coyol Superior Basalto	Suelos con arcillas expandibles y arenas puras
<b>Tmcd</b>	Coyol inferior Dacitas	Suelos arcillosos de montmorilonitas hasta arenosos
<b>Tmca</b>	Coyol Inferior Andesitas Ignimbrita, Andesita o	Son arcillas no expandibles y difíciles de permeabilizar

Tipo	A (Km <sup>2</sup> )	$K_{fc}$	A * $K_{fc}$	Kc
Qc	0.0000	0.1	0	0.278023508
Qal	0.0000	0.25	0	
Tpci	0.2445	0.15	0.036674269	
Tpcb	1.6447	0.3	0.493414528	
Tmca	0.0272	0.1	0.002720957	
Tmcd	0.0000	0.2	0	
Suma	1.916		0.532809754	

Determinación Según el tipo de Vegetación $K_v$						
Vegetación	Área (m <sup>2</sup> )	Área (km <sup>2</sup> )	Area Total	$K_v$	$A_T * K_v$	$K_v$
Bosque	6031.36971	0.00603137	0.294	0.2	0.058770362	0.20846571
	51540.8357	0.051540836				
	16940.8721	0.016940872				
	116835.819	0.116835819				
	19780.8682	0.019780868				
	22433.5745	0.022433575				
	60288.4691	0.060288469				
	41104.8675	0.041104867				
	4429.03709	0.004429037				
	97393.9518	0.097393952				
Cultivo	0	0	0.000	0	0	
Zacate + 75%		1.621	1.621	0.21	0.340488386	
Suma			1.915		0.399258747	

Determinación de $K_p$ por efecto de Pendiente					
Long. Cuenca (m)	Hmax (m)	Hmin (m)	S (%)	Area (Km2)	$K_p$
1789.968755	1015	980	1.96%	1.915	0.15

Coeficiente de Infiltración $C_{inf}$ ( $C_{inf} = K_p + K_c + K_v$ )	
$C_{inf}$	0.6365

Coeficiente de Escorrentía C ( $1 - C_{inf}$ )	
C	0.3635

**Tabla 29 Anexo:** Sub-Cuenca 2; Coeficiente de Infiltración y escorrentía

**Determinación del factor de infiltración Según textura de Suelo  $K_{fc}$**

Mapa Geológico de Estelí, publicado por INETER

Cuenca El Zapote, Puente BorisVega

Sub\_Cuenca 3

Método de Cook, Textura de Suelo - Valores de $K_{fc}$	
Textura de Suelo	Capacidad
Arcilloso	0.1
Arenoso	0.4
Arena/Limo	0.2
Limo/Arcilla	0.1

Descripción		
<b>Qc</b>	Suelos Coluviales	Enriquecidos con arcilla
<b>Qal</b>	Suelos Aluviales	Son Franco Arenoso con alta permeabilidad
<b>Tpci</b>	Coyol Superior Ignimbritas	suelos básicos que presentan arcillas expandibles
<b>Tpcb</b>	Coyol Superior Basalto	Suelos con arcillas expandibles y arenas puras
<b>Tmcd</b>	Coyol inferior Dacitas	Suelos arcillosos de montmorilonitas hasta arenosos
<b>Tmca</b>	Coyol Inferior Andesitas Ignimbrita, Andesita o	Son arcillas no expandibles y difíciles de permeabilizar

Tipo	A (Km <sup>2</sup> )	$K_{fc}$	A * $K_{fc}$	Kc
Qc	0.0000	0.1	0	0.206047494
Qal	0.0000	0.25	0	
Tpci	0.0492	0.15	0.007373877	
Tpcb	1.0385	0.3	0.31155274	
Tmca	0.0684	0.1	0.006844089	
Tmcd	0.4249	0.2	0.084987495	
Suma	1.581		0.325770706	

Determinación Según el tipo de Vegetación $K_v$						
Vegetación	Área (m <sup>2</sup> )	Área (km <sup>2</sup> )	Area Total	$K_v$	$A_T * K_v$	$K_v$
Bosque	4454.968554	0.004454969	0.848	0.2	0.169690405	0.20463312
	20184.44841	0.020184448				
	134639.1241	0.134639124				
	689173.4856	0.689173486				
Cultivo	0	0	0.000	0	0	
Zacate + 75%			0.732	0.21	0.153814693	
Suma			1.581		0.323505098	

Determinación de $K_p$ por efecto de Pendiente					
Long. Cuenca (m)	Hmax (m)	Hmin (m)	S (%)	Area (Km2)	$K_p$
2691.400051	1005	980	0.93%	1.581	0.15

Coeficiente de Infiltración $C_{inf}$ ( $C_{inf} = K_p + K_c + K_v$ )	
$C_{inf}$	0.5607

Coeficiente de Escorrentía C ( $1 - C_{inf}$ )	
C	0.4393

**Tabla 30 Anexo:** Sub-Cuenca 3; Coeficiente de Infiltración y escorrentía

**Determinación del factor de infiltración Según textura de Suelo  $K_{fc}$**   
**Mapa Geológico de Estelí, publicado por INETER**  
**Cuenca El Zapote, Puente BorisVega**  
**Sub\_Cuenca 4**

Método de Cook, Textura de Suelo - Valores de $K_{fc}$	
Textura de Suelo	Capacidad
Arcilloso	0.1
Arenoso	0.4
Arena/Limo	0.2
Limo/Arcilla	0.1

Descripción		
<b>Qc</b>	Suelos Coluviales	Enriquecidos con arcilla
<b>Qal</b>	Suelos Aluviales	Son Franco Arenoso con alta permeabilidad
<b>Tpci</b>	Coyol Superior Ignimbritas	suelos básicos que presentan arcillas expandibles
<b>Tpcb</b>	Coyol Superior Basalto	Suelos con arcillas expandibles y arenas puras
<b>Tmcd</b>	Coyol inferior Dacitas	Suelos arcillosos de montmorilonitas hasta arenosos
<b>Tmca</b>	Coyol Inferior Andesitas Ignimbrita, Andesita o	Son arcillas no expandibles y difíciles de permeabilizar

Tipo	A (Km <sup>2</sup> )	$K_{fc}$	A * $K_{fc}$	Kc
Qc	0.0000	0.1	0	0.261273371
Qal	0.0000	0.25	0	
Tpci	0.0000	0.15	0	
Tpcb	1.0013	0.3	0.300380661	
Tmca	0.2404	0.1	0.024043504	
Tmcd	0.0000	0.2	0	
Suma	1.242		0.324424164	

Determinación Según el tipo de Vegetación $K_v$						
Vegetación	Área (m <sup>2</sup> )	Área (km <sup>2</sup> )	Area Total	$K_v$	$A_r * K_v$	$K_v$
Bosque	4024.21949	0.004024219	0.171	0.2	0.034265172	0.19819768
	59189.6086	0.059189609				
	56064.844	0.056064844				
	29198.6136	0.029198614				
	22848.5763	0.022848576				
Cultivo	4467.299	0.004467299	0.118	0.1	0.011764842	
	47362.2452	0.047362245				
	65818.8793	0.065818879				
Zacate + 75%		0.953	0.953	0.21	0.200066164	
Suma			1.242		0.246096179	

Determinación de $K_p$ por efecto de Pendiente					
Long. Cuenca (m)	Hmax (m)	Hmin (m)	S (%)	Area (Km2)	$K_p$
1606.896029	1016	955	3.80%	1.242	0.1

Coeficiente de Infiltración $C_{inf}$ ( $C_{inf} = K_p + K_c + K_v$ )	
$C_{inf}$	0.5595

Coeficiente de Escorrentía C ( $1 - C_{inf}$ )	
C	0.4405

**Tabla 31 Anexo:** Sub-Cuenca 4; Coeficiente de Infiltración y escorrentía

**Determinación del factor de infiltración Según textura de Suelo  $K_{fc}$**

Mapa Geológico de Estelí, publicado por INETER

Cuenca El Zapote, Puente BorisVega

Sub\_Cuenca 5

Método de Cook, Textura de Suelo - Valores de $K_{fc}$	
Textura de Suelo	Capacidad
Arcilloso	0.1
Arenoso	0.4
Arena/Limo	0.2
Limo/Arcilla	0.1

Descripción		
<b>Qc</b>	Suelos Coluviales	Enriquecidos con arcilla
<b>Qal</b>	Suelos Aluviales	Son Franco Arenoso con alta permeabilidad
<b>Tpci</b>	Coyol Superior Ignimbritas	suelos básicos que presentan arcillas expandibles
<b>Tpcb</b>	Coyol Superior Basalto	Suelos con arcillas expandibles y arenas puras
<b>Tmcd</b>	Coyol inferior Dacitas	Suelos arcillosos de montmorilonitas hasta arenoso
<b>Tmca</b>	Coyol Inferior Andesitas Ignimbrita, Andesita o	Son arcillas no expandibles y difíciles de permeabilizar

Tipo	A (Km <sup>2</sup> )	$K_{fc}$	A * $K_{fc}$	$K_c$
Qc	0.0000	0.1	0	0.23017215
Qal	0.0000	0.25	0	
Tpci	0.1780	0.15	0.02670166	
Tpcb	1.4312	0.3	0.42936823	
Tmca	0.6581	0.1	0.06581132	
Tmcd	0.0000	0.2	0	
Suma	2.267		0.52188121	

Determinación Según el tipo de Vegetación $K_v$						
Vegetación	Área (m <sup>2</sup> )	Área (km <sup>2</sup> )	Area Total	$K_v$	$A_T * K_v$	$K_v$
Bosque	24369.3124	0.024369312	0.833	0.2	0.16667378	0.13979479
	443937.296	0.443937296				
	59658.1434	0.059658143				
	147357.545	0.147357545				
Cultivo	158046.615	0.158046615	0.158	0.1	0.01580466	
Zacate + 50%		0.881	0.881	0.09	0.07931624	
Suma			1.873		0.26179468	

Determinación de $K_p$ por efecto de Pendiente					
Long. Cuenca (m)	Hmax (m)	Hmin (m)	S (%)	Area (Km2)	$K_p$
1963.428148	975	941	1.73%	1.873	0.15

Coeficiente de Infiltración $C_{inf}$ ( $C_{inf} = K_p + K_c + K_v$ )	
$C_{inf}$	0.5200

Coeficiente de Escorrentía C ( $1 - C_{inf}$ )	
C	0.4800

**Tabla 32 Anexo:** Sub-Cuenca 5; Coeficiente de Infiltración y escorrentía

**Determinación del factor de infiltración Según textura de Suelo  $K_{fc}$**   
**Mapa Geológico de Estelí, publicado por INETER**  
**Cuenca El Zapote, Puente BorisVega**  
**Sub\_Cuenca 6**

Método de Cook, Textura de Suelo - Valores de $K_{fc}$	
Textura de Suelo	Capacidad
Arcilloso	0.1
Arenoso	0.4
Arena/Limo	0.2
Limo/Arcilla	0.1

Descripción		
<b>Qc</b>	Suelos Coluviales	Enriquecidos con arcilla
<b>Qal</b>	Suelos Aluviales	Son Franco Arenoso con alta permeabilidad
<b>Tpci</b>	Coyol Superior Ignimbritas	suelos básicos que presentan arcillas expandibles
<b>Tpcb</b>	Coyol Superior Basalto	Suelos con arcillas expandibles y arenas puras
<b>Tmcd</b>	Coyol inferior Dacitas	Suelos arcillosos de montmorilonitas hasta arenoso
<b>Tmca</b>	Coyol Inferior Andesitas Ignimbrita, Andesita o	Son arcillas no expandibles y difíciles de permeabilizar

Tipo	A (Km <sup>2</sup> )	$K_{fc}$	A * $K_{fc}$	Kc
Qc	0.0000	0.1	0	0.11403583
Qal	0.0000	0.25	0	
Tpci	0.0000	0.15	0	
Tpcb	0.1236	0.3	0.03708774	
Tmca	1.6379	0.1	0.16379485	
Tmcd	0.0000	0.2	0	
Suma	1.762		0.20088259	

Determinación Según el tipo de Vegetación $K_v$						
Vegetación	Área (m <sup>2</sup> )	Área (km <sup>2</sup> )	Area Total	$K_v$	$A_T * K_v$	$K_v$
Bosque	32655.413	0.032655413	0.209	0.2	0.04184674	0.10399527
	100955.419	0.100955419				
	58951.7591	0.058951759				
	3720.50282	0.003720503				
	12950.5892	0.012950589				
Cultivo	101838.308	0.101838308	0.716	0.1	0.07159053	
	602904.104	0.602904104				
	11162.8564	0.011162856				
Zacate + 50%		1.231	1.231	0.09	0.11078364	
Suma			2.156		0.2242209	

Determinación de $K_p$ por efecto de Pendiente					
Long. Cuenca (m)	Hmax (m)	Hmin (m)	S (%)	Area (Km2)	$K_p$
2372.359972	888	835	2.23%	2.156	0.1

Coeficiente de Infiltración $C_{inf}$ ( $C_{inf} = K_p + K_c + K_v$ )	
$C_{inf}$	0.3180

Coeficiente de Escorrentía C ( $1 - C_{inf}$ )	
C	0.6820

**Tabla 33 Anexo:** Sub-Cuenca 6; Coeficiente de Infiltración y escorrentía

**Determinación del factor de infiltración Según textura de Suelo  $K_{fc}$**   
**Mapa Geológico de Estelí, publicado por INETER**  
**Cuenca El Zapote, Puente BorisVega**  
**Sub\_Cuenca 7**

Método de Cook, Textura de Suelo - Valores de $K_{fc}$	
Textura de Suelo	Capacidad
Arcilloso	0.1
Arenoso	0.4
Arena/Limo	0.2
Limo/Arcilla	0.1

Descripción		
<b>Qc</b>	Suelos Coluviales	Enriquecidos con arcilla
<b>Qal</b>	Suelos Aluviales	Son Franco Arenoso con alta permeabilidad
<b>Tpci</b>	Coyol Superior Ignimbritas	suelos básicos que presentan arcillas expandibles
<b>Tpcb</b>	Coyol Superior Basalto	Suelos con arcillas expandibles y arenas puras
<b>Tmcd</b>	Coyol inferior Dacitas	Suelos arcillosos de montmorilonitas hasta arenoso
<b>Tmca</b>	Coyol Inferior Andesitas Ignimbrita, Andesita o	Son arcillas no expandibles y difíciles de permeabilizar

Tipo	A (Km <sup>2</sup> )	$K_{fc}$	A * $K_{fc}$	Kc
Qc	0.705276601	0.1	0.07052766	0.17282456
Qal	1.4065	0.25	0.3516359	
Tpci	0.0000	0.15	0	
Tpcb	0.0858	0.3	0.02575098	
Tmca	0.9352	0.1	0.09351992	
Tmcd	0.0000	0.2	0	
Suma	3.133		0.54143446	

Determinación Según el tipo de Vegetación $K_v$						
Vegetación	Área (m <sup>2</sup> )	Área (km <sup>2</sup> )	Area Total	$K_v$	$A_T * K_v$	$K_v$
Bosque	0	0	0.000			
Cultivo	125361.927	0.125361927	0.193	0.1	0.01926843	0.20323492
	39982.582	0.039982582				
	27339.8222	0.027339822				
Zacate + 75%		2.940	2.940	0.21	0.61747459	
Suma			3.133		0.63674303	

Determinación de $K_p$ por efecto de Pendiente					
Long. Cuenca (m)	Hmax (m)	Hmin (m)	S (%)	Area (Km2)	$K_p$
2879.213441	980	888	3.20%	3.133	0.1

Coeficiente de Infiltración $C_{inf}$ ( $C_{inf} = K_p + K_c + K_v$ )	
$C_{inf}$	0.4761

Coeficiente de Escorrentía C ( $1 - C_{inf}$ )	
C	0.5239

**Tabla 34 Anexo: Sub-Cuenca 7; Coeficiente de Infiltración y escorrentía**

## ANEXOS DISEÑO HIDRÁULICO

VALORES DEL COEFICIENTE $\beta$	
Periodo de retorno del gasto de diseño (años)	Coeficiente
	b
2	0.82
5	0.86
10	0.90
20	0.94
50	0.97
100	1.00
500	1.05

SUELOS NO COHESIVOS		
dm (mm)	x	1/1+x
0.05	0.43	0.7
0.15	0.42	0.7
0.50	0.41	0.71
1.00	0.40	0.71
1.50	0.39	0.72
2.50	0.38	0.72
4.00	0.37	0.73
6.00	0.36	0.74
8.00	0.35	0.74
10.00	0.34	0.75
15.00	0.33	0.75
20.00	0.32	0.76
25.00	0.31	0.76
40.00	0.30	0.77
60.00	0.29	0.78
90.00	0.28	0.78
140.00	0.27	0.79
190.00	0.26	0.79
250.00	0.25	0.8
310.00	0.24	0.81
370.00	0.23	0.81
450.00	0.22	0.83
570.00	0.21	0.83
750.00	0.20	0.83
1000.00	0.19	0.84

Valores de $\phi$	
Q máx m <sup>3</sup> /s	Coeficiente $\phi$
3000 - 4000	2
2000 - 3000	1.7
1000 - 2000	1.4
500 - 1000	1.2
100 - 500	1.1

Factores aproximado de $F_s$	
Tipo de Orilla	$F_s$
Orilla de barro y arena	0.1
Orilla de barro - arcilla - fangosa	0.2
Orilla de material muy cohesivo	0.3

Valores de $K_1$ en la ecuación de Simon y Henderson	
Condiciones de fondo del río	$K_1$
Fondo y Orilla de arena	5.7
Fondo de arena y Orilla de material cohesivo	4.2
Fondo y Orilla de material cohesivo	3.6
Fondo y Orilla de grava	2.9
Fondo de arena y Orilla de material no cohesivo	2.8

Valores de Ks	
Descripción	Ks
Lechos naturales de río con fondo sólido sin irregularidades	40
Lechos naturales de río con acarreo regular	33 - 35
Lechos naturales de río con vegetación	30 - 35
Lechos naturales de río con derrubio e irregularidades	30
Lechos naturales de río fuente de transporte de acarreo	28
Torrentes con derrubios gruesos (piedras $\phi=0.20$ m) con acarreo inmovil	25 - 28
Torrentes con derrubios gruesos con acarreo móvil	19 - 22

## ANEXOS DISEÑO DE MUROS

**Tabla 11.1** Factores de capacidad de carga\*.

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$N_q/N_c$	$\tan \phi$	$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$N_q/N_c$	$\tan \phi$
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00	26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
1	5.38	1.09	0.07	0.20	0.02	27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03	28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05	29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07	30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09	31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11	32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12	33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14	34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16	35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18	36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19	37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21	38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23	39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25	40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27	41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29	42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31	43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32	44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34	45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36	46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38	47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40	48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42	49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45	50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47						

\* Según Vesic (1973)

**Tabla 35 Anexo:** Factores de capacidad de carga para el cálculo de  $q_u$

## **Especificaciones y criterios para la construcción**

Las especificaciones para la construcción de la obra de muros de contención para la protección de la población ribereña del barrio Boris Vega.

### **Rótulo de proyecto**

En el proyecto se deberá colocar un rótulo o cartel de obra es un dispositivo que debe instalarse en toda obra pública. Las dimensiones son: 3.60m de ancho por 2.40m de alto. El cual contendrá el nombre del proyecto, financiamiento, modalidad de ejecución, contratista, monto del proyecto.

### **Movilización de maquinaria y equipos**

#### Maquinaria para movimiento de tierra:

- Tractores sobre orugas
- Excavadoras
- Cargadores frontales

#### Maquinaria de relleno:

- Camiones volquete
- Camiones cisterna
- Compactadores de tierra: Rodillo liso

#### Equipos para construcción de estructura

Mezcladora

Herramientas de apoyo

### **Topografía y Georreferencia del eje del canal**

- Proceso mediante el cual, con el empleo de equipo topográfico, se traslada de los planos al terreno, el eje del canal o eje de la quebrada.
- Se deberán instalar puntos de Georreferencia, monumentación de hitos, estacas de corte y relleno, taludes.
- El eje del canal deberá replantearse cuantas veces sea necesario.

### **Desbroce y limpieza de la franja del canal**

Se realiza una vez replanteado el eje del canal y definido el ancho de franja. Consiste en la eliminación mecanizada de los árboles y raíces, así como la limpieza de la franja del canal, de tal manera de facilitar el movimiento de tierras. También será necesario hacer una represa o desvío de la quebrada para ejecutar el proyecto, ejecutándose preferiblemente en tiempos de sequía para evitar problemas con el curso de agua.

### **Movimiento de tierra y explanaciones**

Se refiere a todas las alteraciones del suelo que modificarán el relieve del terreno siendo estos costos muy importantes en un trabajo obras de defensas ribereñas ya que para la ejecución del mismo se necesita de maquinaria especializada para realizar los trabajos pesados de corte o relleno a fin de dejar a nivel de plataforma el eje del trazo del canal.

### **Excavación de la caja del canal**

Una vez culminada la plataforma del canal, sobre ella se vuelve a replantear y mejorar el replanteo topográfico del eje del canal; sobre este eje trazado y según las dimensiones geométricas de la caja del canal, se procede a realizar la excavación con maquinaria (retroexcavadora) o en forma manual, para secciones donde va ubicado los muros a cada lado de la sección de canal.

### **Excavación de la obra de arte**

Consiste en las excavaciones que hay que realizar en el terreno para la construcción de obras de defensas ribereñas, la cual se hará de la siguiente manera:

En el tramo de salida para 20 m de acorazamiento se cortará 1.3 m de profundidad a partir de la rasante de la sección de salida o bien a partir de una elevación de 836.347 msnm.

En el tramo de estación 0+000 – 0+060 se cortará toda la sección incluyendo los muros hasta 1.3 m después de la rasante. Luego se cortará únicamente donde irán ubicados los muros de contención cumpliendo con la profundidad de desplante especificada en diseño a partir de la rasante.

En el tramo de estación 0+060 – 0+240 se cortará toda la sección incluyendo los muros con 0.15 m más después de la rasante. Luego se cortará únicamente donde irán ubicados los muros de contención y el acorazamiento al fondo del lecho cumpliendo con la profundidad y longitud especificada; en el caso de los muros se hará cumpliendo la profundidad de desplante especificada en diseño que va después de la rasante.

En el tramo de estación 0+240 – 0+328 se realizará el corte de la misma manera que en la sección anterior, con las especificaciones de diseño para el tramo.

Al efectuar el corte se deberá tomar en cuenta también la excavación necesaria para la ubicación del pie de acorazamiento en cada tramo, cumpliendo con la profundidad especificada en diseño.

### **Relleno en la obra**

En el relleno para la obra será necesario usar el mismo material de corte en:

Estación 0+000 – 0+060, se colocará material de relleno 2 ml partiendo del filtro del muro en dirección transversal al muro hasta la corona y luego rellenará de acuerdo con la relación de talud de 0.5:1.

Estación 0+060 – 0+240, se colocará material de relleno 2 ml partiendo del filtro del muro en dirección transversal al muro hasta la corona y luego rellenará de

acuerdo con la relación de talud de 0.5:1. También será necesario rellenar dentro de la sección hidráulica donde no se colocará el acorazamiento hasta llegar a la rasante.

En el tramo de estación 0+240 – 0+328 se realizará el relleno de la misma manera que en la sección anterior. Todos los detalles de corte y rellenos están especificados en planos.

## **Revestimiento de la caja del tipo de canal**

### Revestimiento del Mortero

En las pérdidas por infiltración de agua que puede darse a través de suelos no cohesivos se utilizan revestimientos o muros de defensas ribereñas con concreto ciclópeo de 3000 PSI, el mismo que está en función de las dimensiones geométricas de la caja del canal que define la sección hidráulica y el alineamiento del eje de la quebrada.

Terminado el encofrado se utilizará una mezcla estructural de dosificación media en proporciones 1:4 entre cemento y arena corriente, la misma que se vaciará sobre la carpeta o base con un espesor mínimo de 15 centímetros para adherir la primera hilera de piedra.

### Colocación los filtro

Se colocarán filtros entre el muro y el material de relleno, siendo este de un espesor de 0.40 m con material granular de 19.05mm de diámetro.

Se colocarán llorones para drenar o evacuar toda el agua que se infiltra en el talud de apoyo del muro de contención a una altura de 0.8 m, siendo los llorones de

25.4mm de diámetro con separación en el primer tramo a cada 1.5 m y para el segundo y tercer tramo a cada 2 m.

### Revestimiento del lecho

En el acorazamiento del lecho se colocarán roca con diámetros entre 0.2 m a 0.30 m, para protección de las partículas de fondo.

En el tramo de estación 0+000 – 0+060 se colocaran rocas de 0.25 m y 0.30 m de diámetro, también será necesario del auxilio de rocas de menor diámetro para una mejor fijación de las rocas de mayor diámetro, también se usará malla ciclón de 2.7 mm en todo el contorno del acorazamiento, también llevará franjas de malla unida con alambre a la malla principal a cada 10 m, tensada con alambre galvanizado de 2.7 mm a cada 2 m el dirección longitudinal y en dirección transversal a cada intersección de malla (2.44 m), garantizando estabilidad y soporte ante la velocidad de flujo y las condiciones de régimen supercrítico.

En el tramo de 20 ml a la salida de la sección del puente aguas abajo, se realizará el mismo proceso constructivo, pero con pendiente 0 %.

En el tramo de estación 0+060 – 0+240 se colocarán rocas de 0.254 m de diámetro, también será necesario del auxilio de rocas de menor diámetro para una mejor fijación de las rocas de mayor diámetro, éstas solo se colocarán al pie de cada lado de los muros de contención a partir de la rasante, para evitar la socavación del mismo.

En el tramo de estación 0+240 – 0+328 se colocarán rocas de 0.208 m de diámetro, también será necesario del auxilio de rocas de menor diámetro para una mejor fijación de las rocas de mayor diámetro, éstas solo se colocarán al pie de cada lado de los muros de contención después de la rasante o fondo del canal.

En el acorazamiento del lecho también se colocarán estructuras de apoyo al pie del acorazamiento o en el cambio de pendiente de cada tramo, en estas estructuras se usarán roca con diámetros entre 0.20 m y 0.30 m al igual que en los tramos de acorazamiento se requerirá de rocas de menor diámetros para fijación, también en estas estructuras será necesario el uso de malla ciclón en todos los lados usando tensores con alambre galvanizado de 2.7 mm a cada 2 m para estabilidad del mismo.

### Costo total de la obra

Los costos de la obra serán los costos directos de la obra entre los cuales están los costos por mano de obra, costo de materiales, costos de maquinaria; y los costos indirectos. Se incluyen gastos de administración, también se tomarán en cuenta las cargas fiscales (impuestos).

### **Mantenimiento de la Estructura a lo largo de su vida útil**

Se debe evitar totalmente la proliferación de cualquier material vegetal arbóreo en Los suelos cercanos a la estructura del muro de contención. La vegetación arbórea será tolerada en el margen externo del relleno adyacente al muro a no menos de 4 metros de separación.

El relleno adyacente al muro y en el lecho del rio puede crecer vegetación herbácea de bajo porte incluyendo espinosos, vegetación decorativa, gramas y pastos sin ninguna consecuencia indeseable durante las lluvias intensas.

La limpieza de la maleza y otros seres vivos (Musgos y líquenes) se puede lograr por remoción manual, por medio de chorros de agua a presión o usando herbicidas apropiado.

En caso de presentarse grietas o fisuras se deben reparar con un mortero “embeco<sup>33</sup>” (cemento expansivo) adicionado con aditivo que impermeabilice el área; previamente se deberá realizar una minuciosa limpieza del área afectada.

Se deben efectuar revisiones con periodicidad para detectar proliferación de material vegetal en la estructura, principalmente en la época de lluvias.

Se debe evitar la acumulación de desechos sólidos (basura) en la sección hidráulica, sin embargo, esto se recomienda como practica adecuada de gestión de los espacios urbanos y el ambiente fluvial, sin ninguna importancia hidráulica o estructural.

---

<sup>33</sup> Mortero de cemento y resinas que fragua rápidamente y no sufre retracciones.

## ANEXO DE ANÁLISIS DE IMPACTO AMBIENTAL

CRITERIOS		SIGNIFICADO
Signo	positivo(+)/ negativo (-)	Hace alusión al carácter benéfico (+) o perjudicial (-) de las distintas acciones que van a actuar sobre los distintos factores considerados
Intensidad	IN	Grado de incidencia de la acción sobre el factor en el ámbito específico en el que actúa. Varía entre 1 y 12, siendo 12 la expresión de la destrucción total del factor en el área en la que se produce el efecto y 1 una mínima afectación.
Extensión	EX	respecto al entorno, en que se manifiesta el efecto). Si la acción produce un efecto muy localizado, se considera que el impacto tiene un carácter puntual (1). Si por el contrario, el impacto no admite una ubicación precisa del entorno de la actividad, teniendo una influencia generalizada en todo él, el impacto será Total (8). Cuando el efecto se produce en un lugar crítico, se le atribuirá un valor de cuatro unidades por encima del que le correspondía en función del % de extensión en que se manifiesta
Momento	MO	Alude al tiempo entre la aparición de la acción que produce el impacto y el comienzo de las afectaciones sobre el factor considerado. Si el tiempo transcurrido es nulo, el momento será Inmediato, y si es inferior a un año, Corto plazo, asignándole en ambos casos un valor de cuatro (4). Si es un período de tiempo mayor a cinco años, Largo Plazo (1).
Persistencia	PE	Tiempo que supuestamente permanecerá el efecto desde su aparición y, a partir del cual el factor afectado retornaría a las condiciones iniciales previas a la acción por los medios naturales o mediante la introducción de medidas correctoras
Reversibilidad	RV	Se refiere a la posibilidad de reconstrucción del factor afectado, es decir, la posibilidad de retornar a las condiciones iniciales previas a la acción, por medios naturales, una vez aquella deje de actuar sobre el medio.
Recuperabilidad	MC	Se refiere a la posibilidad de reconstrucción, total o parcial, del factor afectado, es decir, la posibilidad de retornar a las condiciones iniciales previas a la acción, por medio de la intervención humana (o sea mediante la implementación de medidas de manejo ambiental). Cuando el efecto es irrecuperable (alteración imposible de reparar, tanto por la acción natural, como por la humana) le asignamos el valor de ocho (8). En caso de ser irrecuperable, pero existe la posibilidad de introducir medidas compensatorias, el valor adoptado será cuatro (4).
Sinergia	SI	Este atributo contempla el reforzamiento de dos o más efectos simples. La componente total de la manifestación de los efectos simples, provocados por acciones que actúan simultáneamente, es superior a la que cabría de esperar cuando las acciones que las provocan actúan de manera independiente, no simultánea.
Acumulación	AC	Este atributo da idea del incremento progresivo de la manifestación del efecto cuando persiste de forma continuada o reiterada la acción que lo genera. Cuando una acción no produce efectos acumulativos (acumulación simple), el efecto se valora como uno (1); si el efecto producido es acumulativo el valor se incrementa a cuatro (4).
Efecto	EF	Este atributo se refiere a la relación causa-efecto, o sea, a la forma de manifestación del efecto sobre un factor, como consecuencia de una acción. Puede ser directo o primario, siendo en este caso la repercusión de la acción consecuencia directa de ésta, o indirecto o secundario, cuando la manifestación no es consecuencia directa de la acción, sino que tiene lugar a partir de un efecto primario, actuando este como una acción de segundo orden.
Periodicidad	PR	Se refiere a la regularidad de manifestación del efecto, bien sea de manera cíclica o recurrente (efecto periódico), de forma impredecible en el tiempo (efecto irregular) o constante en el tiempo (efecto continuo)

**Tabla 36 Anexo: Criterios de Evaluación**

CRITERIO/RANGO	CALIF.	CRITERIO/RANGO	CALIF.
<b>NATURALEZA</b>		<b>INTENSIDAD (IN)</b> (Grado de destrucción)	
Impacto benéfico	+	Baja	1
Impacto perjudicial	-	Media	2
		Alta	4
		Muy alta	8
		Total	12
<b>EXTENSIÓN (EX)</b>		<b>MOMENTO (MO)</b> (Plazo de manifestación)	
Puntual	1	Largo plazo	1
Parcial	2	Medio Plazo	2
Extensa	4	Inmediato	4
Total	8	Crítico	(+4)
Crítica	(+4)		
<b>PERSISTENCIA (PE)</b>		<b>REVERSIBILIDAD (RV)</b>	
Fugaz	1	Corto plazo	1
Temporal	2	Medio plazo	2
Permanente	4	Irreversible	4

**Tabla 37 Anexo:** Rangos para el cálculo de Importancia Ambiental

CRITERIO/RANGO	CALIF.	CRITERIO/RANGO	CALIF.
<b>SINERGIA (SI)</b>		<b>ACUMULACIÓN (AC)</b> (Incremento progresivo)	
Sin sinergismo (simple)	1	Simple	1
Sinérgico	2	Acumulativo	4
Muy sinérgico	4		
<b>EFFECTO (EF)</b>		<b>PERIODICIDAD (PR)</b>	
Indirecto (secundario)	1	Irregular o aperiódico o discontinuo	1
Directo	4	Periódico	2
		Continuo	4
<b>RECUPERABILIDAD (MC)</b>		<b>IMPORTANCIA (I)</b>	
Recuperable inmediato	1	<b><math>I = (3IN + 2EX + MO + PE + RV + SI + AC + EF + PR + MC)</math></b>	
Recuperable a medio plazo	2		
Mitigable o compensable	4		
Irrecuperable	8		

**Tabla 38 Anexo:** Rangos para el cálculo de Importancia Ambiental