

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

Estudio y diseño de factibilidad para estabilizar y construir los estribos del nuevo puente de la calle "Héroes del Cenepa", en la ciudad de Caluma, provincia de Bolívar.

PROYECTO INTEGRADOR

Previo la obtención del Título de:

Ingeniero Civil

Presentado por:

Thalía Isabel Arias Guarnizo.

Cristhian Humberto Rodríguez Carrión.

GUAYAQUIL - ECUADOR

Año: 2019

DEDICATORIA

Dedicado con todo mi amor a mi familia, especialmente a mi Mami Blanca, quien a lo largo de estos años y a su manera ha sabido guiarme causando un gran impacto a mi vida que ni ella mismo imagina.

A mis padres, que sin importar lo jóvenes que eran al concebirme, supieron mantener el equilibrio entre consentir y exigir, a mi pequeña hermana, que como siempre he dicho llegó cuando menos la esperaba, para convertirse en un torbellino, un torbellino lleno de motivación e inspiración.

A mis mejores amigos, quienes sin esperar nada a cambio compartieron no sólo conocimientos, sino experiencias, alegrías, enojos y llantos, demostrando así que familia no es tan solo con la que se nace sino la que se hace.

Thalía Isabel Arias Guarnizo

DEDICATORIA

Dedicado a mi querida familia, que con su amor y apoyo he logrado llegar lejos. A mi padre, que gracias a sus estrictas enseñanzas no he tirado la toalla tan fácilmente. A mi hermosa madre, única y sin igual, siempre brindándome un consejo cuando más lo necesitaba, pero sobre todo el amor incondicional que tengo de ellos y por último a mi hermano por tomarme como un ejemplo a seguir.

Cristhian Humberto Rodríguez Carrión

AGRADECIMIENTOS

Principalmente a nuestra Alma Máter, ESPOLE y a todos los docentes con los que alguna vez compartimos un salón de clases, especialmente al Ing. Erwin Larreta, que a más de ser un maestro llegó a ser un gran amigo y quien demuestra día a día que no hay nada mejor que hacer lo que se ama y apasiona.

A mi estimada personita extraña, cuya identidad prefiero dejarla en secreto, pero que a pesar del corto tiempo que he llegado a conocerla ha logrado generar tantos cambios en mi vida.

A mi compañero de aventuras por casi 6 años, que, aunque por circunstancias de la vida ya no forme parte de la mía, sin su amor y apoyo esta etapa no hubiese podido ser culminada.

Thalía Isabel Arias Guarnizo

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a la Universidad por formarme en el transcurso de todos estos años, que, con sus arduas exigencias, ayudaron a desarrollar mi potencial. Al equipo de trabajo del Laboratorio de Computación FIMCP, por brindarme un espacio lleno de alegrías y gratos momentos.

A mis queridos amigos cercanos, y en especial a los hermanos Bryan y Karla Dávila, que son como mi segunda familia que llegaron a mi vida como un regalo de Dios.

Cristhian Humberto Rodríguez Carrión

DECLARACIÓN EXPRESA

“Los derechos de titularidad y explotación, nos corresponde conforme al reglamento de propiedad intelectual de la institución; Thalía Isabel Arias Guarnizo y Cristhian Humberto Rodríguez Carrión damos nuestro consentimiento para que la ESPOL realice la comunicación pública de la obra por cualquier medio con el fin de promover la consulta, difusión y uso público de la producción intelectual”

Thalía Isabel Arias Guarnizo
Autor 1

Cristhian Humberto Rodríguez Carrión
Autor 2

EVALUADORES

Ing. Miguel ángel Chávez, PhD.

PROFESOR DE LA MATERIA

Ing. Jonny Encalada, Msc.

PROFESOR TUTOR

RESUMEN

El presente proyecto titulado como: Estudio y diseño de factibilidad para estabilizar y construir los estribos del nuevo puente de la calle "Héroes del Cenepa", en la ciudad de Caluma, provincia de Bolívar, producto de la Materia Integradora, entrega el diseño de micropilotes en calidad de estribos flotantes, el cual cuenta también con la viga cabezal, además denota la aplicación de bulones inyectados, para estabilizar la estructura Muro-estribo pre existente, y como solución a la socavación local al pie del estribo derecho aguas abajo.

La estimación de cargas actuantes fue basada en las especificaciones de la AASHTO, LRFD 2014, además de los criterios básicos de mecánica de suelo, mientras que para el diseño de los micropilotes se usó como base la "Guía para el proyecto y la ejecución de Micropilotes en Obras de Carretera, 2005", en la cual se determina la capacidad de un micropilote en base a estados límites últimos y de servicio, para el diseño de los bulones se utilizó la "Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en Obras de Carreteras, 2003".

Debido al alcance del proyecto, la estimación del perfil geotécnico puede ser considerado como preliminar, puesto que fue realizado en base a estudios con muestra alterada y extraída no exactamente en el punto de análisis, por lo cual los diseños parten de parámetros geotécnicos, topográficos y ciertos criterios dados por correlaciones y experiencia de docentes.

Además de diseños geométricos y estructurales, se provee de una Guía de buenas prácticas ambientales, la cual busca prevenir y mitigar los impactos negativos causados por la obra al medio ambiente.

Palabras clave: Materia integradora, Sistema de anclajes, Micropilotes, Bulones.

ABSTRACT

The present project entitled: Study and feasibility design to stabilize and build the stirrups of the new bridge of the street "Héroes del Cenepa", in the city of Caluma, province of Bolívar, product of the Integrative Matter, delivers the micropile design as floating stirrups, which also has the beam head, it also denotes the application of injected bolts, to stabilize the pre-existing Wall-stirrup structure, and as a solution to local undercutting at the foot of the right downstream stirrup.

The description of acting loads was based on the specifications of the AASHTO, LRFD 2014, in addition to the basic criteria of soil mechanics, while for the design of the micropiles it was used as the basis of the " Guide for the project and execution of Micropiles in Road Works, 2005", in the which will determine the capacity of a micropile based on the latest service limits, The "Guide for the design and execution of ground anchors in Road Works, 2003" was used to design the bolts.

Due to the scope of the project, the specification of the geotechnical profile can be considered as preliminary, since it was carried out based on studies with altered sample and extracted not exactly at the point of analysis, so the designs start from geotechnical, topographic and certain criteria given by the experience of teachers.

In addition to geometric and structural designs, a guide to good environmental practices is provided, which seeks to prevent and mitigate the negative damage caused by the work to the environment.

Keywords: Integrative material, Anchoring system, Micropiles, Bolts.

ÍNDICE GENERAL

EVALUADORES.....	7
RESUMEN.....	I
<i>ABSTRACT</i>	II
ÍNDICE GENERAL.....	III
ABREVIATURAS	VII
SIMBOLOGÍA	VIII
ÍNDICE DE FIGURAS.....	XII
ÍNDICE DE TABLAS	XV
ÍNDICE DE PLANOS	XVII
CAPÍTULO 1	1
1. Introducción	1
1.1 Descripción del problema	2
1.2 Justificación del problema.....	4
1.3 Antecedentes.....	5
1.4 Objetivos.....	6
1.4.1 Objetivo General	6
1.4.2 Objetivos Específicos	7
1.5 Alcance	7
1.6 Restricciones	8
1.7 Marco teórico	8
1.7.1 Puentes	8
1.7.2 Estribos	9
1.7.3 Micropilotes	11

1.7.4	Anchored excavation methods (Sistema de Anclajes excavados)	13
1.7.5	Rocas y suelos blandos	17
1.7.6	Estudios de campo.....	21
CAPÍTULO 2.....		23
2.	Metodología	23
2.1	Plan de trabajo.....	24
2.2	Reconocimiento de la zona.....	25
2.3	Recopilación de información.....	25
2.4	Descripción de los ensayos realizados	25
2.4.1	Calicatas	25
2.4.2	Ensayo granulométrico.....	28
2.4.3	Ensayo de límites de Atterberg	29
2.4.4	Ensayo de corte directo en suelo	30
2.4.5	Porcentaje de humedad y Peso Específico.....	35
2.5	Estudio hidrológico e hidráulico	35
2.5.1	Estimación de curvas IDF	37
2.5.2	Estimación del Caudal máximo	48
2.6	Profundidad de socavación en estribos	53
2.7	Sistemas de estabilización de la estructura existente.....	54
2.7.1	Bulones inyectados	54
2.7.2	Malla de bulones	58
2.8	Riesgo Sísmico de la Zona	59
2.9	Diseño de estribos	61
2.9.1	Definición de alternativas	61
2.9.2	Dimensionamiento del Estribo Flotante.....	62
2.9.3	Descripción de Cargas	63

2.9.4	Definición del perfil geotécnico del suelo	63
2.9.5	Diseño de Micropilotes	64
2.9.6	Asentamiento del grupo de micropilotes	72
2.10	Plan de manejo ambiental	73
2.11	Catálogo de categorización Ambiental	73
2.11.1	Línea base	73
CAPÍTULO 3.....		81
3.	Resultados Y ANÁLISIS.....	81
3.1	Datos de la Microcuenca Caluma	81
3.2	Estimación de caudal.....	81
3.3	Socavación	82
3.4	Diseño de Estribo	82
3.4.1	Resumen de cargas horizontales y verticales	83
3.5	Análisis de resistencias del Micropilote.....	83
3.6	Análisis del grupo de Micropilotes	84
3.6.1	Capacidad del Grupo de Micropilotes	84
3.6.2	Asentamiento del grupo	85
3.7	Dimensiones geométricas.....	85
3.8	Armadura del Estribo Flotante	88
3.9	Estabilización de la estructura existente:.....	89
3.9.1	Estabilización de Muro-estribo	89
3.9.2	Solución a socavación.....	92
3.10	Guía de buenas prácticas ambientales.....	95
3.10.1	Introducción.....	95
3.10.2	Descripción general de la actividad.....	95
3.10.3	Recomendaciones ambiental	96

3.11	Análisis de Costos	101
CAPÍTULO 4		103
4.	Conclusiones Y Recomendaciones.....	103
4.1	Conclusiones	103
4.2	Recomendaciones	106
5.	Bibliografía	108
6.	APÉNDICES	111

ABREVIATURAS

ESPOL	Escuela Superior Politécnica del Litoral
ASTM	American Society for Testing and Materials
INEC	Instituto Nacional de Estadísticas y Censos
msnm	Metros sobre el nivel del mar
GAD-M	Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal
COOTAD	Código Orgánico de Organización Territorial, Autonomía y Descentralización
INAHMI	Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología.
SNI	Sistema Nacional de Información
CCAN	Catálogo de Categorización Ambiental Nacional
NEC	Norma Ecuatoriana de la Construcción
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials

SIMBOLOGÍA

$F_{(x)}$ = Probabilidad que se presente un valor igual o menor que x .

\bar{x} = Media aritmética de la muestra.

S_x = Desviación estándar de la muestra.

e = Constante de neper.

σ_y, u_y = Valores que dependen del número de la muestra.

y_H = Umbral de dato dudoso alto de la muestra en unidades logarítmicas.

y_L = Umbral de dato dudoso bajo de la muestra en unidades logarítmicas.

\bar{y} = Valor promedio de la muestra en logaritmo.

K_n = Factor K , en función del tamaño de la muestra.

K_t = Coeficiente de uniformidad en la distribución temporal de la precipitación.

t_c = Tiempo de concentración [h].

St = profundidad del agua al pie del estribo o espigón medida desde la superficie libre de la corriente.

Pa = coeficiente que depende del ángulo que forma el eje de la obra con la corriente.

Pq = coeficiente que depende de la relación entre el gasto teórico interceptado por el estribo Q_1 o Q_2 y el caudal total Q que escurre por la sección transversal.

Pr = coeficiente que depende del talud que tienen los lados del estribo.

Ho = tirante de agua en la zona cercana al espigón o estribo antes de la socavación.

EH = Empuje horizontal del suelo.

LSH = Fuerza horizontal debido a la sobrecarga viva.

EQ_{terr} = Acción sísmica del terreno.

PIR = Fuerza inercial del estribo.

PEQ = Fuerza horizontal sísmica debido a la superestructura.

BR = Fuerza de frenado y aceleración.

DC = Carga muerta del estribo.

$R(DC)$ = Reacción del peso propio de la superestructura.

$R(DW)$ = Reacción del peso propio de la superficie de rodamiento.

$R(LL)$ = Reacción de la sobrecarga vehicular proveniente de la superestructura.

$R(IM)$ = Reacción por incremento de carga dinámica vehicular.

R (PL) = Reacción de la sobrecarga peatonal proveniente de la superestructura.

F_a = Coeficiente de amplificación del suelo.

A_o = Coeficiente de aceleración sísmica.

z = Factor de zonificación de suelo.

IGU = Inyección global única.

$R_{c,d}$ = Resistencia de cálculo al hundimiento.

$N_{c,Ed}$ = Fuerza axial descargada.

$R_{fc,d}$ = Resistencia de cálculo por fuste.

A_L = Área lateral del micropilote.

$r_{fc,d}$ = Resistencia unitaria por fuste.

n = número de estratos.

A_{Li} = Área lateral del micropilote en la zona del estrato i .

$(r_{fc,d})_i$ = Resistencia unitaria en la zona del estrato i .

c' = cohesión efectiva del terreno natural.

δ = ángulo de contacto entre terreno y micropilote.

$\sigma'_H(z)$ = Esfuerzo efectivo horizontal a profundidad z .

$\sigma'_V(z)$ = Esfuerzo vertical efectivo del terreno a profundidad z .

p_i = Presión de inyección.

K_o = Coeficiente de empuje en reposo.

F_c, F_ϕ = Coeficiente de reducción que dependen del tipo de aplicación.

S_u = Resistencia al corte no drenado del terreno a una profundidad z .

F_{cu} = Coeficiente de reducción en resistencia a corto plazo.

$R_{t,d}$ = resistencia al arranque.

$N_{t,Ed}$ = Fuerza axial de tracción.

W_e = Componente del Peso propio del micropilote en la dirección de su eje

F_{we} = Coeficiente de reducción del peso propio del micropilote, igual a 1,2.

$R_{ft,d}$ = Resistencia por fuste al arranque.

$r_{ft,d}$ = Resistencia unitaria por fuste al arranque.

$R_{h,d}$ = Resistencia a carga horizontal.

H_{Ed} = Fuerza horizontal de cálculo.

F_H = Coeficiente de reducción de la resistencia horizontal.

$N_{c,Rd}$ = Resistencia estructural a compresión.
 $N_{c,Ed}$ = Fuerza axial de compresión.
 A_c = Área neta de lechada.
 f_{cd} = resistencia de la lechada a compresión.
 A_s = Área total de barras corrugadas.
 f_{sd} = Resistencia del acero en las barras corrugadas.
 f_{sk} = límite elástico del acero de las barras corrugadas.
 A_a = Área de la armadura tubular de acero.
 d_e = Diámetro exterior de la armadura tubular.
 r = Reducción de espesor por efectos de corrosión.
 d_i = diámetro interior de la armadura tubular.
 $F_{u,c}$ = Coeficiente de reducción de la armadura tubular en compresión.
 f_{yd} = Resistencia del acero en la armadura tubular.
 f_y = Límite elástico del acero en la armadura tubular.
 R = Coeficiente de reducción estructural por efectos de pandeo.
 C_R = Coeficiente adimensional por tipo de coacción lateral.
 F_e = Coeficiente de influencia del tipo de ejecución.
 $N_{t,Rd}$ = Resistencia estructural a tracción.
 $N_{t,Ed}$ = Fuerza axial de tracción.
 M_{Ed} = Momento flector de cálculo.
 $M_{c,Rd}$ = Resistencia estructural a flexión.
 r_e = Reducción de espesor por corrosión.
 t = Espesor de la armadura tubular.
 f_y = Límite elástico del acero en armadura tubular.
 γ_a = Coeficiente de seguridad de la armadura tubular.
 W_{pl} = Módulo plástico de la sección
 W_{el} = Módulo elástico de la sección
 $F_{u,f}$ = Coeficiente de reducción de la armadura tubular.
 V_{Ed} = Fuerza cortante de cálculo.
 $V_{c,Rd}$ = Resistencia a cortante.

$V_{pl,Rd}$ = Resistencia plástica a cortante.

A_{pr} = Área reducida de la armadura tubular de acero.

$M_{v,Rd}$ = Resistencia a flexión considerando cortante.

$M_{c,Rd}$ = Resistencia a la flexión.

ρ = Factor de reducción.

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Puente de Caluma	2
Figura 1.2 Exposición de varillas de refuerzo en losa.....	3
Figura 1.3 Fisuras en el Estribo izquierdo con vista aguas abajo.	3
Figura 1.4 Socavación en estribo derecho con vista aguas abajo	4
Figura 1.5 Clasificación de los estribos según como resisten fuerzas	10
Figura 1.6 Elementos de un micropilote.....	12
Figura 1.7 Clasificación del micropilote según el tipo de armadura	13
Figura 1.8 Configuración básica para un anclaje	14
Figura 1.9 Metodología para el diseño de Bulones inyectados.....	15
Figura 1.10 Sistema unificado de suelo basado en el material que pasa por tamiz núm.75.....	18
Figura 1.11 Clasificación de materiales de carreteras subrasantes.....	19
Figura 1.12 Ciclo de las rocas.....	20
Figura 2.1 Plan de trabajo.....	24
Figura 2.2 Localización de Puentes metálico y de hormigón en la ciudad de Caluma, proximidades en las que fueron realizadas las excavaciones para las calicatas.	26
Figura 2.3 Calicata realizada en cercanías del Puente Metálico, Ciudad de Caluma.	27
Figura 2.4 Extracción de muestra frente el puente Caluma, en la excavación realizada para la construcción de un muro estructural	28
Figura 2.5 Ensayo granulométrico realizado a 2 muestras extraídas en las cercanías del Puente de hormigón	29
Figura 2.6 Lugar de extracción de las muestras del cementante.....	32
Figura 2.7 Muestra compactada y secada directamente en la caja de corte	32
Figura 2.8 Muestra de cementante colocada en moldes, previo a secado.	33
Figura 2.9 Muestra de cementante post secado al ambiente y molde utilizado	33
Figura 2.10 Muestras de cementante después de secado al ambiente	34
Figura 2.11 Resultados de ensayo de corte al cementante	34
Figura 2.12 Contenido de Humedad y Peso específicos de las muestras	35
Figura 2.13 Curvas IDF para la estación M129, Caluma.	47

Figura 2.14 Delimitación de la Microcuenca Caluma, con sus respectivas curvas de nivel y Uso de suelo.....	48
Figura 2.15. Curvas de nivel en Microcuenca del Río Caluma	50
Figura 2.16 Estimación de intensidad para un tiempo igual al tiempo de concentración	51
Figura 2.17 Adherencia límite en arcillas y limos	58
Figura 2.18 Mapa de zonas sísmica del Ecuador para propósitos de diseño	59
Figura 2.19 Espectro de Diseño Elástico e Inelástico para el Cantón Caluma	60
Figura 2.20 Dimensiones de viga cabezal	62
Figura 2.21 Perfil geotécnico del suelo	64
Figura 2.22 Catálogo de categorización ambiental en plataforma del SUIA	73
Figura 2.23 Actividades de la Población de Caluma.....	76
Figura 3.1 Diagrama de Fuerzas actuantes en viga cabezal	82
Figura 3.2 Distribución del grupo de micropilotes	84
Figura 3.3 Alzado frontal de viga cabezal	85
Figura 3.4 Planta de Viga Cabezal	86
Figura 3.5 Corte transversal de Viga Cabezal	86
Figura 3.6 Apoyos de Neopreno	86
Figura 3.7 Planta de Micropilotes y Bulones.....	87
Figura 3.8 Sección del Terreno.....	88
Figura 3.9 Armadura de hierro en Estribo Flotante (Vista 3D)	89
Figura 3.10 Especificaciones de recubrimiento.....	89
Figura 3.11 Detalle bulón en sistema Muro-Estribo, vista lateral	90
Figura 3.12 Detalle Bulón en sistema Muro-Estribo, vista frontal.....	90
Figura 3.13 Malla de perforación para bulones en Muro y estribo existente	91
Figura 3.14 Área de influencia por bulón, en sistema Muro-Estribo.....	91
Figura 3.15 Dado de protección para bulones	92
Figura 3.16 Vista frontal, del sistema Muro-Estribo y localización de la zona de socavación.....	92
Figura 3.17 Profundidad de bulones en zona de socavación	93
Figura 3.18 Detalle de bulón en zona de socavación, vista frontal	93
Figura 3.19 Mallado de perforación para bulones en zona de socavación.	93

Figura 3.20 Área de influencia por bulón en zona de socavación.....	94
Figura 3.21 Detalle de armado para bulones en zona de socavación	94
Figura 3.22 Detalle de zona de socavación, vista lateral	95

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Datos de estación Pluviométrica, estación Caluma M129	36
Tabla 2.2 Valores de variables utilizadas en distribución de Gumbel	38
Tabla 2.3 Valores de precipitación máxima en 24h por año	39
Tabla 2.4 Valores de K_n para la prueba de datos dudosos	40
Tabla 2.5 Ajuste de datos – Iteración 1	41
Tabla 2.6 Ajuste de datos – Iteración 2	43
Tabla 2.7 Aplicación del Método de Gumbel	45
Tabla 2.8 Coeficientes de redistribución de lluvias para periodos entre 48h y 1h	46
Tabla 2.9 Precipitaciones máximas para diferentes tiempos de duración y periodos de retornos	46
Tabla 2.10 Intensidades máximas para diferentes tiempos de duración y periodos de retornos [mm/h]	47
Tabla 2.11 Comparación de tiempos de concentración (t_c) calculados con metodologías diferentes	50
Tabla 2.12 Valores del coeficiente a, para Fórmula para Ecuador	53
Tabla 2.13 Datos de bulones	55
Tabla 2.14 Datos de estratos simplificados para el diseño de Bulones inyectados ...	55
Tabla 2.15 Valor del Factor z en función de la zona sísmica	60
Tabla 2.16 Datos obtenidos para el Espectro de Diseño	60
Tabla 2.17 Evaluación de alternativas según criterio de selección	61
Tabla 2.18 Parámetros de valoración	61
Tabla 2.19 Dimensiones de Viga Cabezal	62
Tabla 2.20 Cobertura y uso de suelo en el cantón Caluma	74
Tabla 2.21 Precipitación promedio estación Caluma	74
Tabla 2.22 Cobertura de servicios básicos en el cantón de Caluma	77
Tabla 2.23 Vías de acceso Cantón Caluma	77
Tabla 2.24 Instituciones Educativas en el Cantón Caluma	78
Tabla 2.25 Establecimientos de Salud, Cantón Caluma	80
Tabla 3.1 Datos Geomorfológicos de la Microcuenca Caluma	81
Tabla 3.2 Ríos principales aportantes al cauce mayor de la Microcuenca Caluma ...	81

Tabla 3.3 Comparación de Caudales estimados	81
Tabla 3.4 Resumen de cargas verticales	83
Tabla 3.5 Resumen de cargas horizontales.....	83
Tabla 3.6 Resumen de resistencias admisibles por criterio y número de micropilotes	83
Tabla 3.7 Capacidad del grupo de micropilotes	84
Tabla 3.8 Asiento del grupo de micropilotes	85
Tabla 3.9 Dimensiones de Apoyos de Neopreno.....	87
Tabla 3.10 Parámetros Geotécnicos del suelo	88
Tabla 3.11 Resultados de Bulones en Muro-Estribo.....	90
Tabla 3.12 Resultados de Bulones en Socavación.....	93
Tabla 3.13 Detalles generales de la obra	96
Tabla 3.14 Presupuesto Referencial de Obra.....	101
Tabla 3.15 Resumen de Costos Indirectos	102

ÍNDICE DE PLANOS

1. Estabilización de Muros existentes
2. Solución a socavación
3. Plano de Definición Geométrica – Estribo Flotante
4. Plano Estructural - Estribo Flotante

CAPÍTULO 1

1. INTRODUCCIÓN

Se dice que un puente afecta a las personas, es decir que puede producir diferentes emociones e imágenes visuales, según el individuo, por lo cual estos deben ser planeados y diseñados antes de ser construidos, de forma general se puede decir que un puente es un elemento clave en un sistema de transporte por 3 razones: Probablemente controla la capacidad del sistema, es el costo más alto por milla del sistema y si el puente falla, el sistema falla (Barker & Puckett, 2007), es por esto que debe ser logrado un equilibrio entre el manejo del futuro volumen de carga y cargas y el costo del mismo, sin que la seguridad se vea comprometida.

El diseño de los estribos tratado en el presente documento, corresponde al puente localizado en el cantón Caluma, perteneciente a la provincia de Bolívar, con coordenadas 644093.21E – 9819516.64N, ubicado en las estribaciones de la hoya del Río Chimbo, con alturas topográficas fluctuantes entre 210 a 1874 msnm., y cuya superficie es de aproximadamente de 192,41 Km², según lo presentado en el Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial de Caluma, en la actualidad el puente en mención se encuentra funcionando, sin embargo cuenta con fallas estructurales y de servicio visibles, además de haber cumplido su vida útil.

Basados en los resultados del Censo de Población y Vivienda, INEC 2010, la población del cantón Caluma era de 13,1 mil hab., cantidad que representa el 7,1% de la población de la provincia de Bolívar del mismo año, y la cual se divide en 47,7% en población urbana y 52,3% en rural; Entre las actividades realizadas por la población se encuentran la agricultura, ganadería, silvicultura y pesca, representando estas el 48% del total de actividades, siguiéndole el comercio al por mayor y menor con el 11,9% y transporte y almacenamiento con el 7,7%, cabe indicar que el Puente en estudio queda localizado en toda la zona comercial de Caluma, pudiendo así verse afectada la economía de la población en general en caso de la inhabilitación del mismo.

El documento cuenta con 4 capítulos los cuales incluyen el estudio, diseños, especificaciones y recomendaciones para la subestructura del nuevo puente y

estabilización de muros ya existentes, logrando así la rehabilitación y ampliación del Puente Caluma localizado en la calle “Héroes del Cenepa.

1.1 Descripción del problema

El cantón Caluma se encuentra dividido en dos Zonas llamadas Caluma viejo y Caluma nuevo, respectivamente, divididas por el Río Caluma y a su vez conectados por un puente de 28 m, el cuál además de permitir el paso de transporte liviano y pesado, sirve como paso peatonal, cabe recalcar que la calle que conecta Caluma nuevo con Caluma viejo es la más transitada en la actualidad, debido a que une a las poblaciones aledañas, mediante la ruta Caluma-Catarama.

El puente del Río Caluma cuenta con estribos como subestructura, los cuales se encuentran conectados con muros estructurales a ambos márgenes del río, además este consiste en una configuración doble, en los primeros 3m, puente losa continuada por viga-losa, soportadas por una pila entre las mismas.



Figura 1.1 Puente de Caluma

Fuente: Propia

El puente localizado en el cantón Caluma, presenta anomalías estructurales, las cuales pueden ser visualizadas en una simple inspección visual, entre las cuales son mencionadas las siguientes: fisuras en elementos estructurales, desprendimiento de recubrimiento en vigas y losa, exposición y oxidación de varillas de refuerzo de las vigas y losa, deflexiones, asentamientos en pila principal y socavación en estribos.



Figura 1.2 Exposición de varillas de refuerzo en losa
Fuente: [Propia]



Figura 1.3 Fisuras en el Estribo izquierdo con vista aguas abajo.
Fuente: Propia



Figura 1.4 Socavación en estribo derecho con vista aguas abajo

Fuente: Propia

1.2 Justificación del problema

Actualmente el puente localizado sobre el río Caluma en la calle “Héroes del Cenepa”, la cual pertenece a la ruta Caluma-Catarama y atraviesa la zona comercial del cantón, convirtiéndose así un elemento importante del sector económico de la población, en ella confluyen los poblados de las parroquias aledañas, tales como, Ricaurte, Pueblo viejo y Montalvo, de la provincia de Los Ríos; además de Echeandía, Santa Fe, de Bolívar; por lo cual al verse afectado este elemento vital de comunicación, se verían afectados desde la población residente en el sector hasta los municipios de las comunidades aledañas.

Debido a condiciones actuales hace aproximadamente 2 años y medio se inauguró un puente de conexión entre Caluma viejo y Caluma nuevo a una distancia aproximada de 1Km aguas abajo del puente en estudio, el cual corresponde a un puente armadura en arco, con tablero a nivel inferior de estructura metálica, sin embargo, debido a la localización del mismo, el tránsito recurrido en este no es comparable al puente mencionado, además de este, Caluma cuenta con otro puente a aproximadamente 0.6 Km aguas arriba del estudiado, el

Según el censo de población y vivienda realizado en el año 2010, las actividades con mayor porcentaje de importancia se encuentran Agricultura, ganadería, silvicultura y pesca, Comercio al por mayor y menor y Transporte y almacenamiento con el 48%. 11.9% y 7.7% respectivamente, así mismo en el censo económico,

2010, se establece que las actividades con mayor ingreso por ventas son: el comercio al por mayor y menor, con el 59.8%, Actividades de alojamiento y de servicios de comidas con 4.3% e Industrias y manufacturas con el 3.5%, es decir que las actividades económicas más representativas y vulnerables del cantón se benefician altamente de esta estructura vial.

1.3 Antecedentes

Con la reforma de la Constitución realizada en el año 2008, el sistema económico ecuatoriano pasó de ser “Social de mercado” a “Social económico Social y Solidario”, al cual también se lo conoce como buen vivir, en donde se reconoce al ser humano como sujeto y fin, buscando lograr un equilibrio entre Estado y mercado con la naturaleza, asegurando una correcta distribución de los fondos nacionales. (Inversión transparente con rostro social y solidario, 2012).

En el Código Orgánico de Organización Territorial, Autonomía y Descentralización (COOTAD), se establece la importancia del proceso de autonomías y descentralización del Estado, enfocándose en el desarrollo equitativo, solidario y sustentable del territorio, la integración y participación ciudadana, así como el desarrollo social y económico de la población, es por esto que la actualización del Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial de Caluma 2014-2020, está en base a las necesidades de la población, disponibilidad presupuestaria, racionalización de la gestión pública municipal, entre otros.

Entre los proyectos estratégicos nacionales en desarrollo en el cantón pueden ser mencionados los siguientes: Presa hidroeléctrica de Caluma (aprovechamiento hídrico para la producción de energía de 6,56 MW), Modernización de camales, Proyecto de agua para riego de 4.000 ha. Caluma-Gran vía, entre otros, para los cuales se cuenta con un presupuesto de \$ 3'900.000 dólares, los cuales son distribuidos entre gastos corrientes e inversiones conforme a lo establecido COOTAD.

El proyecto actual nace por la necesidad de la municipalidad del Cantón en mantener entre otros aspectos, las redes viales y de transporte e indirectamente la

vida turística y económica del cantón, con la participación de la Escuela Superior Politécnica del Litoral (ESPOL), en el proyecto previo a la obtención del título de Ingeniero civil, realizado por los ingenieros Arana Molina, Michael y Marqués Velasco, Deyvis, titulado como “Prediseño de un puente vehicular de 36 m, sobre el Río Caluma, ciudad de Caluma, Provincia de Bolívar.”, en el mismo se da la propuesta de una estructura superior de tablero de hormigón armado de dos carriles, con sentidos opuestos cada uno, con paso peatonal requerido, soportado sobre vigas prefabricadas pretensadas de 36 m, el cual fue basado a las condiciones topográficas, geotécnicas, hidrológicas e hidráulicas de la zona. (Arana Molina & Márquez Velasco, 2019).

Además de cuenta con otros 2 proyectos de grado realizados en la misma ciudad, o aledaños, siendo el primero perteneciente a ESPOL. Titulado como “Afectaciones por la explotación pétreo en el cauce del Río Pita, sector Playas de Ojiva, Cantón Babahoyo, Provincia de Los Ríos. Propuesta de Soluciones”, en la cual se realiza una estimación del Caudal crítico en el Río Caluma, basados en el Método (Témez, 1987), basados en los datos proporcionados por el INAHMI, de la estación Caluma M129 en el periodo (1964-2010); la segunda Tesis de grado corresponde a la Universidad Tecnológica Equinoccial, titulada como “Propuesta de desarrollo sostenible para el Cantón Caluma, Provincia de Bolívar”, en la cual se analiza al cantón desde un punto de vista turístico, sin embargo se establece que la zona está propensa a deslizamientos por la conformación topográfica de pendientes, la cual a su vez ocasiona represamiento de ríos.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo General

Realizar el estudio y diseño de factibilidad de los estribos del puente de la calle “Héroes del Cenepa” sobre el río Caluma, en la provincia de Bolívar, mediante un análisis ingenieril, buscando el equilibrio entre capacidad, economía y seguridad, para finalmente presentar una propuesta viable a la Municipalidad del cantón, la

cual contará con memoria técnica, planos estructurales, recomendaciones, estudio ambiental y presupuesto referencial.

1.4.2 Objetivos Específicos

- Evaluar las condiciones geométricas, físicas y estructurales del puente actual.
- Socializar con las autoridades del Municipio de Caluma para establecer los alcances y permisos requeridos.
- Realizar la prospección geotécnica del suelo para la determinación de sus parámetros geo-mecánicos mediante ensayos de laboratorio.
- Aplicar las normativas técnicas vigentes para el diseño óptimo de los estribos.
- Estimar el caudal de diseño, para la evaluación de la socavación de los estribos generada por el Río Caluma.
- Presentar memoria técnica, planos estructurales, estudio ambiental y presupuesto referencial a la Municipalidad de Caluma.

1.5 Alcance

El presente proyecto comprende la realización del diseño estructural de los estribos del nuevo Puente a construir sobre el Río Caluma, provincia de Bolívar en base a una caracterización de suelos primaria por calicatas. Se utilizará la metodología de diseño LRFD (diseño por factores de carga y resistencia) considerando estados límites de resistencia, evento extremo y de servicio. Además, se diseñará soluciones para la estabilización y socavación de los muros y estribos actuales.

Cabe mencionar que este proyecto servirá como una base para un diseño definitivo, debido a la falta del perfil geotécnico a profundidades por debajo del nivel de fundación que brinden con mayor exactitud las propiedades mecánicas del suelo. Tampoco comprenden los procedimientos constructivos llevados a cabo para la construcción de este.

1.6 Restricciones

- Falta de prospección geotécnica a profundidades debajo del nivel de desplante, para definir un perfil estratigráfico detallado del suelo de cimentación.
- Área de excavación reducida, debido a estructuras aledañas a la misma.
- Escasez de estaciones meteorológicas e hidrológicas en la zona, para una correcta estimación de curvas IDF, para la zona en estudio.
- Sección de área transversal del Río Caluma.

1.7 Marco teórico

1.7.1 Puentes

Los puentes no son visto de una manera única, eso depende de la perspectiva que se lo logre apreciar y del individuo que lo observe (Barker & Puckett, 2007). Una de las definiciones y en la que nos vamos a centrar es que el puente es una estructura que forma parte de una red vial, de una línea ferroviaria o de caminos, construida sobre una depresión, río o un obstáculo que no permita una continuidad de la calzada (AASHTO, 2014).

Las partes de los puentes se lo pueden dividir en 2 ejes principales tales como la superestructura y subestructura, y estos a la vez tienen subdivisiones.

- Superestructura: es la que está constituida donde se ejerce la carga móvil, y son:
 - Tablero
 - Vigas longitudinales
 - Diafragma
- Subestructura: Son todos los elementos estructurales que están diseñados para soportar las cargas que produce la superestructura:
 - Bearing(apoyo de neopreno)
 - Pedestales
 - Cimentación
 - Estribos
 - Pilas

1.7.2 Estribos

Los estribos son los que soportan el tablero del puente en los extremos del mismo, y una de sus funciones es la transmisión de las cargas a la cimentación, además trabajan como muros de contención. La contención que presentan puede ser de 2 maneras tanto total o parcial. (Godinez Melgares, 2010).

1.7.2.1 Componentes de los Estribos

Los elementos que componen un estribo de puente son:

1. Viga cabezal
2. Espaldón
3. Muro de ala
4. Contrafuertes
5. Dados de apoyo
6. Eje de apoyo
7. Muro de cierre laterales
8. Muro de contención (Pantalla frontal y lateral).

1.7.2.2 Clasificación de los Estribos

a) Según como resisten fuerzas

- Gravedad: Su resistencia se debe a su propio peso.
- Semigravedad: Parcialmente reforzados
- Reforzados (Muros en voladizo): Pueden tener o no contrafuertes

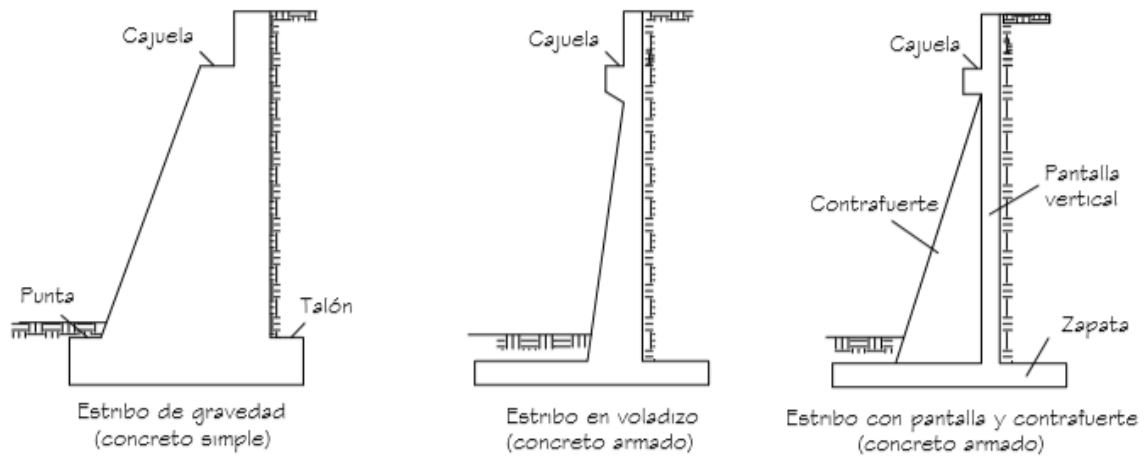


Figura 1.5 Clasificación de los estribos según como resisten fuerzas

Fuente: (Serquén, 2017)

b) Según su forma

- Estribos a gravedad: Asiento, muro de ala, pantalla y cimiento
- Estribos en U: con muros de ala perpendiculares al asiento
- Estribos en forma de Pila: Viga como asiento, columnas y cimiento.
- Estribos con Pilotes: Estribos en forma de pila, columnas reemplazadas por pilotes.

c) Según la contención del derrame

- Estribo abierto: compuestos por viga cabezal, columnas y fundación; el terraplén se derrame entre las columnas formando un talud
- Estribo cerrado: con pantalla de contención frontal y lateral del suelo.

d) De acuerdo al tipo de conexión entre el estribo y la superestructura

- Monolítico
- No monolítico: Puente se asienta en el estribo, uso de placas de apoyo elastoméricos.

1.7.2.3 Criterios de Selección de Estribos

Para la selección de la tipología de estribo se debe tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

- Costo de construcción
- Corte y Relleno
- Tráfico durante la construcción
- Periodo de Construcción
- Material de relleno (ubicación de canteras)
- Altura de Estribo
- Área de Excavación
- Seguridad de Obreros
- Estética
- Peralte de la superestructura
- Experiencia previa con el tipo de estribo
- Inspección y mantenimiento
- Vida útil, condiciones de carga y deformaciones

1.7.3 Micropilotes

Son pilotes de pequeño diámetro, con un máximo de 30 cm, que presentan gran versatilidad de ejecución y gran capacidad de carga axial en comparación a su tamaño. (GEOCISA, 2008)

Su resistencia está limitada por:

- Tipo de armadura
- Tipo de unión entre armaduras
- Capacidad de soporte del terreno
- Tipo de inyección (IR, IRS, IGU)
- Tipo de unión en el encepado

1.7.3.1 Elementos que conformar un micropilote

- Lechada o mortero
- Acero corrugado
- Tubo de acero
- Conectores de armadura - encepado

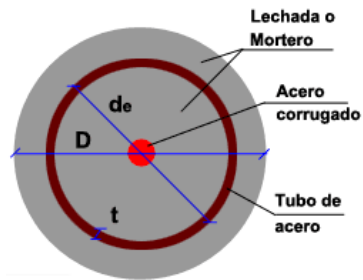


Figura 1.6 Elementos de un micropilote

Fuente: (GEOCISA, 2008)

1.7.3.2 Usos de los Micropilotes

A esfuerzo axial (Compresión o Tracción):

- Recalce
- Cimentaciones de nuevas obras
- Anclajes

A Cortante y a Flexión:

- Estabilidad de taludes
- Pantalla de contención

A flexión:

- Paragua de Túneles

1.7.3.3 Tipología

Según el Tipo de Inyección:

- Inyección global única (IGU): Tipo de inyección de una sola fase, rellena espacio entre taladro y armadura.
- Inyección Repetitiva (IR): La inyección se realiza a presión desde el interior de la armadura a través de válvulas con obturadores. El número de reinyecciones es menor a 2.

- Inyección Repetitiva Selectiva (IRS): La inyección se desarrolla desde el interior con doble obturador, a través de tubos manguito con separación menor a 1m. El número de reinyecciones es mayor a 2.

Según el Tipo de armadura:

- Armaduras Tubulares:
 - Tubo Liso
 - Tubo corrugado
- Barras corrugadas:
 - Convencionales
 - Barras GEWI
- Perfiles metálicos

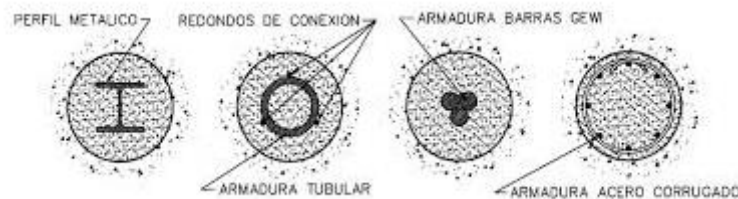


Figura 1.7 Clasificación del micropilote según el tipo de armadura

Fuente: (GEOCISA, 2008)

1.7.4 Anchored excavation methods (Sistema de Anclajes excavados)

Este método de anclaje cuenta únicamente con la resistencia del suelo para ofrecer la fuerza de anclaje.

1.7.4.1 Configuración de un sistema de anclajes excavados

La configuración de un sistema de anclajes puede ser presentada en 3 sistemas (Chang-Yu Ou, 2006).

- Sección fija, en donde el tirante se fija al terreno, llamado longitud de anclaje o bulbo.

- Sección libre, transferencia de la fuerza de anclaje a la cabeza del mismo, la cual no se encuentra fijada al terreno, permitiendo al tirante estirarse.
- La cabeza del anclaje bloquea a los tendones y transfiere la fuerza de anclaje a la estructura.

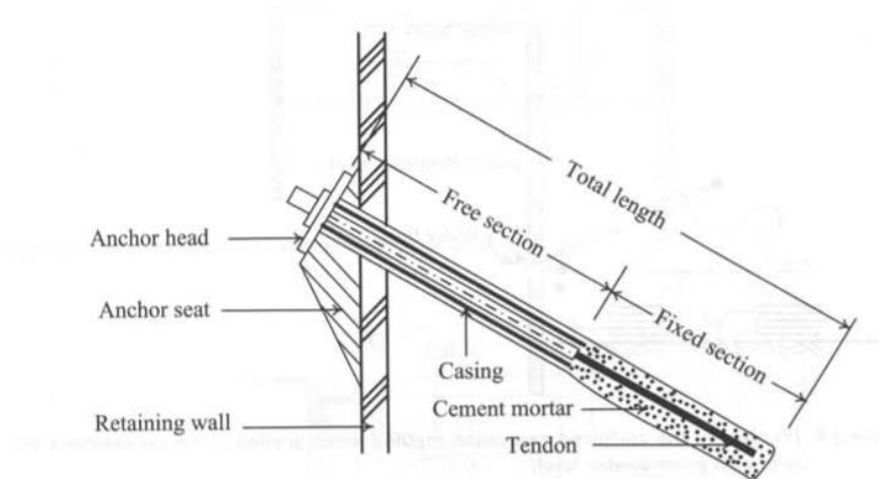


Figura 1.8 Configuración básica para un anclaje

Fuente: (Chang-Yu Ou, 2006)

1.7.4.1 Criterios de diseño a considerar en el diseño de Bulones inyectados.

Para el diseño de un sistema de anclaje se requiere conocer previamente los valores y dirección de esfuerzos ejercidos por la estructura a anclar, llamadas cargas nominales, para posteriormente diseñar las diferentes partes del anclaje, como tirante, longitud libre y longitud de bulbo, (Dirección General de Carreteras, 2003), para la segunda parte de este diseño, se presenta el siguiente cuadro, el cual es un extracto de la metodología propuesta en la Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera, presentada por el Ministerio de Fomento de España.

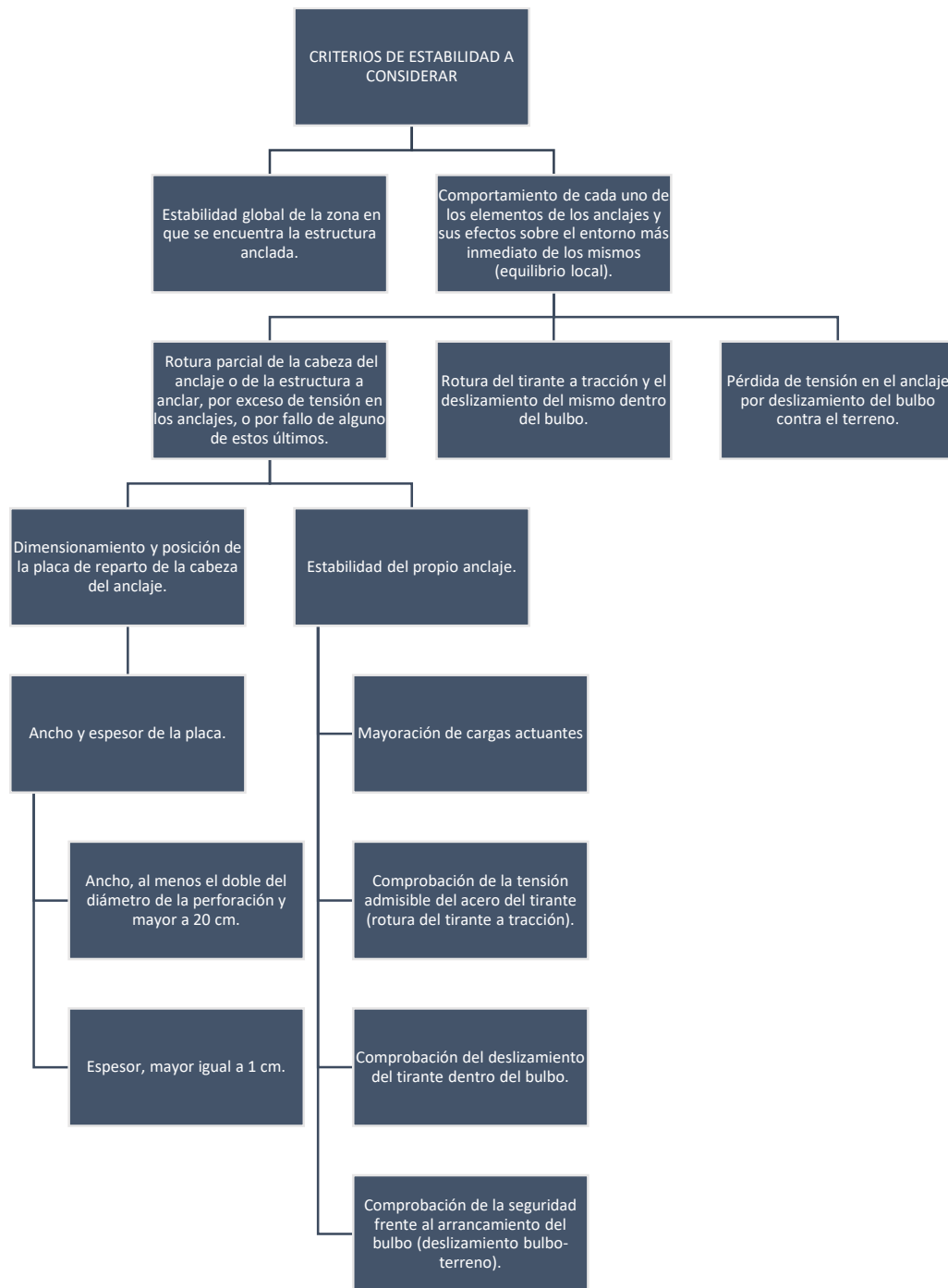


Figura 1.9 Metodología para el diseño de Bulones inyectados

Fuente: Propia

1.7.4.2 Bulones inyectados en Ecuador

Lo que se escribe a continuación es el producto de las experiencias y análisis efectuados por el docente Ing. Miguel Ángel Chávez, PhD., en su calidad de experto en Geotecnia.

El objetivo de construir e instalar bulones en terrenos que requieren estabilización mediante la ganancia de resistencia al corte es rellenar a presión mediante un lechada fluida y adherente todos los espacios vacíos que existen dentro del terreno a estabilizar.

Mediante la presión de inyección se logra que la lechada viaje por los intersticios, poros y otros espacios vacíos una lechada que al fraguarse tiene alta resistencia.

En el caso de rocas duras, la resistencia de la lechada debe ser de por lo menos el 5% de la cohesión de la roca dura, mientras que para rocas blandas la resistencia de la lechada puede llegar a ser mayor o igual que la cohesión de dichas rocas, por lo que se logra incrementar notablemente la resistencia al corte. En el caso concreto de conglomerados, estos materiales tienen espacios vacíos entre los bloques de roca que son duros y los rellenos de materiales, limos, arcillosos o arenosos, que funcionan de cementante por causa de los flujos internos que se dan en los conglomerados cuando crecen los caudales del río.

La construcción de bulones consiste en realizar una perforación que atraviese el cuerpo del conglomerado, perforación que debe ser neumática, con lo que se lavan los intersticios y así la lechada que se inyecta a presión llena dichos espacios vacíos y así mejorar la resistencia al corte.

Al colocar la barra de acero esta se fragua en toda su extensión con la lechada y de esta forma adquiere resistencia a la tensión y al cortante sirviendo al mismo tiempo de armadura al volumen del material inyectado.

Mediante pruebas de tensión se ha verificado que 1 barra de acero fraguada en un taladro inyectado (perforación) tiene resistencias que fluctúan entre 2 y 2.5 Kg/cm², además mediante análisis de estabilidad que utiliza el programa GeoSlope se establece que existe una ganancia de al menos el 60% en el factor de seguridad utilizando bulones inyectados.

1.7.5 Rocas y suelos blandos

1.7.5.1 Clasificación de los suelos

Los sistemas encargados de la clasificación de suelos tienen como finalidad de agrupar los suelos con características similares pueden ser catalogados en grupos, de acuerdo con sus propiedades mecánicas y a su comportamiento (Sáez, 2010). Los mecanismos para determinar la clasificación están basados en sus características generales de los suelos. Estos mecanismos se clasifican en 2 sistemas que se fundamentan principalmente en la granulometría y la plasticidad de los suelos. Los sistemas más utilizados actualmente son American Association of State Highway Officials (AASHTO) y el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). (Das, 2015)

- Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

Este método de clasificación está fundamentado en la distribución del tamaño de las partículas de suelo, del límite líquido y el índice de plasticidad. Y a su vez se basa en la gráfica de plasticidad. Donde este sistema cataloga los suelos en 2 grandes grupos:

- Suelos de grano grueso
Poseen más del 50% del peso del suelo retenido a través del Tamiz No. 200
- Suelos Finos
Poseen más del 50% del peso del suelo pasante a través del Tamiz No. 200

Criterio para la asignación de símbolos de grupo				Símbolos de grupo
Suelos de grano grueso Más de 50% retenido en el tamiz núm. 200	Gravas Más de 50% de fracción gruesa retenida en el tamiz núm. 4	Gravas limpias	$C_u \geq 4$ y $1 \leq C_c \leq 3^c$	GW
		Menos de 5% finos ^a	$C_u < 4$ y/o $1 > C_c > 3^c$	GP
	Arenas 50% o más de la fracción gruesa pasa tamiz núm. 4	Gravas con finos	$PI < 4$ o gráficos por debajo de línea "A" (figura 4.2)	GM
		Más de 12% finos ^{a,d}	$PI > 7$ y gráficos en o por encima de línea "A" (figura 4.2)	GC
	Limos y arcillas Límite líquido menor que 50	Inorgánico	$PI > 7$ y gráficos en o por encima de línea "A" (figura 4.2) ^e	CL
		Orgánico	$PI < 4$ o gráficos por debajo de línea "A" (figura 4.2) ^e	ML
Suelos de grano fino 50% o más pasa a través del tamiz núm. 200	Limos y arcillas Límite líquido 50 o más	Inorgánico	$\frac{\text{Límite líquido: secado}}{\text{Límite líquido: no secado}} < 0.75$; vea la figura 4.2; zona OL	OL
		Orgánico	Gráficos PI en o por encima de línea "A" (figura 4.2)	CH
	Suelos altamente orgánicos	Inorgánico	Gráficos PI por debajo de "A" línea (figura 4.2)	MH
		Orgánico	$\frac{\text{Límite líquido: secado}}{\text{Límite líquido: no secado}} < 0.75$; vea la figura 4.2; zona OH	OH
Materia orgánica principalmente, color oscuro y orgánico				Pt

Figura 1.10 Sistema unificado de suelo basado en el material que pasa por tamiz núm.75

Fuente: (Das, 2015)

- Sistema de clasificación American Association of State Highway Officials (AASHTO).

Este sistema de clasificación se apoya en los resultados del tamaño de las partículas, el límite líquido e índice de plasticidad obtenidos en el laboratorio. El método mencionado clasifica en materiales granulares y finos, y a partir de ellos se catalogan 7 grupos principales, como se muestra a continuación:

- Suelos granulares: 35% o menos del pasante del Tamiz N0. 200 comprende
 - A-1, si menos del 20% pasa el Tamiz No. 200 y menos del 50% pasa del Tamiz No. 40.
 - A-2, si menos del 35% pasa del Tamiz No. 200.
 - A-3, si menos del 10% pasa del Tamiz No. 200 y 51% o más pasa el Tamiz No. 40.
- Suelos finos: más del 35% pasa el Tamiz No. 200
 - A-4 si $IP \leq 10$ y $LL \leq 40\%$
 - A-5 si $IP \leq 10$ y $LL \geq 41\%$
 - A-6 si $IP \geq 11$ y $LL \leq 40\%$
 - A-7 si $IP \geq 11$ y $LL \geq 41\%$

Tabla 4.1 Clasificación de materiales de carreteras subrasantes

Clasificación general	Materiales granulares (35% o menos del total de la muestra pasada por el núm. 200)						
	A-1			A-2			
Grupo de clasificación	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7
Análisis de tamiz (porcentaje de paso)							
Núm. 10	50 máx.						
Núm. 40	30 máx.	50 máx.	51 mín.				
Núm. 200	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.
Características de la fracción de paso núm. 40							
Límite líquido				40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.
Índice de plasticidad	6 máx.		NP	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.
Tipos comunes de materiales significativos constituyentes	Fragmentos de roca, grava y arena		Arena fina	Limo o grava arcillosa y arena			
Clasificación general de la subrasante	Excelente a bueno						

Clasificación general	Materiales granulares (35% o menos del total de la muestra pasada por el núm. 200)				
	A-4		A-5	A-6	A-7
Grupo de clasificación					A-7-5* A-7-6†
Análisis de tamiz (porcentaje de paso)					
Núm. 10					
Núm. 40					
Núm. 200		36 mín.	36 mín.	36 mín.	36 mín.
Características de la fracción de paso núm. 40					
Límite líquido		40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.
Índice de plasticidad		10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.
Tipos comunes de materiales significativos constituyentes			Suelos limosos	Suelos arcillosos	
Clasificación general de la subrasante	Regular a malo				

Figura 1.11 Clasificación de materiales de carreteras subrasantes

Fuente: (Das, 2015)

1.7.5.2 Ciclo de las rocas y origen del suelo

La fase sólida de un agregado del suelo está conformada de granos minerales que son el producto de la intemperización y la erosión de la roca y cuyos tamaños varían en un intervalo muy amplio, en base a su origen, las rocas pueden dividirse en 3 tipos: ígneas, sedimentarias y metamórficas, cuyo ciclo de formación se muestra en el siguiente esquema. (Das, 2015)

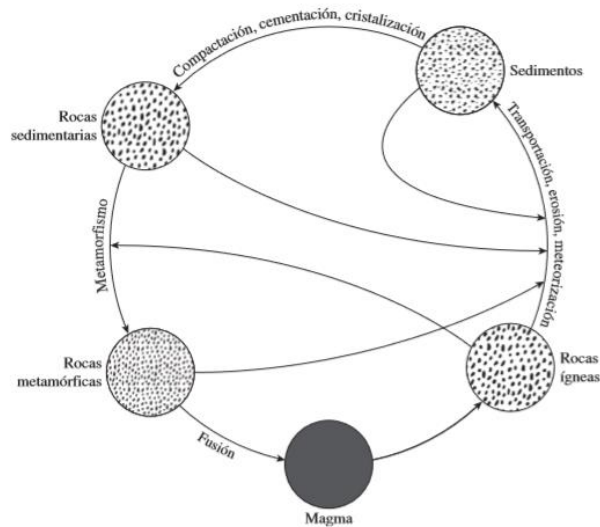


Figura 1.12 Ciclo de las rocas

Fuente: (Das, 2015)

1.7.5.3 Rocas sedimentarias

Conocidos así los depósitos de grava, arena, limo y arcilla formados por meteorización cuya compactación puede ser generada por presión de sobrecarga y cimentada por agentes como óxido de hierro, calcita, dolomita y cuarzo, el proceso de formación puede ser por proceso químico o por agentes cementantes.

Las rocas sedimentarias formadas por procesos químicos son conocidas como producto químico de rocas sedimentarias y pueden tener textura clástica o no clástica, mientras las formadas por agentes cementantes, los cuales son transportados generalmente en solución por agua subterránea que llenan los espacios entre las partículas se las conoce como rocas sedimentarias detríticas, las cuales presentan una textura clástica, algunos ejemplos de rocas sedimentarias detríticas son el conglomerado, areniscas, lutita y limolita. (Das, 2015).

1.7.5.4 Conglomerado

Se conoce como conglomerado a rocas sedimentarias detríticas de tamaño de partícula granular o grande, de 2 a 4 mm o más, si las partículas son angulares se lo conoce como brecha, se forma generalmente en ambiente fluvial y presenta

porosidad y permeabilidad altas si el grado de cementación es bajo, la naturaleza del cementante determina las propiedades del conglomerado.

1.7.6 Estudios de campo

1.7.6.1 Estudio Topográfico

Para el estudio topográfico en el presente proyecto fueron utilizados 2 tipos de fuentes, la primera propia, mediante mediciones planimétricas realizadas con cinta, tanto del área de interés, tales como, calles, distancia de viviendas cercanas a la línea base del mismo, entre otros, como de dimensiones del puente actual, además de la utilización de la topografía realizada con dron, realizada por (Arana Molina & Márquez Velasco, 2019), en su proyecto de materia integradora titulada como “Prediseño de un puente vehicular de 36m, sobre el Río Caluma, ciudad de Caluma, Provincia de Bolívar”, la cual consistió en fotografías sobrepuestas hasta lograr una posición estereoscópica, obteniendo una orto foto y finalmente la topografía.

1.7.6.2 Estudio Hidrológico

El estudio estará realizado en el sistema hidrográfico del cantón Caluma, en el cual su principal río es el San Antonio, cuyo nombre varía según la población que el mismo atraviesa, como es en el caso del cantón, tomando el nombre de río Caluma y posteriormente aguas abajo, Río Pita; El río San Antonio es resultado de la confluencia de los ríos Tablas y Charquiyacu que se unen al río Pacaná, de los cuales a su vez afluyen series de quebradas y esteros de importancia menor, formando pequeños subsistemas.

La red hidrográfica del cantón está integrada a la cuenca del Río Guayas, subcuenca del Río Babahoyo y a su vez a la microcuenca del Río Caluma.

Para el estudio hidrológico de la zona en estudio se utilizará a la estación meteorológica más cercada al Puente en diseño, como lo es la estación Caluma con Código M129, localizada en las coordenadas 689651 y 9820493 respectivamente y con la cual consta de precipitación máxima en un periodo de 24h.

1.7.6.2.1 Curvas IDF

Se denominan así a las curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia, las cuales resultan de la unión de puntos representativos de la intensidad media en intervalos de diferente duración, y correspondientes todos ellos a una misma frecuencia o periodo de retorno (Témez, 1987).

1.7.6.2.2 Tiempo de concentración

Se considera como el tiempo transcurrido desde que una gota de lluvia que cae en el punto más alejado de la cuenca llega a la sección o punto donde se interesa cuantificar el escurrimiento producido, se ha demostrado experimentalmente que este es característico de cada cuenca, es decir que es independiente de la configuración y magnitudes del aguacero. (Ministerio de Obras Públicas de España, 1987).

También se puede definir al tiempo de concentración como el tiempo necesario para que todos los puntos de la superficie de la cuenca contribuyan simultáneamente al caudal recibido en la salida. (Sánchez San Ramón, 2016)

CAPÍTULO 2

2. METODOLOGÍA

Para la solución de la problemática se planteó el diseño del estribo que soportará un puente tipo viga-losa de 36 metros de longitud por 11 metros de ancho.

Inicialmente se realizó un estudio hidrológico e hidráulico, con el fin de estimar el caudal máximo al que estará sometido el cauce del río en un periodo de retorno de 50 años, se realizaron 3 tipos de estimaciones, basadas 2 de ellas en la Intensidad máxima en un tiempo igual al tiempo de concentración y la última basada en un estudio realizado específicamente para cuencas pequeñas que no cuentan con mucha información, ecuación empírica que depende de la Precipitación.

Una vez obtenido y elegido el caudal de diseño, se procedió a analizar la socavación al pie del estribo derecho aguas abajo, debido a que visiblemente es detectable una socavación, para esto se utilizó la metodología propuesta por Artamonov.

El tipo elegido de estribo es el de viga cabezal con micropilotes, seleccionado como mejor alternativa de acuerdo con criterios descritos en la Tabla 2.17. El procedimiento de diseño se basa en la “Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera, 2005” y especificaciones de Carga por AASHTO LRFD 2014.

Para la estabilización de muro y estribo ya existente, y como solución a la socavación del lado derecho vista aguas abajo, se plantea el uso de bulones permanentes con inyección repetitiva y selectiva, con un ángulo de inclinación, y con varilla de acero como tirante, esto buscando que al darse por fases se aumente la capacidad del anclaje en la zona del bulbo.

2.1 Plan de trabajo

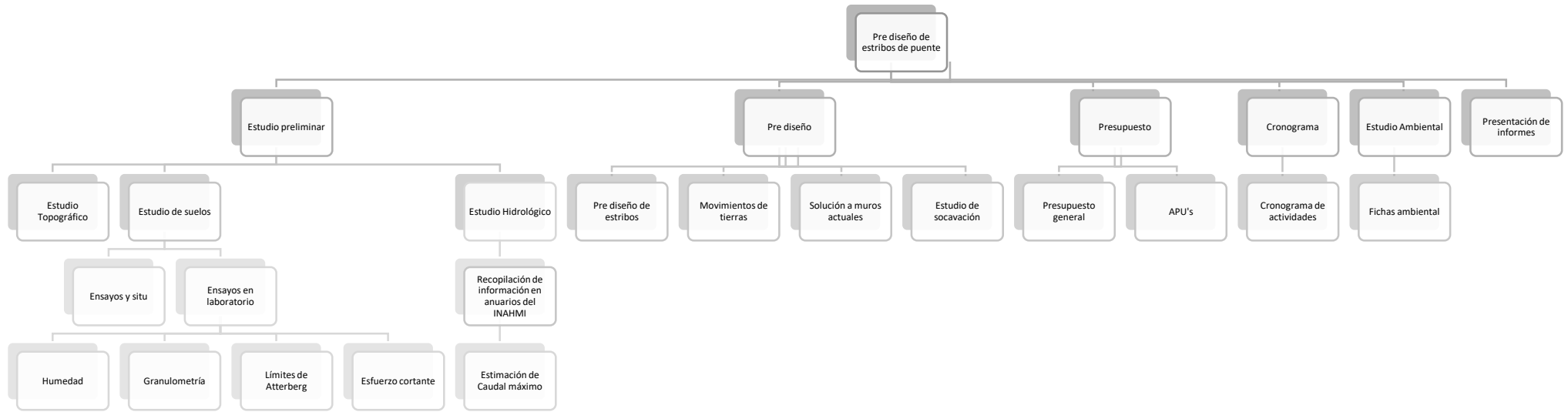


Figura 2.1 Plan de trabajo

Fuente: Propia

2.2 Reconocimiento de la zona

El día 28 de febrero del 2019 se realizó la primera visita de campo, con el fin de reconocer el lugar, observar daños en la estructura existente, fotografiar y hacer un levantamiento de las dimensiones.

La estructura existente de estribos tiene una altura aproximada de 5m, con socavación en su nivel de fundación, presenta además fisuraciones considerables por efecto del desgaste en el tiempo periodo de diseño

2.3 Recopilación de información

El día 27 de mayo se realizó una socialización con el Alcalde del Cantón, Ángel Pachala Llumiguano, con la finalidad de establecer alcances del proyecto, a requerimiento de las partes interesadas, además de solicitar permisos para llevar a cabo estudios in situ como son calicatas, las cuales permitieron la extracción de muestras alteradas e “inalteradas” para futuros análisis, con dicha finalidad se nos comunicó con el Director de Obras Públicas, Ing. Francisco Erazo, el cual nos proporcionó una retroexcavadora con operador.

Aquella reunión también fue aprovechada para la solicitar información de importancia del cantón, tales como planos de vías, sistema sanitario pluvial y sanitario, mapas de usos de suelo, redes hídricas entre otros, sin embargo debido al corto periodo de instalación de las autoridades actuales, no se nos pudo ser proporcionada, pero en su reemplazo fue proporcionado el Plan de desarrollo y ordenamiento territorial de Caluma 2014-2019, en el cual se encuentra información de vital importancia para la descripción General de la zona.

Para el tratamiento de datos y mapas realizados en GIS, fue utilizada información proporcionada por el Ing. Geo. Erwin Larreta, como lo fueron: shapes de cuencas, subcuencas y microcuencas, usos de suelos, perfiles geotécnicos, entre otros; Además de shapes extraídos de fuentes Institucionales como el INAHMI, para la localización de las estaciones automáticas y convencionales.

2.4 Descripción de los ensayos realizados

2.4.1 Calicatas

En un inicio se pensaban realizar 4 excavaciones en la calle transversal al puente, del lado derecho con vista aguas abajo, sin embargo, debido a que se realizó una inspección con el Ing. Francisco Erazo, Director de Obras públicas y con la Ing.

Amalia de la Cruz, quien es la encargada de la maquinaria disponible para obras de GAD, los cuales supieron decir que no era posible que las excavaciones sean realizadas en aquella zona, debido a la existencia de bordillos en la parte superior del talud a riveras de río, y por experiencias anteriores al realizar cualquier tipo de excavación en zonas cercanas (menor a 5 m) los mismos se veían afectados, sea por desprendimiento total o parcial.

Por lo cual como solución propusieron que las excavaciones sean realizadas en un terreno alejado a orillas del Río, tal como se indica en la siguiente figura.

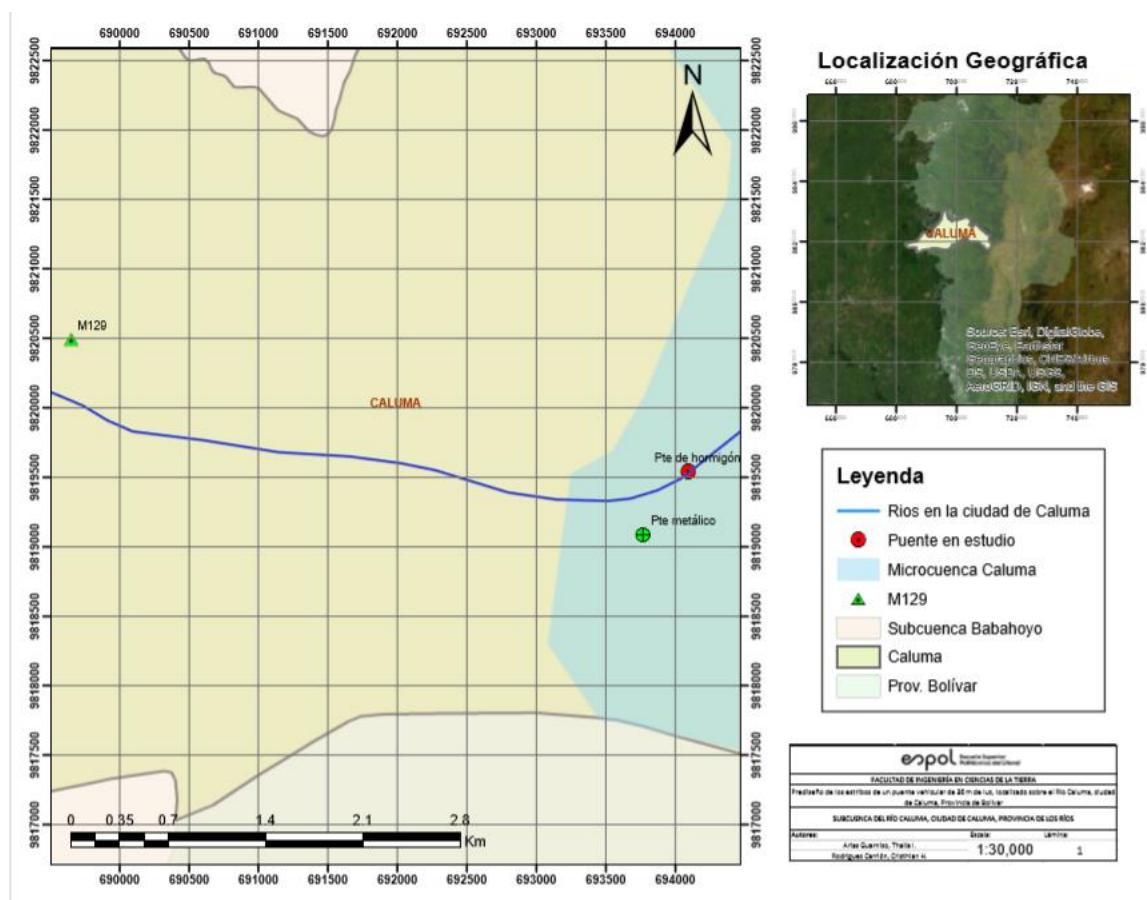


Figura 2.2 Localización de Puentes metálico y de hormigón en la ciudad de Caluma, proximidades en las que fueron realizadas las excavaciones para las calicatas.

Fuente: Propia.

En las proximidades del Puente metálico, fueron realizadas 3 excavaciones, del lado derecho del mismo en vista aguas abajo, sin embargo, las 2 primeras tuvieron que ser rechazadas debido a que el nivel freático se encontraba a menos de 2m, estas fueron realizadas a aproximadamente 3 metros de la orilla del río.

La tercera excavación se realizó a unos 7m a orillas del río, en la cual presencia de agua fue encontrada a aproximadamente 3,50 m y con una diferenciación de 2 capas visible de terreno natural, de la cual fueron extraídas muestras inalteradas y 2 pequeñas porciones de inalteradas, con la finalidad de ser ensayadas a un ensayo de corte directo.



Figura 2.3 Calicata realizada en cercanías del Puente Metálico, Ciudad de Caluma.

Fuente: Propia

Las siguientes muestras fueron extraídas no necesariamente de una calicata realizada por alguno de los involucrados, sino, que en frente del Puente Caluma, puente de hormigón, aproximadamente a 10m del mismo, lado derecho con vista aguas abajo, se está realizando la construcción de un muro estructural, debido a afectaciones a la residencia colindante por excavaciones no supervisadas del talud presente, el mismo día se encontraba el maestro a cargo y los obreros que laboraban en la obra, con los cuales se socializó acerca de la posibilidad de extraer muestra de su excavación, mostrándose positivos a la petición, logrando así la extracción de 2 muestras inalteradas y 2 alteradas.

En dicha excavación se presenciaba el mismo tipo de material de las excavaciones anteriores, en la cual predominaba material fino con pequeñas y casi escasas estructuras granulares y con nivel freático aproximado a 7 m del terreno natural.



Figura 2.4 Extracción de muestra frente el puente Caluma, en la excavación realizada para la construcción de un muro estructural

2.4.2 Ensayo granulométrico

Los ensayos granulométricos fueron realizados a muestras alteradas extraídas, 2 en las cercanías del Puente metálico y 2 del Puente de hormigón (Puente Caluma), cuyos resultados son mostrados posteriormente.

La codificación a manejar será C1, para las muestras extraídas en las cercanías del puente metálico y C2, para las extraídas cerca del puente de Hormigón.

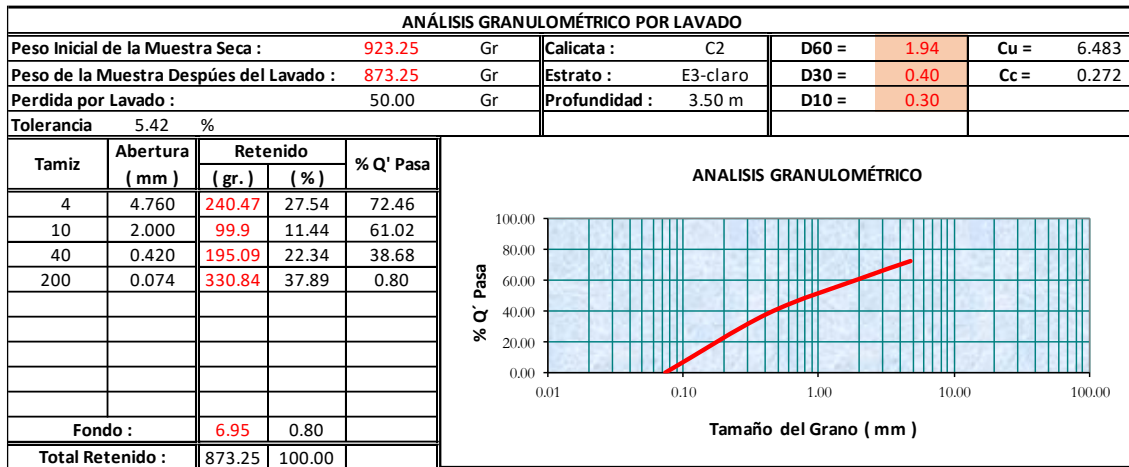
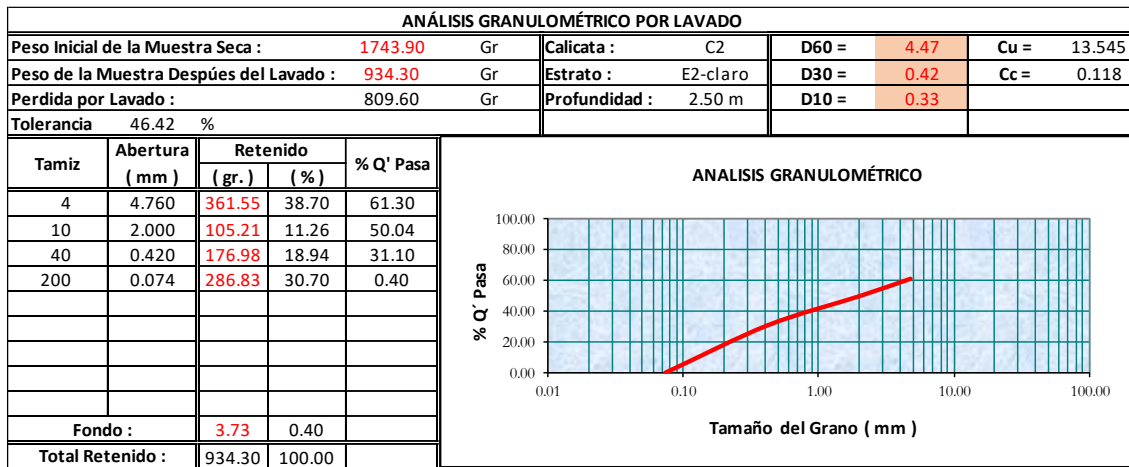
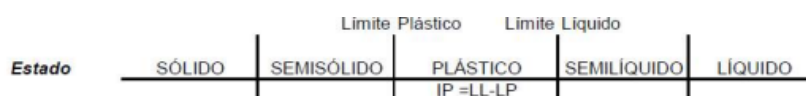


Figura 2.5 Ensayo granulométrico realizado a 2 muestras extraídas en las cercanías del Puente de hormigón

Fuente: Propia

2.4.3 Ensayo de límites de Atterberg

Realizado con la finalidad de obtener un rango de humedad en el cual el suelo se encuentra en un estado plástico. Y con ello poder clasificar el suelo según sus características mediante los sistemas de clasificación tanto con SUCS o AASHTO. Según su humedad el suelo se puede encontrar en cuatro estados de consistencia. Estos estados son:



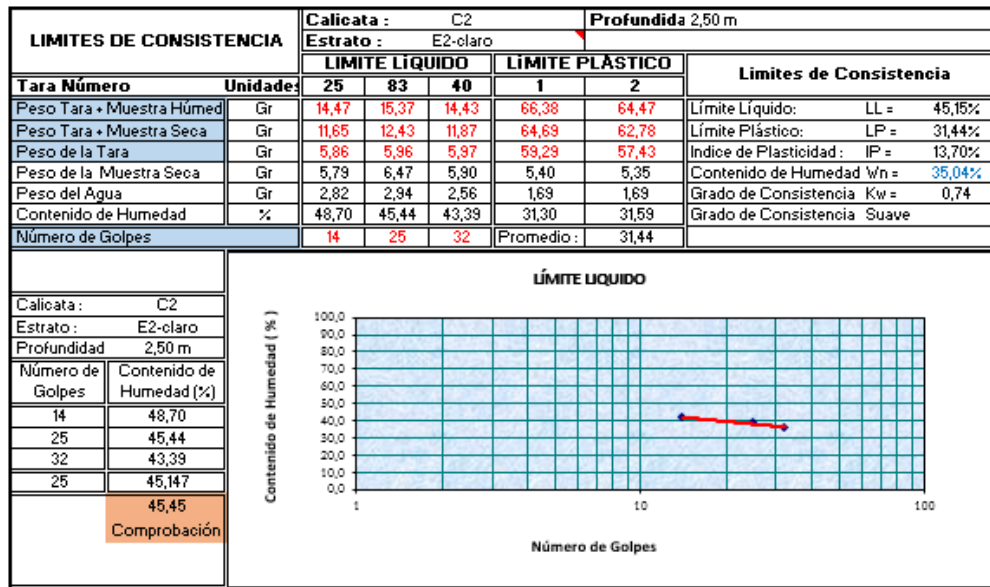


Figura 2.8 Límites de Consistencia para muestra 1, Calicata 2

Fuente: Propia

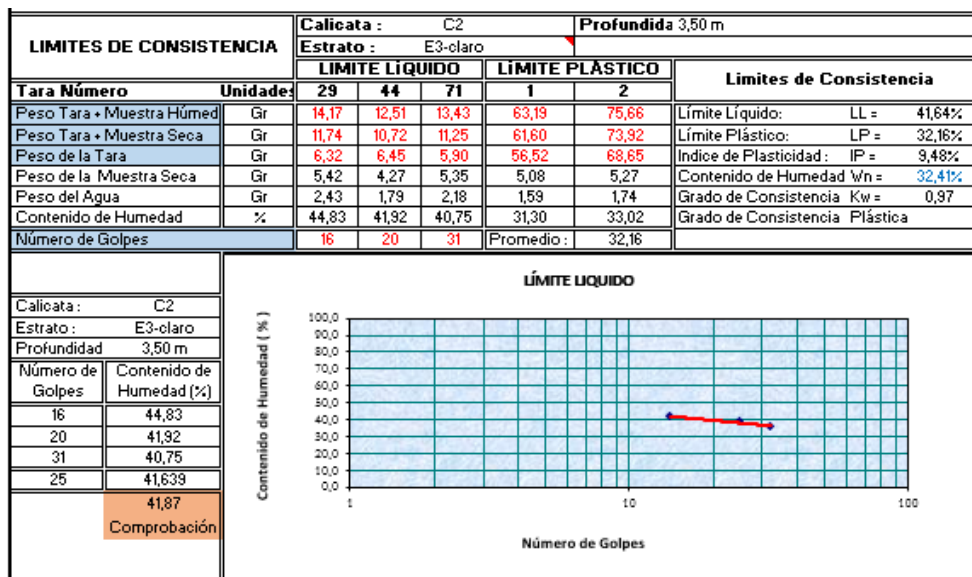


Figura 2.9 Límites de Consistencia para muestra 2, Calicata 2

Fuente: Propia

2.4.4 Ensayo de corte directo en suelo

El fin de este ensayo es determinar la resistencia al corte que posee una muestra suelo que se encuentra en una condición de consolidado y drenado. Donde este espécimen de estudio puede ser realizado en todos los tipos de suelos, siendo inalterada o remoldeada.

El ensayo de corte directo puede ser realizado bajo 2 tipos de condiciones, drenado y no drenado, las mismas que están relacionadas con la facilidad y velocidad con la que el agua puede moverse dentro o fuera del suelo, el dilema se concentra en que si la carga causa o no cambios en la presión de poros.

Se considera como condición drenada cuando el agua es capaz de fluir hacia adentro o hacia afuera de una masa de suelo tan rápidamente como cuando esta se carga o descarga, bajo estas condiciones los cambios en la carga no causan cambios en la presión de las partículas dentro del suelo. Alternativamente, una muestra de suelo puede alcanzar la condición de drenaje con el tiempo después de la carga, ya que los cambios en las presiones de poros causados por la carga se disipan, además debe tenerse en cuenta la diferencia existente entre suelo seco y suelo drenado, puesto que un suelo completamente saturado puede ser drenado, aunque sus vacíos estén completamente llenos de agua.

Bajo la condición no drenada no existe flujo de agua hacia dentro o fuera de la masa de suelo en respuesta a los cambios de carga, los mismos que causan cambios en la presión de poros porque el agua no puede moverse tan rápido como el suelo se carga o descarga, esta condición el periodo de persistencia de este tipo de condición dependerá de las propiedades de la masa de suelo. Con el tiempo, la masa de suelo pasará de no drenado a drenado una vez que los cambios de carga hayan sido detenidos y disipado las presiones de poro causadas por los mismos. (Duncan, Wright, & Brandon, 2014).

Una vez planteada la diferencia entre las condiciones drenada y no drenada, el ensayo de Corte directo realizado en las instalaciones del Laboratorio de Suelos del Campus Prosperina, ESPOL, fue en condiciones no drenadas, bajo la perspectiva del corto tiempo en el cual la muestra fue sometida al proceso de carga.

Cabe recalcar que el ensayo de corte directo fue realizado al cementante extraído como muestra del talud colindante con el sistema muro-estribo existente, el punto de extracción está localizado en las siguientes coordenadas (674100,

9819550), proceso que se dio a cabo en búsqueda de una mejor aproximación al comportamiento del conglomerado.



Figura 2.6 Lugar de extracción de las muestras del cementante

Idealmente la muestra debe ser inalterada, pero debido a las limitaciones de que la misma debe ser suficiente para 3 especímenes, cada uno tallado de tal manera que ajuste un molde de 3600 mm^2 con un espesor de 20 mm, y a la presencia de pequeños impurezas o material granular pequeño, esto no pudo ser realizado, por lo cual la muestra ensayada fue alterada, compactada y secada al ambiente.

Inicialmente se decidió hacer la compactación y secado en la misma caja de corte, sin embargo, esto no dio resultados positivos, debido a la contracción sufrida por la muestra después del secado, dejando aproximadamente 2mm de separación entre la muestra y el molde.

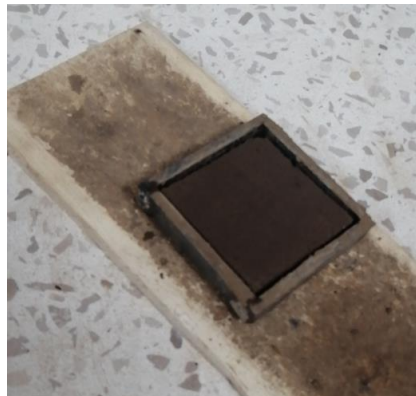


Figura 2.7 Muestra compactada y secada directamente en la caja de corte

Como medida alternativa se procedió a elaborar 3 moldes con dimensiones internas de 6.5x6.5x2 cm, conociendo que la caja de corte es de 6x6x2cm, el medio centímetro extra, fue para compensar la contracción experimentada por la muestra después de ser compactada y secada al ambiente.

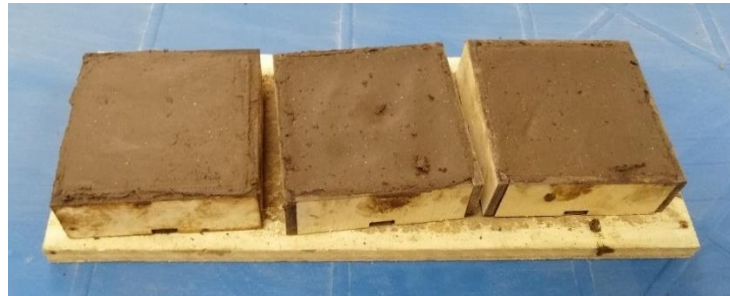


Figura 2.8 Muestra de cementante colocada en moldes, previo a secado.



Figura 2.9 Muestra de cementante post secado al ambiente y molde utilizado



Figura 2.10 Muestras de cementante después de secado al ambiente

Al traspasar las muestras de cementante a la caja de corte el tallado requerido fue mínimo, evitando así errores en los resultados a causa del no llenado completo de la caja de corte, posteriormente se muestran los resultados obtenidos, la ecuación lineal ajustada a la gráfica Esfuerzo cortante máx. vs Esfuerzo normal, es $y=0.6632X+50.945$.

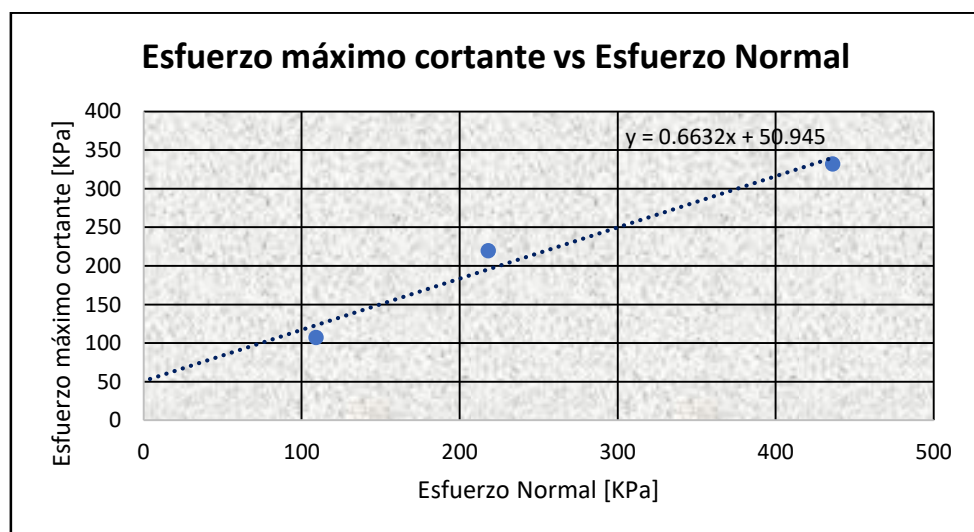


Figura 2.11 Resultados de ensayo de corte al cementante

Fuente: Propia

2.4.5 Porcentaje de humedad y Peso Específico

Contenido de Humedad		Calicata: C1 Estrato: E2-oscuro Profundidad: 1.50	Calicata: C1 Estrato: E3-claro Profundidad: 2.50	Calicata: C1 Estrato: E3-claro Profundidad: 2.50	Calicata: C2 Estrato: E2-claro Profundidad: 2.50	Calicata: C2 Estrato: E3-claro Profundidad: 3.50
Tara Número	Unidades	1	2	3	4	5
W Tara + muestra húmeda	gr	80.03	69.36	77.59	78.16	76.95
W Tara + muestra seca	gr	75.15	66.82	72.87	71.99	72.02
W Tara	gr	56.82	54.26	55.64	54.38	56.81
W muestra seca	gr	18.33	12.56	17.23	17.61	15.21
W agua	gr	4.88	2.54	4.72	6.17	4.93
Contenido de Humedad	%	26.62%	20.22%	27.39%	35.04%	32.41%

Peso Específico		Calicata: C1 Estrato: E2-oscuro Profundidad: 1.50	Calicata: C1 Estrato: E3-claro Profundidad: 2.50	Calicata: C1 Estrato: E3-claro Profundidad: 2.50	Calicata: C2 Estrato: E2-claro Profundidad: 2.50	Calicata: C2 Estrato: E3-claro Profundidad: 3.50
Tara Número	Unidades	1	2	3	4	5
W muestra inalterada	gr	23.9	43.37	39.56	54.66	53.23
W muestra + parafina	gr	30.63	44.57	52.37	61	58.5
W m + p _sumergido	gr	9.74	20.47	18.43	23.91	23
V parafina	cm3	8.41	1.50	16.01	7.93	6.59
V muestra + parafina	cm3	20.95	24.17	34.04	37.20	35.61
V muestra	cm3	12.54	22.67	18.03	29.28	29.02
Peso específico húmedo	gr/cm3	1.91	1.91	2.19	1.87	1.83
Peso específico seco	gr/cm3	1.51	1.59	1.72	1.38	1.39
Relacion de vacios (e):	-	0.40	0.32	0.47	0.48	0.45
Gravedad específica (Gs):	gr/cm3	2.51	2.35	3.26	2.68	2.51
Peso específico saturado	gr/cm3	2.08	2.02	2.54	2.13	2.04

Figura 2.12 Contenido de Humedad y Peso específicos de las muestras

Fuente: Propia

2.5 Estudio hidrológico e hidráulico

El presente apartado tiene como finalidad la estimación del caudal para el diseño de los estribos del nuevo Puente Caluma, para lo cual pueden ser planteadas actuaciones diversas, tales como precipitaciones reales o supuestas, debido a que no se cuenta con la disponibilidad de caudales reales, en el cual se calculan los caudales generados por precipitaciones reales o una atormenta de diseño, si se va a construir una obra civil, debe hacerse sobre caudales teóricos que se producirían en un determinado periodo de retorno, usualmente 25, 50 o 100 años. (Sánchez San Ramón, 2016).

Como se mencionó anteriormente, a falta de caudales reales, se utilizará la información pluviométrica para estimar crecidas de frecuencia, datos proporcionados por el Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAHMI), véase Tabla 2.1, es importante señalar que, al disponer de un pluviómetro, sólo se podrá conocer la intensidad media en 24h, lo cual puede inducir a grandes errores, ya que usualmente las lluvias de corta duración son las más intensas. (Pizarro, Flores, Sanguaneza, & Martínez).

Tabla 2.1 Datos de estación Pluviométrica, estación Caluma M129
Estación Pluviométrica M129

Coordenada X [m]:		689651											
Coordenada Y [m]:		9820493											
DATOS DE : PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 Hrs. (mm)													
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	MAX (Xi)
1964	77.9	46.5	121	53	12.1	5.8	1.8	1.4	0.5	5.4	6.5	34.8	120.6
1965	80.8	147	65.2	77.8	59.1	23.8	17.4	2.7	2.4	5.5	3	48	147.3
1966	57.6	71	97	46.8	19.2	3	8.26	5.8	9.16	8.5	24.9	51.7	97
1967	78.4	61	93	37.4	10.6	3.6	2.1	1.4	5.2	2	0.8	8.1	93
1968	46.9	35	81.7	46.8	6.4	5.7	0.5	8.54	5.5	7	5.4	27.6	81.7
1969	69.2	49.3	87.8	86.2	61.7	42	12.3	14.2	5.6	2.6	3.6	27.6	87.8
1970	105	38.5	61.4	77.7	132	16	4.6	0.6	3.5	1.6	18	12	131.9
1971	23.5	108	80.6	74.3	20.1	49.3	0.4	0.5	4.1	30	10	61.2	107.9
1972	104	92.5	98.7	52.8	55.4	57	12.3	10.1	13	19.4	8.4	97.2	103.7
1973	77.9	107	103	61	62.8	15.4	2.8	4.1	6.4	12.2	26	12.8	107.3
1974	49.6	52.1	89.9	52.9	53.6	7.7	1.6	0.2	5.7	3.2	26.2	56.7	89.9
1975	72.1	95.9	70.1	42.1	27.7	29.1	4.1	3.3	2.6	11.9	3.5	21.3	95.9
1976	77.9	117	127	108	40	19.6	5.3	7.2	3.8	2.2	12.6	32.1	126.9
1977	74.8	88.8	104	59	21.3	21.9	8.5	2.3	25.6	2.8	11	49.7	104.2
1978	71.5	84.4	75.4	120	53.9	6	4.7	19.8	12.3	25	10.6	20.5	120.2
1979	55.5	75.6	93.7	78.9	24.1	15.9	6	1.4	8.7	4.6	3	6	93.7
1980	39.5	79.7	44.4	99.1	35.9	6.5	3	3.7	5.4	10.5	20.5	22.4	99.1
1981	48.5	75.4	75	48.7	30.3	7.2	10.5	6	4.3	4.8	4.3	36.5	75.4
1982	90	77.1	50.4	50.2	43.9	0.9	0.5	0.4	24.5	65.1	108	99.6	107.9
1983	77.8	93.2	85.1	148	110	58.4	69	28.5	57.3	25.6	64	68.7	147.8
1984	46.5	89.6	91.7	65.6	8.4	17	8.3	19.7	21.5	12.3	51.5	33.3	91.7
1985	91.7	49.5	102	78.5	13.3	12	10.3	10	12	0	21.5	0	102.4
1986	82.1	78.7	86.4	124	14.3	7	6	10	14.8	16.8	16.8	67	124.4
1987	124	78.7	38	77.8	135	10	9.6	5.3	3	10	8.4	27.4	134.6
1988	196	112	74.1	341	75.8	5.6	13.1	6.5	5.6	6.4	6.6	25.6	341.2
1989	171	176	176	119	76	9.8	5.2	6	5.3	6.8	6.6	36.5	176.4
1990	34.5	55.6	39	1.8	0	2.7	9.5	62.8	9.16	12.5	21.2	36.5	62.8
1991	52	61	89.1	48.7	61.4	0	0	8.54	9.16	12.5	21.2	36.5	89.1
1992	201	64.9	113	92.4	62.4	26.2	15.5	3.5	4.2	2.5	16.8	17.4	200.5
1993	46.6	67.8	169	56.2	7.3	65.8	8.9	7.2	4.2	2.6	89.4	36.5	169
1994	120	52.1	73.4	87.2	40.7	6.8	0	0	3.4	60.6	21.2	36.5	120.2
1995	69.2	68.5	86.5	111	8.4	3.1	13.2	8.9	2.4	9.2	41.7	20.5	110.6
2006	58.7	112	97.2	50	41	3.4	1	1.5	9.16	12.5	21.2	36.5	111.5
2007	19.9	42.3	17.5	4.1	0.8	4.1	10	18	9.16	12.5	21.2	36.5	42.3
2008	56.4	70.6	92	91.4	33.6	11.8	4.5	15	4.4	13.4	21.2	36.5	92
2009	75.8	63	41.4	37.5	18	0.7	5.7	8.54	9.16	12.5	21.2	36.5	75.8
2010	62.5	74	44	70.7	48	7	9	2.3	6.9	10	5.5	36.5	74

Fuente: INAHMI

2.5.1 Estimación de curvas IDF

Para el tratamiento de datos en hidrología suelen ser realizados cálculos estadísticos, estos a partir de series históricas de más de 20 valores, teniendo en consideración que la mayor fiabilidad de las deducciones se dará a mayor cantidad de estos. El tratamiento estadístico dependerá del tipo de dato a tratar, pudiendo ser valores medios o valores extremos. (Sánchez San Román, 2013).

Respecto a las variables hidrológicas involucradas, se conoce que las series de precipitaciones y caudales máximas, es decir valores extremos, no pueden ser ajustadas a distribuciones normales, sino, distribuciones extremas tales como la función Ganma, función Pearson, logarítmica-normal, Gumbel, entre otras. (Mintegui Aguirre & López Unzu, 1990), lo cual generalmente se debe a la escasez de registros, lo cual hace imposible determinar la distribución de frecuencias más apropiada para analizar las probabilidades asociadas a crecientes, siendo las más utilizadas la de log-Pearson, Tipo III y la comúnmente llamada distribución de Gumbel, esta última siendo la que más se ajusta a series de valores de precipitaciones máximas horarias o diarias según (Linsley, Kohler, & Paulus, 1977).

Debido a lo anteriormente establecido, se realizó un análisis de valores extremos mediante una distribución de Gumbel, cuya probabilidad que un valor "x" no sea excedido es la siguiente:

$$F_{(x)} = e^{-e^{\left(\frac{x-u}{\alpha}\right)}} \quad (2.1)$$

$$\alpha = \frac{S_x}{\sigma_y} \quad (2.2)$$

$$\mu = \bar{x} - u_y \alpha \quad (2.3)$$

Tabla 2.2 Valores de variables utilizadas en distribución de Gumbel

No. de datos	u_y	σ_y
10	0.4952	0.9496
15	0.5128	1.0206
20	0.5236	1.0628
25	0.5309	1.0914
30	0.5362	1.1124
35	0.5403	1.1285
40	0.5436	1.1413
45	0.5463	1.1518
50	0.5485	1.1607
55	0.5504	1.1682
60	0.5521	1.1747
65	0.5535	1.1803
70	0.5548	1.1854
75	0.5559	1.1898
80	0.5569	1.1938
85	0.5578	1.1974
90	0.5586	1.2007
95	0.5593	1.2037
100	0.5600	1.2065

Fuente: (Sánchez San Román, 2013)

$$\bar{x} = \frac{\sum x_i}{n} \quad (2.4)$$

$$S_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n - 1}} \quad (2.5)$$

Tabla 2.3 Valores de precipitación máxima en 24h por año

No.	AÑO	MAX (Xi)	(Xi-Xm)^2
1	1964	120.6	30.55
2	1965	147.3	1038.58
3	1966	97	326.63
4	1967	93	487.22
5	1968	81.7	1113.76
6	1969	87.8	743.82
7	1970	131.9	283.15
8	1971	107.9	51.45
9	1972	103.7	129.34
10	1973	107.3	60.42
11	1974	89.9	633.68
12	1975	95.9	367.60
13	1976	126.9	139.88
14	1977	104.2	118.22
15	1978	120.2	26.29
16	1979	93.7	456.80
17	1980	99.1	255.14
18	1981	75.4	1573.94
19	1982	107.9	51.45
20	1983	147.8	1071.06
21	1984	91.7	546.30
22	1985	102.4	160.60
23	1986	124.4	86.99
24	1987	134.6	381.30
25	1988	341.2	51133.43
26	1989	176.4	3761.00
27	1990	62.8	2732.46
28	1991	89.1	674.60
29	1992	200.5	7297.78
30	1993	169	2908.12
31	1994	120.2	26.29
32	1995	110.6	20.01
33	2006	111.5	12.77
34	2007	42.3	5295.91
35	2008	92	532.36
36	2009	75.8	1542.37
37	2010	74	1686.99
Suma			87758.25
\bar{x}			115.072973
Sx			49.37336579

Como puede observarse el valor de la desviación estándar es relativamente alto, lo cual indica que existe una variabilidad alta en los datos de la muestra, por lo cual se procedió a realizar un análisis de datos dudosos, el cual consiste en determinar los límites de confianza correspondiente al rango superior e inferior de las muestras, es decir, en eliminar datos que se alejen significativamente de la tendencia de la información restante, proceso realizado basados en la metodología propuesta en el libro Hidrología aplicada por Ven Te Chow, en el cual si la asimetría de los datos es mayor que +0.4, se realiza un análisis de datos dudosos altos, mientras que para asimetría menor de -0.4, se consideran pruebas para detectar datos dudosos bajos.

La asimetría se mide mediante el coeficiente de sesgo, dado por:

$$As = \frac{\bar{x} - moda}{S_x} \quad (2.6)$$

Los valores extremos, están dados por las siguientes ecuaciones:

$$y_H = \bar{y} + K_n S_x \quad (2.7)$$

$$y_L = \bar{y} - K_n S_x \quad (2.8)$$

Tabla 2.4 Valores de Kn para la prueba de datos dudosos

Muestra	Kn	Muestra	Kn
10	2.036	38	2.661
11	2.088	39	2.671
12	2.134	40	2.682
13	2.175	41	2.692
14	2.213	42	2.7
15	2.247	43	2.71
16	2.279	44	2.719
17	2.309	45	2.727
18	2.335	46	2.736
19	2.361	47	2.744
20	2.385	48	2.753
21	2.408	49	2.76
22	2.429	50	2.768
23	2.448	55	2.804
24	2.467	60	2.837
25	2.486	65	2.866
26	2.502	70	2.893
27	2.519	75	2.917

28	2.534	80	2.94
29	2.549	85	2.961
30	2.563	90	2.981
31	2.577	95	3
32	2.591	100	3.017
33	2.604	110	3.049
34	2.616	120	3.078
35	2.628	130	3.104
36	2.639	140	3.129
37	2.65	-	-

Fuente: (Ven Te Chow, Maidment, & Mays, 1994)

Para la primera iteración se tiene:

Moda 107.90
As 0.145 Ambos limites

\bar{y} 2.061
 K_n 2.65
 y_H 132.90
 y_L -128.78

Tabla 2.5 Ajuste de datos – Iteración 1

DATOS DE: PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 Hrs. (mm)			Iteración 1
No.	AÑO	MAX (Xi)	Dudoso
1	1964	120.6	1
2	1965	147.3	0
3	1966	97	1
4	1967	93	1
5	1968	81.7	1
6	1969	87.8	1
7	1970	131.9	1
8	1971	107.9	1
9	1972	103.7	1
10	1973	107.3	1
11	1974	89.9	1
12	1975	95.9	1
13	1976	126.9	1
14	1977	104.2	1
15	1978	120.2	1

16	1979	93.7	1
17	1980	99.1	1
18	1981	75.4	1
19	1982	107.9	1
20	1983	147.8	0
21	1984	91.7	1
22	1985	102.4	1
23	1986	124.4	1
24	1987	134.6	0
25	1988	341.2	0
26	1989	176.4	0
27	1990	62.8	1
28	1991	89.1	1
29	1992	200.5	0
30	1993	169	0
31	1994	120.2	1
32	1995	110.6	1
33	2006	111.5	1
34	2007	42.3	1
35	2008	92	1
36	2009	75.8	1
37	2010	74	1

Fuente: Propia

Con lo cual se procedió a eliminar los datos aberrantes, dando paso a la segunda iteración.

n	30		\bar{y}	2.061
\bar{x}	98.03		K_n	2.65
S_x	19.87		y_H	132.90
Moda	107.90		y_L	-128.78
As	-0.497	Límite inferior		

Tabla 2.6 Ajuste de datos – Iteración 2

DATOS DE: PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 Hrs. (mm)			Iteración 1	Iteración 2
No.	AÑO	MAX (Xi)	Dudoso	Dudoso
1	1964	120.6	1	1
2	1966	97	1	1
3	1967	93	1	1
4	1968	81.7	1	1
5	1969	87.8	1	1
6	1970	131.9	1	1
7	1971	107.9	1	1
8	1972	103.7	1	1
9	1973	107.3	1	1
10	1974	89.9	1	1
11	1975	95.9	1	1
12	1976	126.9	1	1
13	1977	104.2	1	1
14	1978	120.2	1	1
15	1979	93.7	1	1
16	1980	99.1	1	1
17	1981	75.4	1	1
18	1982	107.9	1	1
19	1984	91.7	1	1
20	1985	102.4	1	1
21	1986	124.4	1	1
22	1990	62.8	1	1
23	1991	89.1	1	1
24	1994	120.2	1	1
25	1995	110.6	1	1
26	2006	111.5	1	1
27	2007	42.3	1	1
28	2008	92	1	1
29	2009	75.8	1	1
30	2010	74	1	1

Fuente: Propia

Quedando así los valores de la muestra dentro del rango de ajuste, es decir, sin datos con comportamiento aberrantes a la muestra, quedando un total de 30 datos a analizar mediante la función de Gumbel, pero previamente se debe realizar el despeje de variable de interés x .

$$F(x) = e^{-e\left(\frac{x-u}{\alpha}\right)}$$

$$\ln(F(x)) = -e^{-\frac{x-u}{\alpha}}$$

$$-\ln(\ln(F(x))) = -\frac{x-u}{\alpha}$$

Por facilidad de cálculos, se le llamará a la primera parte de la ecuación Y_t .

$$Y_t = -\ln(\ln(F(x))) \quad (2.9)$$

$$Y_t = -\frac{x_T - u}{\alpha}$$

Despejando la variable de interés:

$$x_T = u - \alpha Y_t \quad (2.10)$$

Nuestra variable de interés, $F(x)$, representa a una función relacionada con la probabilidad de ocurrencia de fenómenos, la cual, a su vez está asociada con el concepto de periodo de retorno o recurrencia del evento en consideración T . (Rojo Hernández)

Por definición un evento extremo ocurre si una variable X es mayor o igual que un cierto nivel, la probabilidad de ocurrencia $P(x)$ de un evento cualquiera es el inverso de su periodo de retorno:

$$P(x) = \frac{1}{T} \quad (2.11)$$

Con lo cual se puede establecer el periodo de retorno como:

$$T = \frac{1}{P(x)}$$

Cuando se habla de eventos extremos máximos, la probabilidad de interés es la probabilidad de excedencia de un evento, es decir:

$$G(x) = 1 - F(x) \quad (2.12)$$

Por lo cual, podríamos establecer la siguiente ecuación para el periodo de retorno para el caso de eventos máximos como:

$$T = \frac{1}{1 - F(x)} \quad (2.13)$$

Despejando la función de interés F(x):

$$F(x) = \frac{T - 1}{T} \quad (2.14)$$

Reemplazando F(x), en la Ecuación 2.9, se tiene:

$$Y_t = -\ln\left(\ln\left(\frac{T - 1}{T}\right)\right) \quad (2.15)$$

Trabajando sobre la muestra, se tiene:

$$\begin{aligned} \sigma_y & 1.1124 \\ u_y & 0.5362 \\ \alpha & 17.8649 \\ \mu & 88.4508 \end{aligned}$$

Tabla 2.7 Aplicación del Método de Gumbel

	Variable Reducida	P [mm]	Prob. De ocurrencia	P[mm] corregida
Pr	Y_t	x_T	F(x)	x_T' (mm)
2	0.3665	94.9986	0.5000	107.3484
5	1.4999	115.2471	0.8000	130.2293
10	2.2504	128.6535	0.9000	145.3784
25	3.1985	145.5924	0.9600	164.5194
50	3.9019	158.1587	0.9800	178.7193
75	4.3108	165.4627	0.9867	186.9728
100	4.6001	170.6322	0.9900	192.8143
500	6.2136	199.4565	0.9980	225.3858

Fuente: Propia

A la precipitación obtenida, mostrada en la columna 3, se le aplicó un factor de incremento del 13%, L. L. Weiss (1964), establece que los resultados de un análisis probabilístico llevado a cabo con lluvias máximas anuales tomadas en un único y fijo intervalo de observación, comprendido entre 1 y 24 horas de duración, al ser ajustados por este incremento, llevan a magnitudes más aproximadas a las obtenidas en un análisis fundamentado en lluvias máximas verdaderas. (Campos Aranda, 1992)

Posteriormente se procedió a realizar una redistribución de las precipitaciones máximas, a diferentes intervalos de tiempo, para cada uno de los periodos de retornos considerados, para esto, a cada valor se las multiplicó por coeficientes de duración, según corresponda, según la tabla presentada en el Manual para el diseño de carreteras pavimentadas de bajo volumen de tránsito, por el Ministerio de Transporte y Comunicaciones del Perú.

Tabla 2.8 Coeficientes de redistribución de lluvias para periodos entre 48h y 1h

Duración de la precipitación en horas	Coeficiente
1	0.25
2	0.31
3	0.38
4	0.44
5	0.50
6	0.56
8	0.64
10	0.73
12	0.79
14	0.83
16	0.87
18	0.90
20	0.93
22	0.97
24	1
48	1.32

Fuente: (Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú, 2008)

Tabla 2.9 Precipitaciones máximas para diferentes tiempos de duración y periodos de retornos

Duración [h]	Coef.	2 años	5 años	10 años	25 años	50 años	75 años	100 años	500 años
24	1.00	107.35	130.23	145.38	164.52	178.72	186.97	192.81	225.39
18	0.90	96.61	117.21	130.84	148.07	160.85	168.28	173.53	202.85
12	0.79	84.81	102.88	114.85	129.97	141.19	147.71	152.32	178.05
8	0.64	68.70	83.35	93.04	105.29	114.38	119.66	123.40	144.25
6	0.56	60.12	72.93	81.41	92.13	100.08	104.70	107.98	126.22
5	0.50	53.67	65.11	72.69	82.26	89.36	93.49	96.41	112.69
4	0.44	47.23	57.30	63.97	72.39	78.64	82.27	84.84	99.17
3	0.38	40.79	49.49	55.24	62.52	67.91	71.05	73.27	85.65
2	0.31	33.28	40.37	45.07	51.00	55.40	57.96	59.77	69.87
1	0.25	26.84	32.56	36.34	41.13	44.68	46.74	48.20	56.35

Fuente: Propia

Una vez conocida las precipitaciones máximas para diferentes tiempos de duración y periodos de retorno, se genera una tabla que registre los valores de las intensidades máximas, para los mismos periodos de duración y frecuencia.

$$I = \frac{P \text{ (mm)}}{t_{\text{duración}} \text{ (h)}} \quad (2.16)$$

Tabla 2.10 Intensidades máximas para diferentes tiempos de duración y periodos de retornos [mm/h]

Duración [h]	2 años	5 años	10 años	25 años	50 años	75 años	100 años	500 años
24	4.47	5.43	6.06	6.85	7.45	7.79	8.03	9.39
18	5.37	6.51	7.27	8.23	8.94	9.35	9.64	11.27
12	7.07	8.57	9.57	10.83	11.77	12.31	12.69	14.84
8	8.59	10.42	11.63	13.16	14.30	14.96	15.43	18.03
6	10.02	12.15	13.57	15.36	16.68	17.45	18.00	21.04
5	10.73	13.02	14.54	16.45	17.87	18.70	19.28	22.54
4	11.81	14.33	15.99	18.10	19.66	20.57	21.21	24.79
3	13.60	16.50	18.41	20.84	22.64	23.68	24.42	28.55
2	16.64	20.19	22.53	25.50	27.70	28.98	29.89	34.93
1	26.84	32.56	36.34	41.13	44.68	46.74	48.20	56.35

Fuente: Propia

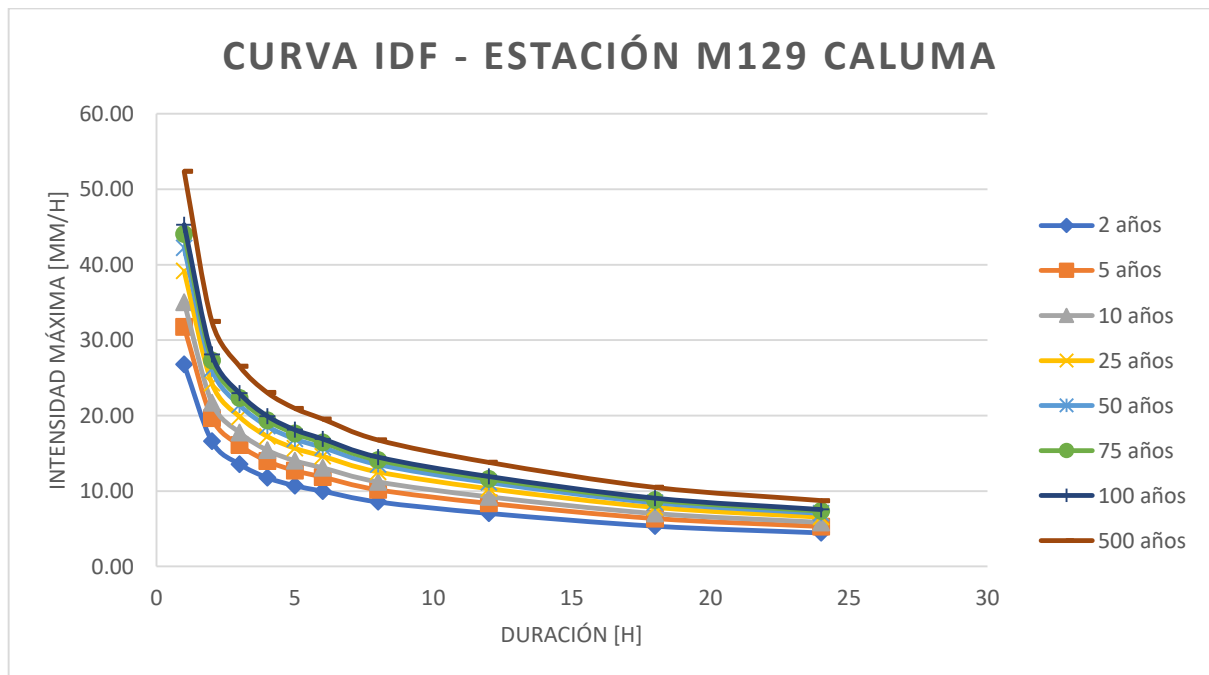


Figura 2.13 Curvas IDF para la estación M129, Caluma.

Fuente: Propia

2.5.2 Estimación del Caudal máximo

A causa de la falta de equipo y las características del río Caluma en la zona de estudio, el cual presenta un flujo turbulento con pequeños saltos hidráulicos, se procedió a realizar 3 estimaciones empíricas del caudal máximo, en el punto de interés. Todas las metodologías aplicadas están basadas en la relación existente entre la precipitación y la escorrentía, el Método Racional, Método racional modificado y finalmente la fórmula propuesta por la Revista Ciencia UNEMI, siendo esta última un estudio realizado exclusivamente a Ecuador.

Previo a la aplicación de cada una de las metodologías, fueron realizadas láminas, tales como: Delimitación de la Microcuenca Caluma, Curvas de nivel en la Microcuenca Caluma y Uso de suelo en la microcuenca Caluma, todas estas pueden ser encontradas en el Apéndice A.

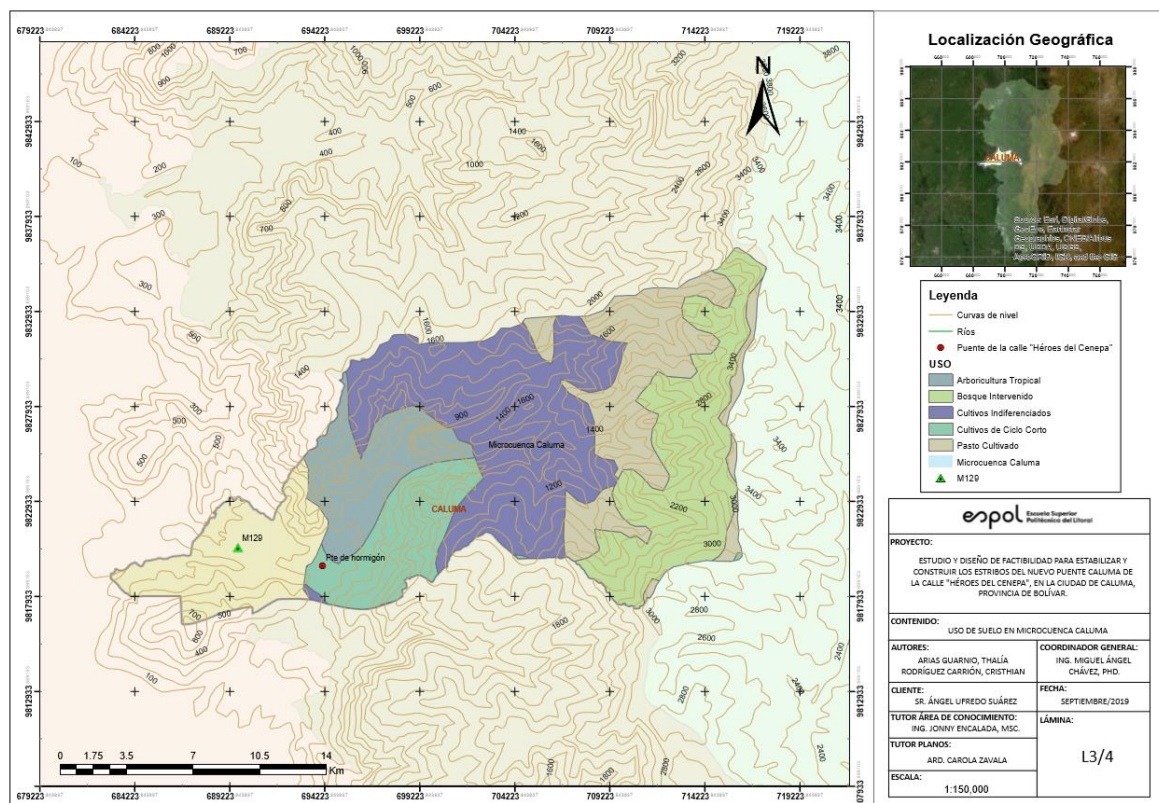


Figura 2.14 Delimitación de la Microcuenca Caluma, con sus respectivas curvas de nivel y Uso de suelo.

Fuente: Propia.

2.5.2.1 Método Racional

Basado en las siguientes hipótesis:

- Intensidad de lluvia constante, distribuida homogéneamente sobre el área de la cuenca.
- Cuencas pequeñas.
- Caudal máximo de diseño basado en curvas IDF
- Duración de lluvia es mayor igual al tiempo de concentración

$$Q = \frac{C * I * A}{3.6} \quad (2.17)$$

Tal que,

Q= Caudal [m3/s]

C= Coeficiente de escorrentía para el método Racional

I= Intensidad de la precipitación [mm/h]

A= Superficie de la cuenca [Km2]

La intensidad corresponde a un tiempo igual al tiempo de concentración, para el cual se cuenta con varias ecuaciones, entre las cuales se mencionan las siguientes:

Instrucción de carreteras 5.2-IC,2016.

$$t_c[\text{h}] = 0.3 \frac{L^{0.76}}{S^{0.19}} * 60 \quad (2.18)$$

Kirpich, 1997.

$$t_c[\text{min}] = 3.98 \left(\frac{L}{S^{0.5}} \right)^{0.77} \quad (2.19)$$

Bransby Williams,1993.

$$t_c[\text{min}] = 14.6 L A^{-0.1} S^{-0.2} \quad (2.20)$$

Tal que;

L= Longitud del cauce [Km]

S= Pendiente media [m/m]

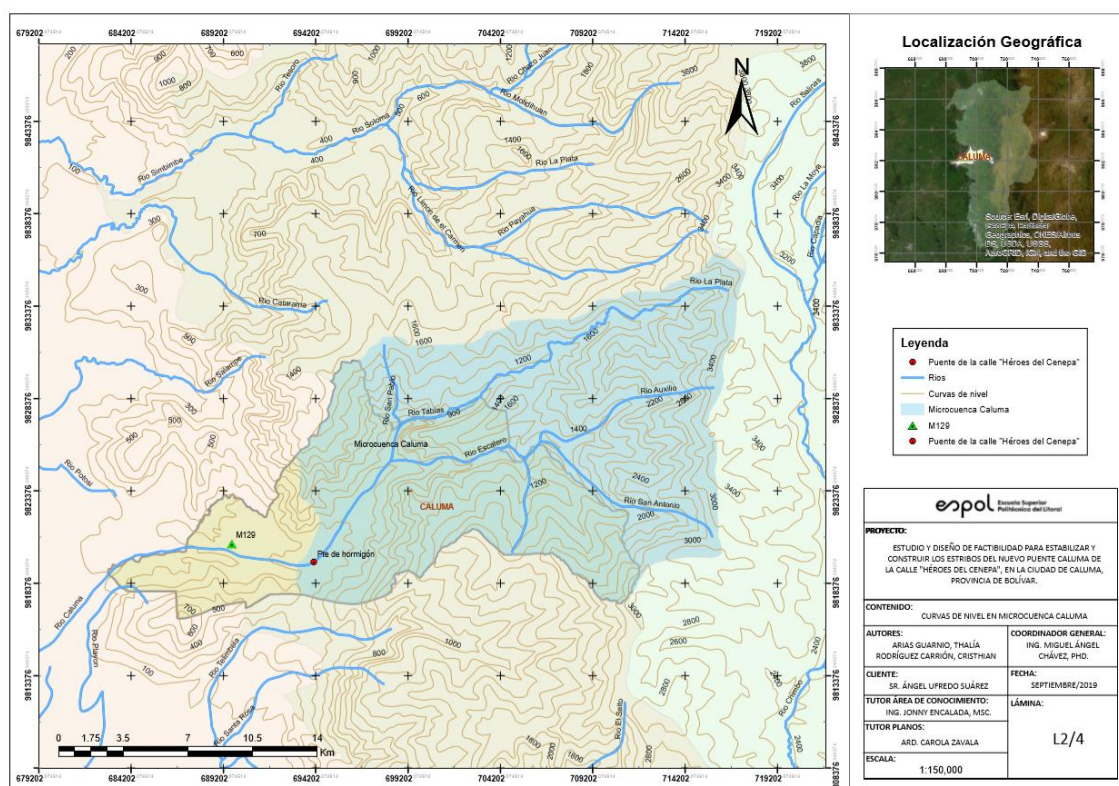


Figura 2.15. Curvas de nivel en Microcuenca del Río Caluma

Fuente: Propia

En la posterior tabulación, se muestran los ríos principales aportantes en la Microcuenca, con sus respectivos tiempos de concentración calculados con las 3 fórmulas establecidas previamente.

Tabla 2.11 Comparación de tiempos de concentración (tc) calculados con metodologías diferentes

RÍOS	L [Km]	Cota inicio	Cota fin	S [m/m]	5.2-IC,2016	Kirpich	Bransby
Río Auxilio	12.12211	3400	1000	20%	163.09 min	50.70 min	138.32 min
Río Caluma	9.8889	600	300	3%	199.53 min	89.25 min	164.21 min
Río Escalero	13.28097	1700	600	8%	206.29 min	76.08 min	180.40 min
Río La Plata	13.08351	3000	1200	14%	185.21 min	61.86 min	160.57 min
Río San Pablo	4.76384	1400	600	17%	82.75 min	26.32 min	56.18 min
Río Tablas	9.4197	1200	600	6%	167.02 min	64.61 min	134.85 min

Fuente: Propia

La variación existente para los tiempos de concentración, difieren considerablemente según la fórmula aplicada, por lo cual deben ser manejadas con

precaución, se decidió trabajar con la fórmula proporcionada por Instrucción de carreteras 5.2-IC,2016, que corresponde al Método Racional modificado, al obtener un t_c mayor igual a 6.8h, debe recalcar que se tomó en consideración 3 Ríos: La Plata, Tablas y Caluma, al formar el cauce más largo de la microcuenca y con la ayuda de la curva IDF previamente elaborada, se obtiene una Intensidad máxima de 16mm/h.

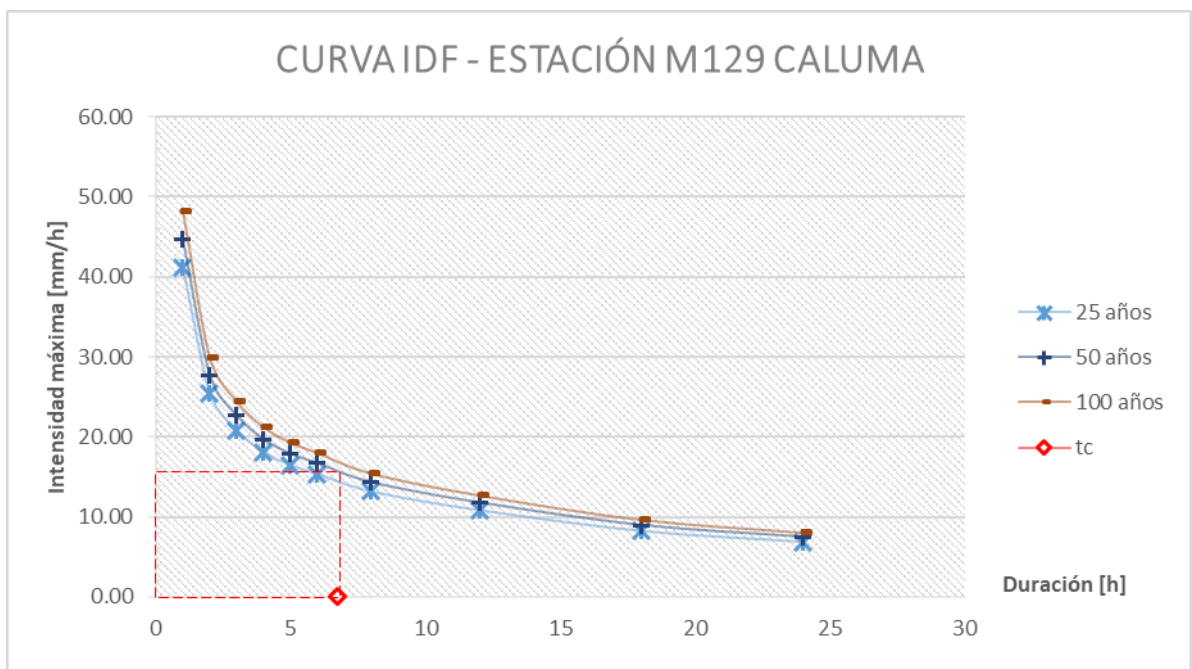


Figura 2.16 Estimación de intensidad para un tiempo igual al tiempo de concentración

Fuente: Propia

El coeficiente de escorrentía depende del uso del suelo, el cual fue dividido en 2 grupos, Zona de cultivos y suelos permeables y Viviendas unifamiliar, para este último se consideró el 40% del área total de la Microcuenca, obteniendo un Coeficiente de escorrentía ponderado de 0.43 y finalmente un Caudal máximo de 578 m³/s.

2.5.2.2 Método Racional modificado (Instrucción de carreteras 5.2-IC,2016)

Multiplica por un factor corrector de uniformidad que contempla el reparto temporal de tormentas. (EPTISA).

$$Q = \frac{C \times I_t \times A}{3.6} K_t \quad (2.21)$$

Q= Caudal [m3/s]

C= Coeficiente de escorrentía para el Método Racional modificado

I_t = Intensidad media en el periodo t [mm/h]

A= Superficie de la cuenca [Km2]

$$K_t = 1 + \frac{t_c^{1.25}}{t_c + 14} \quad (2.22)$$

El coeficiente de escorrentía C, está dado, por:

$$C = \frac{(Pd - Po) * (Pd + 23Po)}{(Pd + 11 * Po)^2} \quad (2.23)$$

Pd = Precipitación máxima diaria

Po = Umbral de Escorrentía

Tal que, Po, es igual a:

$$Po = \frac{5000}{CN} - 5 \quad (2.24)$$

Y CN, depende de la cobertura, su tipo y uso.

$$Pd = K_A * Pd \quad (2.25)$$

KA = Factor de corrección de la precipitación diaria máxima

$$K = 1 ; \text{ para cuencas menores o iguales a 1Km} \quad (2.26)$$

$$K = 1 - \frac{\log(A)}{15} ; \text{ para cuencas mayores a 1Km2} \quad (2.27)$$

Bajo este método se obtuvo un caudal máximo de 377.39 m3/s.

2.5.2.3 Fórmula propuesta por la Revista Ciencia UNEMI (ECUADOR)

A la carencia de información hidrométrica en el Ecuador, La Revista UNEMI, ha publicado un estudio realizado por Ing. Washington Ramiro Sandoval Erazo, PhD y Ing. Eduardo Patricio Aguilera Ortiz, titulado como “Determinación de Caudales en cuencas con poca información Hidrológica”, en el cual se dan fórmulas empíricas para el cálculo de Caudal medio, ecológico, mínimo y máximo. (Sandoval Erazo & Aguilera Ortiz, 2014).

$$Q_{\max(\text{Tr})} = aP\sqrt{A} \times \frac{(0.5 \ln \text{Tr} - 0.7)}{1 + \lg A} \quad (2.28)$$

Tal que a, depende de la cantidad de Precipitación.

Tabla 2.12 Valores del coeficiente a, para Fórmula para Ecuador

Precipitación [mm]	500 a 2500	>2500 a 4000
	>1000	hasta 5000
Fórmula	$a = 0.644 - 0.08 \times \ln(Pan)$	$a = 0.1256 \times \ln(Pan) - 0.965$

Fuente: (Sandoval Erazo & Aguilera Ortiz, 2014)

Fue aplicada, la fórmula de a para precipitaciones de 500 a 2500 mm, debido a que el documento se recalca que el rango puede extenderse hasta menos de 1000 mm, por lo cual la fórmula del coeficiente es:

$$a = 0.644 - 0.08 \times \ln(Pan) \quad (2.29)$$

Tal que:

Pn = Promedio de precipitaciones anuales de la cuenca

Dando un resultado de un Caudal máximo de 447.38 m³/s.

2.6 Profundidad de socavación en estribos

La estimación de la socavación al pie de los estribos fue mediante la aplicación del método propuesto por Artamonov, el cual permite determinar no solamente la profundidad de socavación el pie de estribos, sino también en espigones, su resultado depende de 3 factores, la porción del caudal interceptado por la estructura al meterse dentro de la corriente, el talud que tienen los lados del estribo y el ángulo entre el eje longitudinal de la obra y la corriente.

$$St = Pa \times Pq \times Pr \times Ho \quad (2.30)$$

Tal que,

Pa = coeficiente que depende del ángulo que forma el eje de la obra con la corriente.

Pq = coeficiente que depende de la relación entre el gasto teórico interceptado por el estribo Q1 o Q2 y el caudal total Q que escurre por la sección transversal.

Pr = coeficiente que depende del talud que tienen los lados del estribo.

Ho = tirante de agua en la zona cercana al espigón o estribo antes de la socavación.

Dando una socavación aproximada de 1.5 m.

2.7 Sistemas de estabilización de la estructura existente.

Como fue mencionado en la descripción del problema, el puente actual de Caluma su subestructura está conformada por una pila a un cuarto de la luz del mismo y estribos en cada uno de sus extremos, los cuales a su vez se encuentran conectados a muros estructurales.

Se ha decidido la demolición de la Pila, permitiendo así la continuidad natural del cauce del Río Caluma, caso opuesto ocurre con los estribos y los muros estructurales, ya que al existir perpendicularmente al puente un Camino básico, según la Jerarquía vial presentada en el Plan Estratégico de Movilidad, con superficie de rodamiento Afirmada, representaría un riesgo alto de deslizamiento al eliminar el sistema de contención pre existente, es por este motivo que propone un método de estabilización dado por bulones inyectados.

2.7.1 Bulones inyectados

La metodología aplicada fue basada en la Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carreteras, realizada por la Dirección Técnica de la Dirección General de Carreteras de España (Dirección General de Carreteras, 2003).

Teniendo en consideración que lo que se busca reforzar la estabilidad de la estructura actual, es decir el conjunto, estribo-muro, se realizó el análisis de la

estabilidad del anclaje, predefiniendo longitud, diámetro de anclaje, inclinación, acero del tirante, y tipo de inyección, siendo estos:

Tabla 2.13 Datos de bulones

	Muro-Estribo	Socavación
Lb [m]	2.8	2.8
Db [m]	0.15	0.10
G [°]	2	2
Varilla [mm]	25	20

Fuente: Propia

Los estados límites a revisar son:

- Fallo del tirante a tracción
- Fallo del deslizamiento del tirante dentro del bulbo
- Fallo por deslizamiento bulbo-terreno

Fue realizada una simplificación respecto al perfil geotécnico, tomando en consideración sólo una capa superficial de Arena limosa con compacidad suelta, correspondiente al relleno superficial, y las características del cementante obtenidas en el ensayo de corte, esto bajo el supuesto que el cementante es quien proporcionará la resistencia al conjunto conglomerado-bulón, además el nivel freático fue considerado a los 3m, pese que en el perfil geotécnico estimado se lo plantea a los 4m de profundidad, esto buscando ser conservadores ante la capacidad de corte proporcionada por cada bulón ante la presencia de presión de poros.

Tabla 2.14 Datos de estratos simplificados para el diseño de Bulones inyectados

SIMPLIFICACIÓN DEL PERFIL GEOTÉCNICO

E1: SM			3.00 m
$\gamma=$	1.87	Ton/m3	
$c=$	1.45	T/m2	
$\phi=$	34.5	°	
Conglomerado			
Datos de cementante			
$\gamma=$	1.83	Ton/m3	
$\gamma_{sat}=$	2.17	Ton/m3	

c=	5.19	Ton/m ²
φ=	33.55	°

Fuente: Propia

Inicialmente se encuentra el esfuerzo efectivo actuante en el eje del bulón, mediante la fórmula:

$$\sigma' = \sigma - \mu \quad (2.31)$$

Donde:

σ' = Esfuerzo efectivo

σ = Esfuerzo total

μ = Presión de poros

Posteriormente, el esfuerzo cortante, en la profundidad de análisis.

$$\tau = \sigma' \operatorname{tg} \varphi \quad (2.32)$$

Tal que:

φ = Ángulo de fricción, en grados

La resistencia al corte del bulón está dada por:

$$T = \tau \times A_{Lb} \quad (2.33)$$

Donde:

τ = Resistencia al corte del terreno natural

A_{Lb} = Área lateral del bulón

La comprobación a la tensión admisible del acero del tirante, es decir, la rotura del tirante a tracción consiste en la reducción de la tensión admisible en el tirante de forma que se cumplan simultáneamente las siguientes condiciones

$$P_{Nd}/A_T \leq f_{pk}/1.30 \quad (2.34)$$

$$P_{Nd}/A_T \leq f_{yk}/1.15 \quad (2.35)$$

Donde:

P_{Nd} = Carga nominal mayorada de cada anclaje

A_T = Sección del tirante

f_{pk} = Límite de rotura del acero

f_{yk} = Límite elástico del acero

Se realiza una minoración de la adherencia límite entre el tirante y la lechada que rodea el bulbo, para la comprobación del deslizamiento del tirante en la lechada dentro del bulbo.

$$P_{Nd}/(L_b \times p_T) \leq \tau_{lim}/1.2 \quad (2.36)$$

Donde:

$$\tau_{lim} = 6.9 (f_{ck}/22.5)^{2/3} \quad (2.37)$$

$$p_T = 2\sqrt{\pi A_T} \quad (2.38)$$

Tal que:

P_{Nd} =Carga nominal mayorada de cada anclaje

p_T = Perímetro nominal del tirante

A_T = Sección del tirante

L_b = Longitud del bulbo

τ_{lim} = Adherencia límite entre el tirante y la lechada en KPa

f_{ck} = Resistencia a la compresión a los 28 días de la lechada en MPa

Se realiza una minoración de la adherencia límite del terreno que rodea al bulbo del anclaje y obtener una adherencia admisible y comprobar la seguridad frente al arrancamiento del bulbo, la cual está dada por:

$$P_{Nd}/(\pi D_b \times L_b) \leq a_{adm} \quad (2.39)$$

Tal que:

P_{Nd} = Carga nominal mayorada de cada anclaje

D_b = Diámetro nominal del bulbo

L_b = Longitud del bulbo

a_{adm} = Adherencia admisible frente al deslizamiento o arrancamiento del terreno que rodea al bulbo.

$$a_{adm} = a_{lim}/F_3 \quad (2.40)$$

Tal que:

a_{lim} = Adherencia límite obtenida por métodos empíricos

F_3 = Coeficiente de seguridad para adherencia admisible

Para la adherencia límite, se usó el siguiente gráfico de correlación.

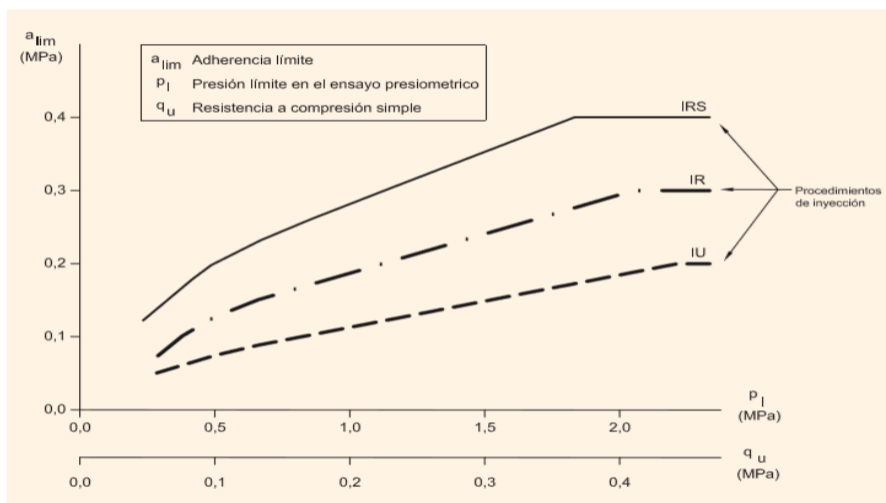


Figura 2.17 Adherencia límite en arcillas y limos

Fuente: (Dirección General de Carreteras, 2003)

2.7.2 Malla de bulones

Para decidir el espaciamiento entre bulones, es decir el mallado de los mismos, se realizó un análisis de áreas de tributarias, dadas por el área de influencia de cada bulón en un mallado popularmente conocido como 3 bolillos, esto bajo las siguientes asunciones:

- Área de influencia del bulón es hexagonal
- Área del hexágono es igual a la de un círculo con diámetro D_e

Para un mallado con lados iguales S , se tiene:

$$D_e = 1.05S \quad (2.41)$$

En la zona de socavación se estableció una malla con relación $y=0.25x$, dando un D_e , igual a:

$$D_e = 0.98xy^{0.5} \quad (2.42)$$

Para los bulones verticales se usó una malla cuadrada, dando como diámetro de influencia:

$$D_e = 1.13S \quad (2.43)$$

2.8 Riesgo Sísmico de la Zona

Para conocer el riesgo sísmico de Caluma, es necesario revisar el mapa de zonificación sísmica proporcionado por la NEC 2015, en ella se presenta mediante un diagrama de colores los niveles de peligro sísmico, como se muestra a continuación.

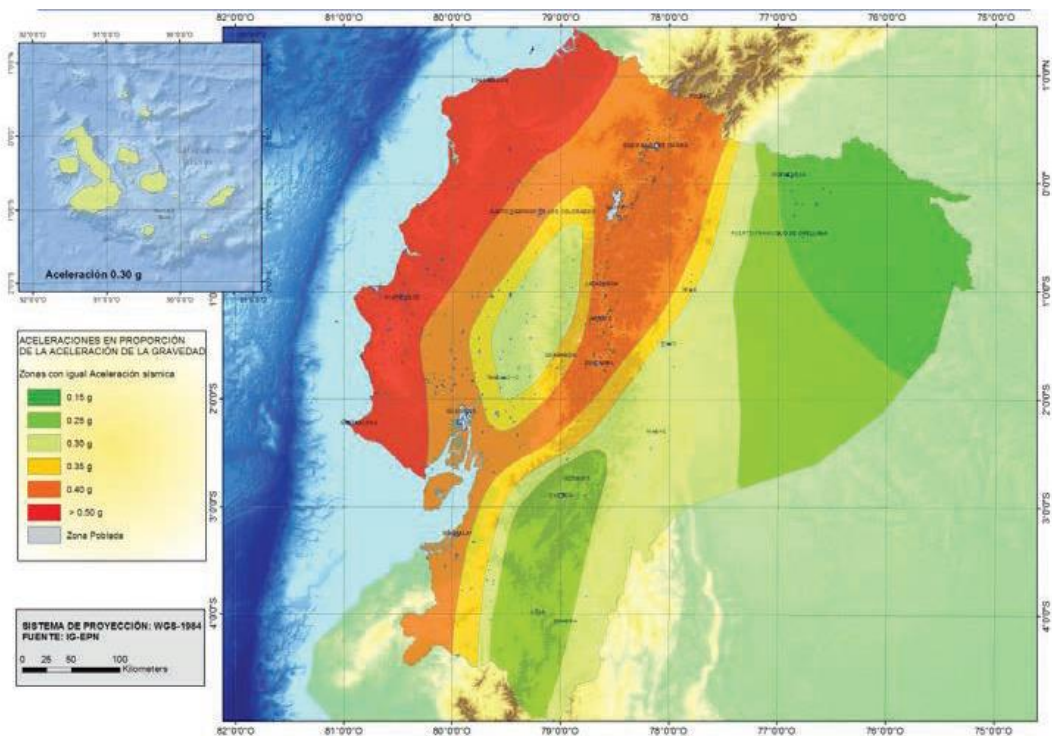


Figura 2.18 Mapa de zonas sísmica del Ecuador para propósitos de diseño
Fuente: (NEC, 2015)

Tabla 2.15 Valor del Factor z en función de la zona sísmica

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: (NEC, 2015)

Tabla 2.16 Datos obtenidos para el Espectro de Diseño

Tipo de Suelo	D
Z=	0.35
Fa=	1.25
Fd=	1.5
Fs=	1.4
η =	1.8
T0=	0.17
Tc=	0.92
r=	1
I=	1
R=	8

Fuente: propia

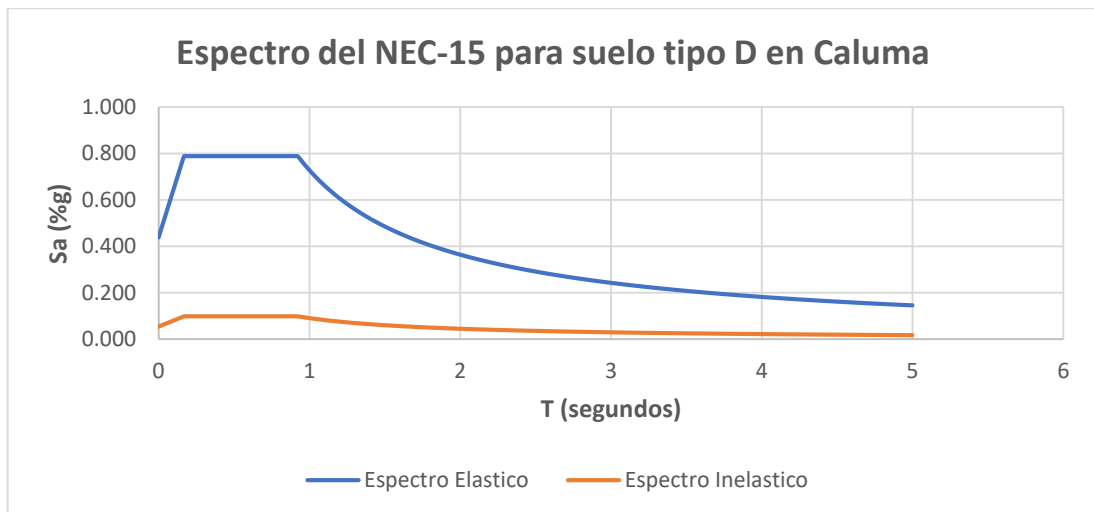


Figura 2.19 Espectro de Diseño Elástico e Inelástico para el Cantón Caluma

Fuente: propia

2.9 Diseño de estribos

2.9.1 Definición de alternativas

Para la selección de la mejor alternativa de diseño, se evaluó las restricciones de trabajo presentes en la misma, así como la facilidad de construcción y buen funcionamiento de la estructura. Teniendo en cuenta todo ello, las opciones más favorables fueron: Estribo en Voladizo (habitual), Estribo flotante con pilotes, Estribo flotante con micropilotes.

Para tomar una decisión más asertiva se procedió a elaborar un cuadro de calificaciones, en función de los aspectos críticos que dificultan la ejecución de la obra. La valoración es de carácter cuantitativa y responde de la siguiente manera (0- Mal desempeño, 1- Desempeño regular, 2- Buen desempeño).

Tabla 2.17 Evaluación de alternativas según criterio de selección

Aspectos críticos	Desempeño del tipo de estribo		
	En voladizo	Con Pilotes	Con Micropilotes
Área de trabajo reducido	1	0	2
Estabilidad de estructuras colindantes (prof de excavación)	0	2	2
Relación Costo/Dimensión	1	1	2
TOTAL	2	3	6

Fuente: Propia

Tabla 2.18 Parámetros de valoración

Parámetros de Valoración	
0	Mal desempeño
1	Desempeño regular
2	Buen desempeño

Fuente: Propia

Por lo tanto, el tipo de estribo que resulta más eficiente de acuerdo con los criterios evaluados es el Estribo Flotante con Micropilotes.

2.9.2 Dimensionamiento del Estribo Flotante

El estribo Flotante comprende tanto la viga cabezal como los micropilotes que soportan las demandas de cargas verticales provenientes de la superestructura. El dimensionamiento de estas partes se lo realiza por separado, siendo el de mayor complejidad la distribución de micropilotes.

Las dimensiones de la viga cabezal, están reguladas por la geometría del conjunto losa y vigas del puente (ancho $L=11\text{m}$, alto $h=1.88\text{ m}$), y de la dimensión mínima de encepado que garantice la buena sujeción de los micropilotes ($D=1\text{m}$).

Las dimensiones faltantes, resultan de la evaluación de empujes de suelo a soportar o criterio ingenieril por experiencia y ancho mínimo para colocación de apoyos de neopreno conocidos. Es así que las dimensiones resultantes de la viga cabezal quedan de la siguiente manera.

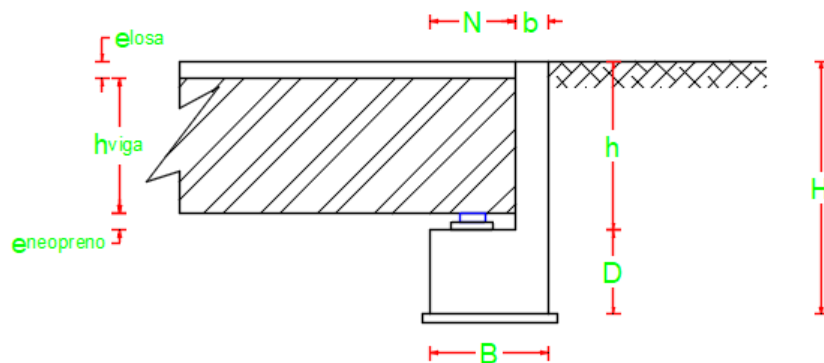


Figura 2.20 Dimensiones de viga cabezal

Fuente: Propia

Tabla 2.19 Dimensiones de Viga Cabezal

Dimensiones de Viga Cabezal	
e_{losa}	0.20 m
h_{viga}	1.55 m
e_{neopreno}	0.25 m
h	2.00 m
b	0.40 m
N	1.00 m
B	1.40 m
D	1.00 m
H	3.00 m
L	11.00 m

Fuente: Propia

2.9.3 Descripción de Cargas

Las solicitaciones de cargas en el diseño de un estribo van desde las provenientes de la superestructura (R_{DC} , R_{DW} , R_{LL} , R_{IM} , R_{PL}) como las que se generan por los empujes de suelo, nivel freático, sobrecarga y peso propio (DC).

2.9.3.1 Cargas verticales

Las cargas verticales que transmitirá el estribo al suelo son el conjunto del peso propio del estribo (DC), equivalente a multiplicar el volumen total por el peso específico del hormigón ($\gamma_h = 2.40 \text{ Ton/m}^3$) y las cargas de la superestructura mencionadas anteriormente.

2.9.3.2 Cargas Horizontales

Para la determinación de cargas horizontales que actúan en los estribos, se aplicó criterios de mecánica de suelos y las especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD 2014.

Es así como se tiene, cargas debido al empuje estático del suelo (EH), acción sísmica del terreno ($E_{Q_{terr}}$), empuje horizontal debido a una sobrecarga viva en el suelo (LSH), fuerza inercial del estribo (PIR), carga sísmica por superestructura (PEQ) y finalmente la fuerza de frenado y aceleración (BR).

2.9.4 Definición del perfil geotécnico del suelo

El perfil geotécnico de suelo presente en la zona de estudio, y el que será motivo de análisis para la estabilidad de la estructura, se lo obtuvo realizando calicatas en zonas estratégicas y ensayos de suelos respectivos que describan su clasificación y propiedades mecánicas.

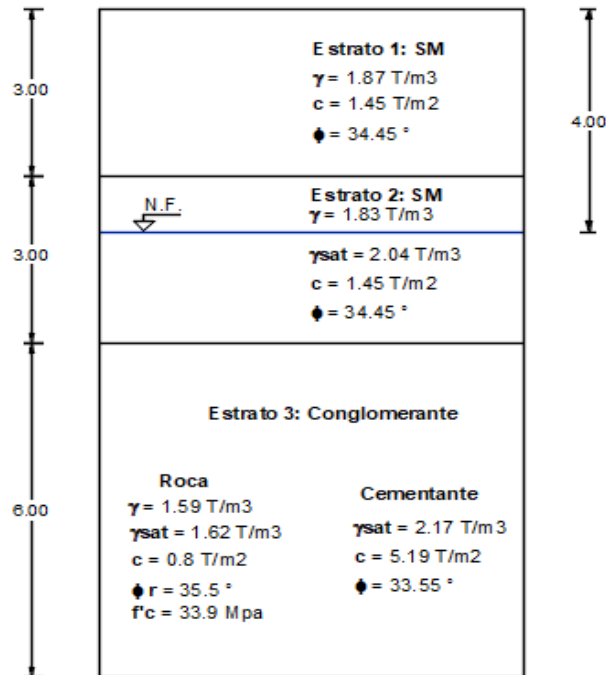


Figura 2.21 Perfil geotécnico del suelo

Fuente: propia

2.9.5 Diseño de Micropilotes

La metodología empleada para el diseño de micropilotes fue en base a la “Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera, 2005”, Guía Española que resume los cálculos necesarios para la determinación de la capacidad de un Micropilote, en base a estados límites últimos y de servicio.

Los estados límites últimos considerados fueron:

- Fallo por capacidad de soporte del terreno
- Fallo estructural

Previo el desarrollo de los análisis de resistencia de un micropilote, se define antes, la profundidad o longitud de este, el diámetro y tipo de inyección de lechada que se realizará. En este caso y debido a la distribución de estratos en el suelo, su capa más resistente es proporcionada por el conglomerado, motivo por el cual la longitud del micropilote propuesta es de 12 m, diámetro de 0.15 m y tipo de inyección IGU (inyección global única).

2.9.5.1 Fallo por capacidad de soporte del terreno

2.9.5.1.1 Resistencia al hundimiento

La resistencia al hundimiento del terreno responde a su capacidad de resistir esfuerzos cortantes frente a sollicitaciones de descarga de fuerzas provenientes de la superestructura. Su capacidad debe ser tal que no destruya la estructura interna del suelo y permita que falle considerando para tal efecto un factor de seguridad mayor a 2.

El valor de la resistencia de cálculo deberá ser mayor a la fuerza vertical descargada, como se expresa:

$$R_{c,d} \geq N_{c,Ed} \quad (2.44)$$

Donde:

$R_{c,d}$ = Resistencia de cálculo al hundimiento

$N_{c,Ed}$ = Fuerza axial de compresión

El cálculo de la resistencia al hundimiento se lo halla considerando la resistencia por fuste (fricción), más la resistencia por punta (cuando se cumpla ciertos criterios del estrato donde se desarrolla). Para mayor seguridad, la resistencia por punta no se considerará.

- **Resistencia de cálculo por fuste**

$$R_{c,d} = R_{fc,d} = A_L * r_{fc,d} \quad (2.45)$$

Donde:

$R_{fc,d}$ = Resistencia de cálculo por fuste

A_L = Área lateral del micropilote

$r_{fc,d}$ = Resistencia unitaria por fuste

Si el terreno presenta varios estratos, entonces:

$$R_{fc,d} = \sum_{i=1}^n A_{Li} * (r_{fc,d})_i \quad (2.46)$$

Donde:

n = número de estratos

A_{Li} = Área lateral del micropilote en la zona del estrato i

$(r_{fc,d})_i$ = Resistencia unitaria en la zona del estrato i

La resistencia unitaria por fuste a una profundidad z desde el nivel de terreno se podrá determinar de la siguiente manera:

$$r_{fc,d}(z) = \frac{c'}{F_c} + \sigma'_H(z) * \frac{\text{tg } \delta}{F_\emptyset} \quad (2.47)$$

Donde:

c' = cohesión efectiva del terreno natural

δ = ángulo de contacto entre terreno y micropilote

$\sigma'_H(z)$ = Esfuerzo efectivo horizontal a profundidad z , que se determina como sigue a continuación.

- Con Inyección tipo IR o IRS, $z \geq 5\text{m}$:

$$\sigma'_H(z) = K_o * \sigma'_V(z) + \frac{p_i}{3} \quad (2.48)$$

- Resto de casos:

$$\sigma'_H(z) = K_o * \sigma'_V(z) \quad (2.49)$$

Donde:

$\sigma'_V(z)$ = Esfuerzo vertical efectivo del terreno a profundidad z

p_i = Presión de inyección

K_o = Coeficiente de empuje en reposo

F_c, F_\emptyset = Coeficiente de reducción que dependen del tipo de aplicación. (Tabla 3.1, Guía Española 2015)

2.9.5.1.2 Resistencia a corto plazo

La situación a corto plazo se desarrolla cuando existe un exceso de presiones intersticiales debido a la aplicación inmediata del micropilote en un terreno saturado, se identifica como corto plazo debido a que se desarrolla en un periodo corto de tiempo.

$$r_{fc,d} = \frac{S_u}{F_{cu}} \quad (2.50)$$

Donde:

S_u = Resistencia al corte no drenado del terreno a una profundidad z

F_{cu} = Coeficiente de reducción en resistencia a corto plazo, igual a $0.9 \cdot F_c$

2.9.5.1.3 Resistencia al arranque

La situación de arranque del micropilote se desarrolla cuando existe una fuerza ascendente vertical que jala del mismo o fuerza de tracción.

$$R_{t,d} \geq N_{t,Ed} \quad (2.51)$$

Donde:

$R_{t,d}$ = resistencia al arranque

$N_{t,Ed}$ = Fuerza axial de tracción

La resistencia al arranque se halla de la siguiente manera:

$$R_{t,d} = R_{ft,d} + \frac{W_e}{F_{we}} \quad (2.52)$$

Donde:

W_e = Componente del Peso propio del micropilote en la dirección de su eje

F_{we} = Coeficiente de reducción del peso propio del micropilote, igual a 1,2

$R_{ft,d}$ = Resistencia por fuste al arranque

$$R_{ft,d} = A_L \cdot r_{ft,d} \quad (2.53)$$

Donde:

$r_{ft,d}$ = Resistencia unitaria por fuste al arranque

La resistencia unitaria por fuste frente a esfuerzos de tracción se lo halla de la siguiente forma:

$$r_{ft,d} = \eta * r_{fc,d} \quad (2.54)$$

Donde:

$\eta = 0.60$, sometido a compresión y tracción

2.9.5.1.4 Resistencia frente a solicitaciones transversales

$$R_{h,d} \geq H_{Ed} \quad (2.55)$$

Donde:

$R_{h,d}$ = Resistencia a carga horizontal

H_{Ed} = Fuerza horizontal de cálculo

Para el cálculo de la resistencia a carga horizontal es necesario el uso de los ábacos de Broms para pilotes flexibles. Se presentan dos tipos, el primero cuando el terreno es puramente granular y el segundo cuando es puramente cohesivo. El ábaco recibe como entrada el momento de rotura (M_B) y como resultado la resistencia horizontal (H_B).

Finalmente se comprueba que la fuerza horizontal solicitante sea menor a la resistencia de cálculo $R_{h,d}$.

$$H_{Ed} \leq R_{h,d} = \frac{H_B}{F_H} \quad (2.56)$$

Donde:

F_H = Coeficiente de reducción de la resistencia horizontal, igual a 2

2.9.5.2 Fallo estructural del Micropilote

El fallo estructural se da cuando los esfuerzos al que está sometido el micropilote superan su capacidad como elemento estructural. Esta capacidad resulta del

conjunto entre las resistencias brindadas por la lechada y por la armadura estructural.

2.9.5.2.1 Resistencia estructural a compresión

$$N_{c,Rd} \geq N_{c,Ed} \quad (2.57)$$

Donde:

$N_{c,Rd}$ = Resistencia estructural a compresión

$N_{c,Ed}$ = Fuerza axial de compresión

La resistencia estructural a la compresión se puede determinar con la siguiente expresión:

$$N_{c,Rd} = (0.85 * A_c * f_{cd} + A_s * f_{sd} + A_a * f_{yd}) * \frac{R}{1.20 * F_e} \quad (2.58)$$

Donde:

A_c = Área neta de lechada

f_{cd} = resistencia de la lechada a compresión a los 28 días / 1.5

A_s = Área total de barras corrugadas

f_{sd} = Resistencia del acero en las barras corrugadas, igual a:

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{1.15} \leq 400 \text{ Mpa} \quad (2.59)$$

Donde:

f_{sk} = límite elástico del acero de las barras corrugadas

A_a = Área de la armadura tubular de acero:

$$A_a = \frac{\pi}{4} [(d_e - 2r_e)^2 - d_i^2] * F_{u,c} \quad (2.60)$$

Donde:

d_e = Diámetro exterior de la armadura tubular

r = Reducción de espesor por efectos de corrosión (tabla 2.4 Guía Española 2015)

d_i = diámetro interior de la armadura tubular

$F_{u,c}$ = Coeficiente de reducción de la armadura tubular en compresión (tabla 3.4 Guía Española 2015)

f_{yd} = Resistencia del acero en la armadura tubular

$$f_{yd} = \frac{f_y}{1.10} \leq 400 \text{ Mpa} \quad (2.61)$$

Donde:

f_y = Límite elástico del acero en la armadura tubular

R = Coeficiente de reducción estructural por efectos de pandeo, se determina:

$$R = 1.07 - 0.027 * C_R \leq 1 \quad (2.62)$$

Donde:

C_R = Coeficiente adimensional por tipo de coacción lateral (Tabla 3.6 Guía Española, 2015)

F_e = Coeficiente de influencia del tipo de ejecución (Tabla 3.5 Guía Española, 2015)

2.9.5.2.2 Resistencia estructural a tracción

$$N_{t,Rd} \geq N_{t,Ed} \quad (2.63)$$

Donde:

$N_{t,Rd}$ = Resistencia estructural a tracción

$N_{t,Ed}$ = Fuerza axial de tracción

La expresión para la resistencia estructural a tracción es la siguiente:

$$N_{t,Rd} = (A_s * f_{sd} + A_a * f_{yd}) * \frac{1}{1.10} \quad (2.64)$$

2.9.5.2.3 Resistencia estructural a flexión

$$M_{c,Rd} \geq M_{Ed} \quad (2.65)$$

Donde:

M_{Ed} = Momento flector de cálculo

$M_{c,Rd}$ = Resistencia estructural a flexión

La resistencia estructural a flexión se determinará de la siguiente forma:

$$\text{Si } \frac{d_e - 2r_e}{t - r_e} \leq \frac{16450}{f_y} \quad \rightarrow \quad M_{c,Rd} = W_{pl} * \frac{f_y}{\gamma_a} * F_{u,f} \quad (2.66)$$

$$\text{Si } \frac{16450}{f_y} < \frac{d_e - 2r_e}{t - r_e} \leq \frac{21150}{f_y} \quad \rightarrow \quad M_{c,Rd} = W_{el} * \frac{f_y}{\gamma_a} * F_{u,f} \quad (2.67)$$

Donde:

d_e = Diámetro exterior de la armadura tubular

r_e = Reducción de espesor por corrosión, (tabla 2.4 Guía Española 2015)

t = Espesor de la armadura tubular

f_y = Límite elástico del acero en armadura tubular, [Mpa]

γ_a = Coeficiente de seguridad de la armadura tubular, igual a 1.10

W_{pl} = Módulo plástico de la sección:

$$W_{pl} = \frac{(d_e - 2r_e)^3 - d_i^3}{6} \quad (2.68)$$

W_{el} = Módulo elástico de la sección

$$W_{el} = \frac{\pi * [(d_e - 2r_e)^4 - d_i^4]}{32 * (d_e - 2r_e)} \quad (2.69)$$

d_i = Diámetro interior de la armadura tubular

$F_{u,f}$ = Coeficiente de reducción de la armadura tubular, igual a 0.5

2.9.5.2.4 Resistencia a cortante

$$V_{Ed} \leq V_{c,Rd} \quad (2.70)$$

Donde:

V_{Ed} = Fuerza cortante de cálculo

$V_{c,Rd}$ = Resistencia a cortante, $V_{c,Rd} = V_{pl,Rd}$

$V_{pl,Rd}$ = Resistencia plástica a cortante

$$V_{pl,Rd} = \frac{2A_{pr}}{\pi} * \frac{1}{\sqrt{3}} * \frac{f_y}{\gamma_a} \quad (2.71)$$

Donde:

A_{pr} = Área reducida de la armadura tubular de acero

$$A_{pr} = \frac{\pi}{4} [(d_e - 2r_e)^2 - d_i^2] \quad (2.72)$$

2.9.5.2.5 Resistencia a esfuerzos combinados

$$\text{Si } V_{Ed} \leq 0.5 * V_{pl,Rd} \quad \rightarrow \quad M_{v,Rd} = M_{c,Rd} \quad (2.73)$$

$$\text{Si } V_{Ed} > 0.5 * V_{pl,Rd} \quad \rightarrow \quad M_{v,Rd} = (1 - \rho) * M_{c,Rd} \quad (2.74)$$

Donde:

$M_{v,Rd}$ = Resistencia a flexión considerando cortante

$M_{c,Rd}$ = Resistencia a la flexión

ρ = Factor de reducción

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right) \quad (2.75)$$

2.9.6 Asentamiento del grupo de micropilotes

La metodología empleada a usar para el cálculo de asentamientos en un grupo de micropilotes unidos en cabeza por un mismo encepado, es similar a la usada en grupo de pilotes, descritos en el Capítulo 10 de AASTHO para Cimentaciones.

2.10 Plan de manejo ambiental

2.11 Catálogo de categorización Ambiental



Figura 2.22 Catálogo de categorización ambiental en plataforma del SUIA

Fuente: SUIA

2.11.1 Línea base

2.11.1.1 Medio Físico

- **Ubicación del Proyecto:** El proyecto general consiste en la renovación del Puente Caluma de 28m de longitud, localizado en la ciudad Caluma, Provincia de Bolívar, con coordenadas (694095;9819536), por lo cual la localización del actual puente será en el mismo lugar, con la diferencia de que el puente actual será de 36 m.

- **Características de la zona**
 - **Clima:** El clima de la zona es subtropical y templado, con temperaturas oscilantes entre los 20°C a 24 °C, durante los meses de mayo a septiembre y de 24°C a 28 °C en los meses restantes.
 - **Uso de suelo:** En el siguiente cuadro se detalla la división de la cobertura y uso de suelo del cantón, siendo los más representativos los pastizales y agricultura con 12724,3 Ha y 6119,2 Ha. respectivamente.

Tabla 2.20 Cobertura y uso de suelo en el cantón Caluma

Descripción	Hectáreas	Porcentaje [%]
Pastos	12724,3	66.13
Agricultura	6119,2	31,8
Ríos y quebradas	338,57	1,76
Terreno montañoso	59,09	0,31
Total	19241,16	100

Fuente: (Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal del Cantón Caluma, 2014-2019)

- **Precipitación:** En el cantón Caluma la precipitación varía entre los 1000 a 3000 mm anualmente, tal como se muestra en la siguiente tabla, cuyos datos son basados en la estación meteorológica Caluma M129.

Tabla 2.21 Precipitación promedio estación Caluma

Año	Precipitación [mm]
1991	1925,8
1992	3325,9
1993	2895,6
1994	2544,2
1995	1870,8
1996	3920,2
1997	3017,1
1998	2302,1
1999	37,86,4
2006	2244,0
2007	1134,5
2008	2274,6
2009	1692,9
2010	2183,6
2011	1563,0
2012	2074,0

Fuente: (INAHMI)

- **Geología:** Los suelos de Caluma se caracterizan por ser de color amarillento y textura limosa, provenientes de cenizas volcánicas. Además, se determina la presencia de limo y arcilla, con elementos de andesita, basalto y diabasas, respecto al color se induce a la presencia de hierro, magnesio y sulfatos. La formación rocosa presente en el área pertenece a la formación Unidad Macuchi, la cual corresponde a una secuencia volcanoclástica, dominante sedimentaria, con niveles volcánicos intercalados, posiblemente lavas u hojas subvolcánicas, además de la Unidad Arrayanes, la cual comprende una secuencia finogranular, bien estratificada, típicamente con buzamientos moderados, de areniscas volcánicas ricas en máficos y finalmente depósitos cuaternarios a lo largo de valles de ríos. (Fuentes Aucancela & Toaza Mantilla, 2010)

2.11.1.2 Medio Biótico

- **Flora:** Se caracteriza por la limitada presencia de bosque natural, vegetación arbórea, densas y tupidas epífitas, helecho arbóreo, especies maderables como guayacán, caoba, copal, motilón aguacatillo, colorado, roble, cedro, laurel, cedrillo, además de árboles frutales como guabos, mamey y cítricos, entre otras; café, cacao, banano, naranjilla, romerillo, pambil y flores exóticas.

En quebradas y vertientes de agua pueden ser encontradas especies, tales como: guanto, guarumo, balsa, palmas, caña guadua o cañoto.

Respecto al estrato arbustivo y sub-arbustivo, se encuentran especies como: uña de gato, sauco, uva de monte, zapote silvestre, huillo, camacho y matico de monte. (Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal del Cantón Caluma, 2014-2019)

- **Fauna:** La fauna de Caluma es variada, teniendo especies tal como se describe posteriormente:
 - Peces: ratón, bocachico, campeche, etc.

- Anfibios y reptiles, como, salamandras, sapos, ranita marsupial, víboras y culebritas.
- Aves, tales como, arcilla bueyera, garrapatero, pájaro vago, el saltador alinegro, la tortolita azul, pava de monte, gavilanes, tucán, diostedé, gallinazos y colibríes;
- Mamíferos, como, armadillos, conejos, cusumbos, guatusas, guantas, monos, raposas, venados y pericos ligeros.

2.11.1.3 Medio Socio-económico

- **Población:** La población de Caluma, según el censo del 2010, es de 13129 habitantes cantidad que representa el 7,1% total de la provincia de Bolívar, de los cuales el 50,4% de mujeres y el 49,6% de hombres.
- **Actividades:** A continuación se muestra un cuadro de clasificación de la población ocupada por rama de actividad.



Figura 2.23 Actividades de la Población de Caluma

Fuente: (INEC , 2010)

- **Servicios básicos:** En estudios realizados por el Sistema Nacional de Información SNI, en el año 2010, referenciado en Plan de desarrollo y Ordenamiento Territorial del Cantón, se presenta los siguientes resultados respecto a la cobertura de la de servicios básicos en el área rural y urbana, para los servicios tales como: Cobertura de agua, alcantarillado, energía eléctrica y eliminación de desechos sólidos.

Tabla 2.22 Cobertura de servicios básicos en el cantón de Caluma

Área	Agua potable [%]	Alcantarillado [%]	Energía eléctrica [%]	Eliminación de desechos sólidos [%]
Urbana	83	71	96	95
Rural	44	14	84	38

Fuente: (Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal del Cantón Caluma, 2014-2019)

- **Vías de acceso:** Caluma es considerado como en centro de la movilidad cantonal, esto debido a la confluencia de los centros poblados del territorio y de las ciudades próximas tales como, Ricaurte, Pueblo Viejo, Montalvo, Echeandía y Santa Fe; Han sido establecidos 3 niveles de grupos viales:

Principales: permiten la movilidad de la cabecera cantonal a través de la vía Ricaurte – Caluma–Guaranda. Configura la movilidad interprovincial.

Secundarias: permiten la movilidad intercantonal o movilidad provincial.

Terciarias: permiten la movilidad interna a nivel cantonal.

Posteriormente se enlistan las vías según la clasificación de Grupos viales, además de presentar la entidad que realiza la intervención a las mismas.

Tabla 2.23 Vías de acceso Cantón Caluma

VÍA PRINCIPAL		
CANTÓN	VÍA	INTERVENCIÓN
Caluma	Ricaurte– Caluma–Guaranda	GAD Provincia de Bolívar, Los Ríos y Ministerio de Obras Públicas
VÍAS RURALES DE SAN PABLO DE PITA		
Correspondientes desde San Pablo de Pita que además son vías de acceso a la vía principal, Tramo Piedra Redonda - Caluma L= 7,50 km.		
CARACTERÍSTICA	VÍAS RURALES	INTERVENCIÓN
Ramal 1: L14 Km	Pita - Pital - Samama Central - Puerta Negra (incluye guardarraya)	Ninguna
Ramal 2: L5 Km	Pita - Guayabal - Caluma Viejo.	Vía asfaltada.
Ramal 3: L8 Km	Pita - Cordillera de Samama, incluye una guardarraya.	Ninguna
Ramal 4: L5 Km	Pita - Pital - Cordillera de Samama.	Ninguna
Ramal 5: L5 Km	Lomas de Pita - Yatuví - Sitio Nuevo.	Vía asfaltada hasta Echeandía.
Ramal 6: L10 Km	Lomas de Pita - Yatuví - El Triunfo - Caluma	Ninguna
VÍAS RURALES DE CHARQUIYACU		

Correspondientes desde Charquiyacu que además son vías de acceso a la vía principal, Tramo Charquiyacu - Estero del Pescado L= 3 km.		
CARACTERÍSTICA	VÍAS RURALES	INTERVENCIÓN
Ramal 1: L 5Km	Charquiyacu - San Vicente de Pacana - Caluma Viejo.	Ninguna
Ramal 2: L 6,5Km	Cabeceras de Caluma - Los Copales - Cumbilli Grande.	Ninguna
Ramal 3: L 5Km	San Vicente de Pacana – Plomovado.	Ninguna
Ramal 4: L 7Km	Charquiyacu - Retiros de Charquiyacu - San Pablo de Yatuví - Naranja Loma - Guachana - Vía Echeandía/Guaranda	Ninguna
Ramal 5: L 8Km	Charquiyacu - Guachana - Santa Ana – Vía Echeandía/Guaranda.	Ninguna
VÍAS RURALES DE PASAGUA		
Correspondientes desde Pasagua que además son vías de acceso a la vía principal, Vías: Pasagua Alto - El Tope - Aluvillo - Monjas - Moraspamba - Sipini - Pianda - Santa Fe - Guaranda.		
CARACTERÍSTICA	VÍAS RURALES	INTERVENCIÓN
Ramal 1: L 11Km	Vía Pasagua - Bermejil - Santa Ana - San Antonio - Las Monjas.	Ninguna
Ramal 2: L 12Km	Vía Pasagua - Hoyo Bravo - Tabacal - Tablas Grande - Tablas La Esperanza - Cuatro Esquinas - Tablas La Libertad - El Tope.	Ninguna
Ramal 3: L 20Km	Vía Pasagua - La Y de Cumbilli - Cumbilligrande - San Francisco - Parroquia Telimbela.	Ninguna
Ramal 4: L 10Km	Vía Pasagua - La Y de Cumbilli - Entrada a Cumbilli Chico - Cumbilli Chico - Naranjapata - San Antonio.	Ninguna
Ramal 5: L 10Km	Vía Pasagua - La Y de Cumbilli - Entrada a Cumbilli Chico - Cedropamba - Tres Cruces.	Ninguna

Fuente: (Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal del Cantón Caluma, 2014-2019)

▪ Instituciones Educativas

En el Plan de Desarrollo actual de Caluma, basados en el SNI (Sistema Nacional de Información), establece la existencia de 40 Instituciones Educativas, en el Cantón Caluma, provincia Bolívar, esto hasta el año 2010.

Tabla 2.24 Instituciones Educativas en el Cantón Caluma

No.	ZONA	INSTITUCIÓN EDUCATIVA	COMUNIDAD
1	ALTA	JOSE H. GONZALEZ	PASAGUA
2		COLEGIO DE CICLO BÁSICO POPULAR PASAGUA	
3		ABRAHAN PAREDES GAVIDIA	NARANJAPATA
4		OSCAR EFREN REYES	CUMBILÍ GRANDE
5		4 DE JULIO	CUMBILÍ CHICO
6		LUIS ESCUDERO GARCIA	UNIÓN DE PACANÁ
7		ESCUELA ESPAÑA	SAN VICENTE DE PACANÁ
8		MARIO PAREDES VACA	LOMOVADO
9		ANTONIO ANTE	HOYO BRAVO
10		ISIDRO AYORA	TABLAS GRANDES
11		LEÓN FEBRES CORDERO	TABLAS LA ESPERANZA
12		ANTONIO NEUMANE	LOS COPALES
13		ABELARDO FLORES	SAN ANTONIO

14		ESTADOS UNIDOS DE NORTE AMERICA	SANTA ANA DE SAN ANTONIO
15		RAFAEL MARÍA LEMOS	CEDROPAMBA
16	MEDIA	ALFREDO LEÓN VELASCO	CABECERAS DE CALUMA
17		CENTRO DE FORMACION ARTESANAL OCHO DE SEPTIEMBRE	CHARQUIYACU
18		UNIDAD EDUCATIVA DR ALFREDO NOBOA MONTENEGRO	ESTERO DLE PESCADO
19		FREDDY CHAVEZ DEL POZO	CALUMA
20		ALFREDO NOBOA MONTENEGRO	
21		HUAYNA CAPAC	
22		SUEÑOS INFANTILES	
23		FELIZA EGUEZ	
24		UNIDAD EDUCATIVA PRIMERO DE MAYO	
25		UNIDAD EDUCATIVA TEMPORAL CALUMA	
26		MONSEÑOR LEONIDAS PROAÑO	
27		COLEGIO MUNICIPAL SEGUNDO ULPIANO FIGUEROA	
28		UNIDAD EDUCATIVA MARIA AUXILIADORA 1 BOLIVAR CALUMA	
29		IRFEYA	
30	BAJA	ESCUELA DR. CESAR AUGUSTO DURANG	SAN FELIPE DE PISAGUA
31		LUIS FELIPE ANDRADE	SAN PABLO DE YATUVÍ
32		UNIDAD EDUCATIVA YATUVÍ	CABECERAS DE YATUVÍ
33		ISAAC J. BARRERA	EL TRIUNFO
34		ESCUELA DE GUARANDA	PIEDRA REDONDA
35		HONDURAS	PITA
36		FRANCISCO DE PIZARRO	CABECERAS DE GUAYABAL
37		SIN NOMBRE	GUAYABAL
38		6 DE MARZO	CORDILLERAS DE SAMAMA
39		CENTINELA DE BOLIVAR	SAMANA CENTRAL
40		17 DE DICIEMBRE	

Fuente: (Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal del Cantón Caluma, 2014-2019)

▪ Instituciones de salud

La población cuenta con un total de 6 Establecimientos de Salud, según SNI, 2010, entre los cuales los cuales 2 son centros de salud y 4 puestos de salud o también llamados subcentros, los cuales se encasillarían como de Tipo B y A, respectivamente según la Tipología establecida por el Ministerios de Salud Pública, para homologar establecimientos de salud por niveles.

Según la clasificación establecida por en el Acuerdo Ministerial 5212, por el (Ministerio de Salud Pública, 2015), se establecen 4 niveles de atención, siendo el primer nivel correspondiente al caso de estudio, al tratarse de una zona rural, en el cual a su vez se encuentran 4 niveles de complejidad, siendo estos: Puestos

de Salud , Consultorio General, Centro de salud A, Centro de Salud B y Centro de Salud C.

Tabla 2.25 Establecimientos de Salud, Cantón Caluma

Provincia:	Bolívar	
Cantón	Caluma	
Distrito	Echandía-Caluma-Las Naves	
Tipo	Centro de salud	Categoría
Centro de Salud	Centro de Salud de Caluma	B
Centro de Salud	Yatuvi	A
Puesto de Salud	Charquiyacu	A
Puesto de Salud	Dispensario Pasagua	A
Puesto de Salud	Dispensario San Pablo de Pita	A
Puesto de Salud	Pita	A

Fuente: (Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal del Cantón Caluma, 2014-2019)

Los establecimientos de salud de Categoría A, corresponden a los que atienden a una población rural de hasta 10000 hab. Y los de categoría B, de 10001 hasta 50000, como se mencionó anteriormente la población del cantón es de 13 mil hab. Con lo cual se encontraría en el rango establecido.

Sin embargo, cualidades del sector no benefician al área de salud, tales como lo son las vías de acceso, infraestructura de los establecimientos de salud, falta de equipamiento y mantenimiento en equipos y redes eléctricas.

CAPÍTULO 3

3. RESULTADOS Y ANÁLISIS

3.1 Datos de la Microcuenca Caluma

Tabla 3.1 Datos Geomorfológicos de la Microcuenca Caluma

DATOS GEOMORFOLÓGICOS DE LA MICROCUENCA CALUMA

Superficie	Km2	300.23
Perímetro	Km	86.07
Longitud	Km	38.399
Ancho medio	Km	15.544
Factor de forma	[-]	0.40480221
Longitud del cauce	Km	32.39211
Pendiente del cauce	[km/km]	8%

Tc_Kirpich	min	150.787501
Tc_5.2-IC,2016	min	405.72397
Tc_Bransby	min	439.401748

Fuente: Propia

Tabla 3.2 Ríos principales aportantes al cauce mayor de la Microcuenca Caluma

RÍOS IMPORTANTES PRINCIPALES

Nombre	L [Km]	Cota max	Cota min	S
Río La Plata	13.08351	3000	1200	14%
Río Tablas	9.4197	1200	600	6%
Río Caluma	9.8889	600	300	3%

Fuente: Propia

3.2 Estimación de caudal

Previamente se mencionó la aplicación de 3 métodos distintos para la estimación del caudal máximo existente en el punto de análisis, en la tabla siguiente se muestran los resultados obtenidos.

Tabla 3.3 Comparación de Caudales estimados

Qmax [m3/s]		
Método Racional	Método Racional modificado	UNEMI
573.33	377.39	447.38

Fuente: Propia

Como puede observarse, la variación máxima se la encuentra entre el Método racional y el Método Racional modificado, obteniendo un delta de 195.94 m³/s, mientras que la menor variación se tiene entre el Método Racional modificado y UNEMI, siendo esta de 69.99 m³/s.

La selección del caudal de diseño fue de 447.38 m³/s, esto debido a que es el valor medio entre los 3 valores resultantes, sin embargo, se debe tener en consideración que también es recomendable el uso del resultado proporcionado por el Método racional modificado, puesto que este aplica un factor de corrección dado por el área de la cuenca aportante.

3.3 Socavación

Bajo la aplicación del Método empírico de Artamonov, se obtuvo una socavación aproximadamente de 1.4m, sin embargo, se asume una profundidad de 1.5m.

Para el caudal Q₁, que el método supone que es interceptado por la estructura, es decir los estribos, se asumió el 10% del Gasto total que escurre por el Río.

3.4 Diseño de Estribo

El siguiente esquema muestra de manera didacta la interacción de las fuerzas que actúan en la viga cabezal del estribo flotante.

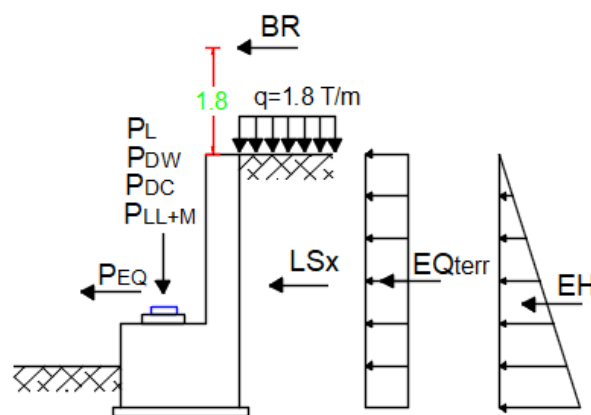


Figura 3.1 Diagrama de Fuerzas actuantes en viga cabezal

Fuente: Propia

3.4.1 Resumen de cargas horizontales y verticales

Tabla 3.4 Resumen de cargas verticales

Resumen de cargas verticales		
CARGA	TIPO	V[Ton]
DC	DC	58.08
R(DC)	DC	21.19
R(DW)	DW	17.55
R(LL)	LL	47.22
R(IM)	IM	15.58
R(PL)=	PL	17.14
$\Sigma=$		176.76

Fuente: Propia

Tabla 3.5 Resumen de cargas horizontales

Resumen Cargas horizontales		
CARGA	TIPO	H(Ton/m)
LSH	LS	0.87
EH	EH	2.16
EQterr	EQ	1.22
0.5PIR	EQ	12.71
PEQ	EQ	16.95
BR	BR	2.36
$\Sigma=$		36.26

Fuente: Propia

3.5 Análisis de resistencias del Micropilote

La siguiente tabla muestra un resumen de la capacidad admisible (incluye FS) hallada para un micropilote en base a las características geotecnicas del suelo y condiciones de carga solicitantes según el criterio de resistencia. Además, muestra el número de Micropilotes necesarios para su buen desempeño.

Tabla 3.6 Resumen de resistencias admisibles por criterio y número de micropilotes

Criterio de Resistencia	Resistencia Admisible	Solicitante	# de Micropilotes
Al Hundimiento	12.64 Ton	176.76 Ton	14.00
Al Arranque	32.45 Ton	0.21 Ton	1.00
A Solicitaciones Transversales	5.00 Ton	36.26 Ton	8.00
Estructural a Compresión	70.00 Ton	176.76 Ton	3.00
Estructural a Tracción	115.77 Ton	0.21 Ton	1.00
Estructural a Flexión	0.44 Ton-m	7.84 Ton-m	18.00
Estructural a Cortante	20.56 Ton	36.26 Ton	2.00
A Esfuerzos Combinados	0.44 Ton-m	7.84 Ton-m	18.00

Fuente: propia

3.6 Análisis del grupo de Micropilotes

3.6.1 Capacidad del Grupo de Micropilotes

A continuación, se muestra la distribución seleccionada para el grupo de micropilotes, con separación S_x (sentido horizontal) de 1.25 y S_y (sentido vertical) de 0.6. La eficiencia de grupo tiende a la de los micropilotes aislados debido a su relación S/D mayor a 4 y efecto de punta despreciable.

La capacidad del grupo de Micropilotes se la determina analizando su comportamiento en conjunto frente a fuerzas de compresión y flexión. La siguiente Tabla muestra la evaluación frente a esas solicitantes, en la que la carga total individual por micropilote no debe exceder su capacidad admisible.

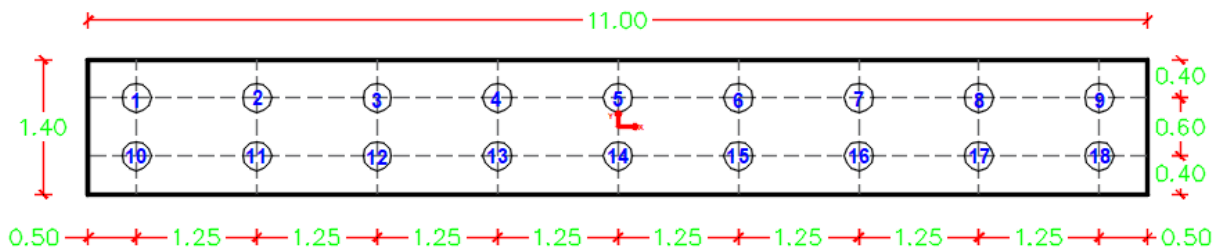


Figura 3.2 Distribución del grupo de micropilotes

Fuente: propia

Tabla 3.7 Capacidad del grupo de micropilotes

V=	176.76 T
Mx=	7.84 T·m
Qadm=	12.64 T

Micropilote #	Carga Axial [V/#]	y_i	y_i^2	Carga por Momento Mx [Mx*yi / Σyi]	Carga Total <Qadm
1	9.82	0.30	0.09	1.45	11.27
2	9.82	0.30	0.09	1.45	11.27
3	9.82	0.30	0.09	1.45	11.27
4	9.82	0.30	0.09	1.45	11.27
5	9.82	0.30	0.09	1.45	11.27
6	9.82	0.30	0.09	1.45	11.27
7	9.82	0.30	0.09	1.45	11.27
8	9.82	0.30	0.09	1.45	11.27
9	9.82	0.30	0.09	1.45	11.27
10	9.82	-0.30	0.09	-1.45	8.37
11	9.82	-0.30	0.09	-1.45	8.37

12	9.82	-0.30	0.09	-1.45	8.37
13	9.82	-0.30	0.09	-1.45	8.37
14	9.82	-0.30	0.09	-1.45	8.37
15	9.82	-0.30	0.09	-1.45	8.37
16	9.82	-0.30	0.09	-1.45	8.37
17	9.82	-0.30	0.09	-1.45	8.37
18	9.82	-0.30	0.09	-1.45	8.37
$\Sigma=$			1.62		176.76

Fuente: propia

3.6.2 Asentamiento del grupo

Tabla 3.8 Asiento del grupo de micropilotes

ASIENTO DEL GRUPO DE MICROPILOTES	
Carga axial aplicada al grupo de micropilotes [V]	176.76 T
Longitud del encepado [Lg]	11 m
Base del encepado [Bg]	1.4 m
Longitud del micropilote [L]	12 m
Módulo de poisson equivalente [ν equiv]	0.3
Módulo de Elasticidad medio equivalente del terreno [Em]	15013.8 [Mn/m ²]
Asiento del micropilote aislado	8.32 mm
Asiento del Grupo de micropilotes [Sg]	8.38 mm

Fuente: propia

3.7 Dimensiones geométricas

- Alzado Frontal de Viga Cabezal

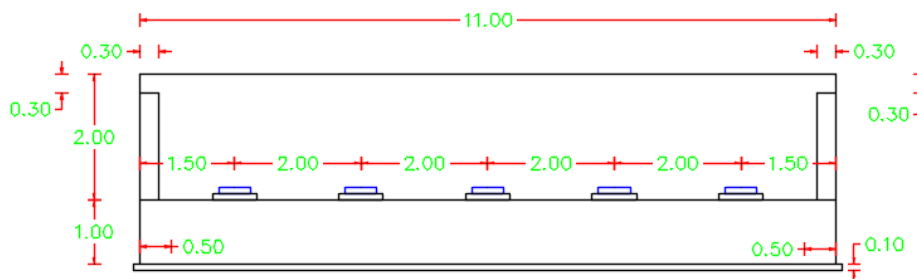


Figura 3.3 Alzado frontal de viga cabezal

Fuente: propia

- Alzado en Planta de Viga Cabezal

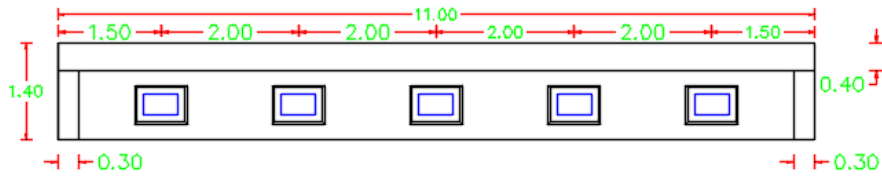


Figura 3.4 Planta de Viga Cabezal
Fuente: propia

- Sección de Viga Cabezal

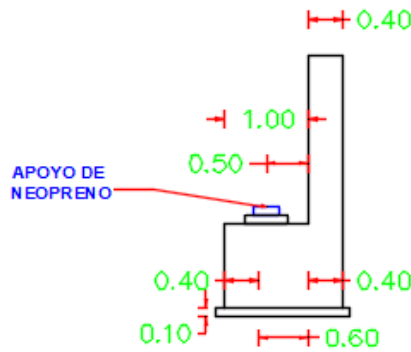


Figura 3.5 Corte transversal de Viga Cabezal
Fuente: propia

- Apoyos de Neopreno

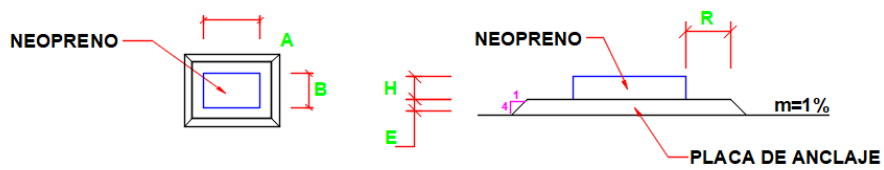


Figura 3.6 Apoyos de Neopreno
Fuente: propia

Tabla 3.9 Dimensiones de Apoyos de Neopreno

DEFINICIÓN DE APOYOS					
Apoyos	A (m)	B (m)	H (m)	E (m)	R (m)
1	0.50	0.30	0.10	0.10	0.10
2	0.50	0.30	0.10	0.10	0.10
3	0.50	0.30	0.10	0.10	0.10
4	0.50	0.30	0.10	0.10	0.10
5	0.50	0.30	0.10	0.10	0.10

Fuente: propia

- Vista en Planta de Micropilotes y Bulones

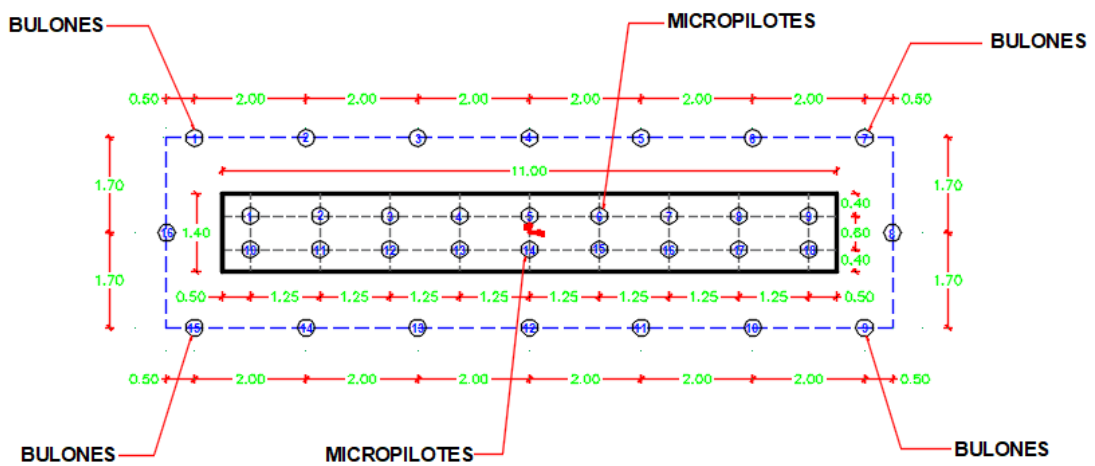


Figura 3.7 Planta de Micropilotes y Bulones

Fuente: propia

- Sección del Terreno

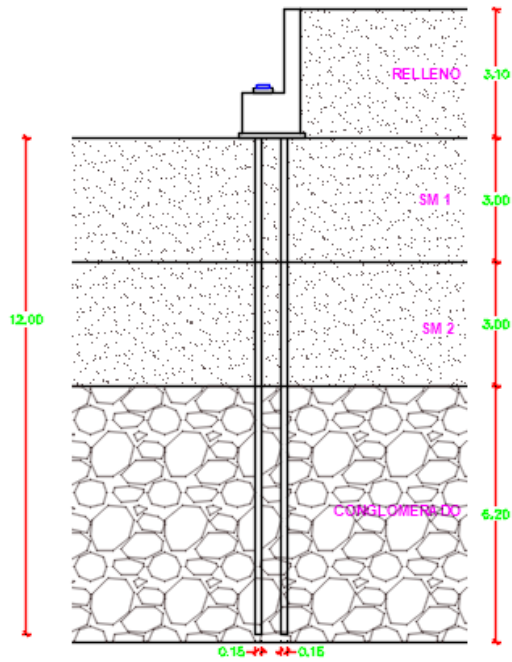


Figura 3.8 Sección del Terreno
Fuente: propia

Tabla 3.10 Parámetros Geotécnicos del suelo

Estrato N°	Descripción	Profundidad [m]	Densidad Natural [T/m ³]	Densidad Saturada [T/m ³]	Densidad Seca [T/m ³]	Ángulo de Fricción Interna (ϕ)	Cohesión [T/m ²]	Coefficiente de balasto Horizontal [Kn/m ³]	Angulo de friccion hormigón - terreno
1	SM	0.00 - 3.00	1.87	2.13	2.68	34.45	1.45	42220	17.23
2	SM	3.00 - 6.00	1.83	2.04	2.51	34.45	1.45	42220	17
3	Roca + Cementante	6.00 - 12.00	1.272	2.17	2.66	33.55	5.09	51414410	16.78

Fuente: propia

3.8 Armadura del Estribo Flotante

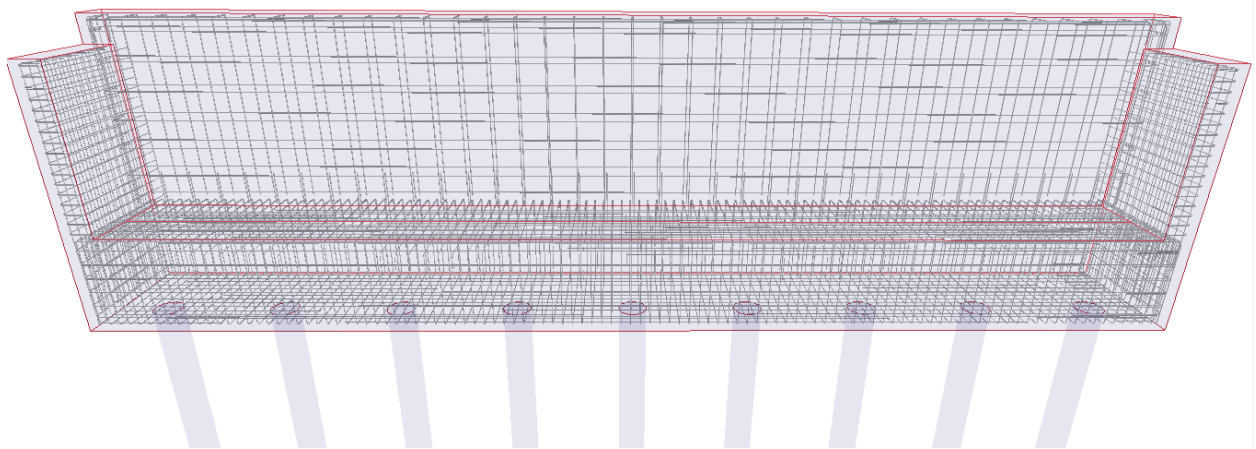


Figura 3.9 Armadura de hierro en Estribo Flotante (Vista 3D)

Fuente: propia

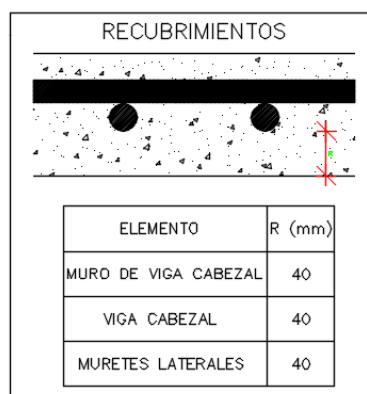


Figura 3.10 Especificaciones de recubrimiento

Fuente: propia

3.9 Estabilización de la estructura existente:

Debido a que la socavación afecta al estribo derecho con vista aguas abajo, el tratamiento con bulones inyectados sólo será aplicado al mencionado.

3.9.1 Estabilización de Muro-estribo

3.9.1.1 Detalle solución

La propuesta se basa en el uso de bulones inyectados, de 3m de longitud con una longitud de bulbo de 2.8m, y diámetro de 15 cm, con una varilla de 25 mm colocada en el centro, para el cálculo se idealizó al bulbo como un cilindro, sin embargo, se conoce que lo que se busca es formar un solo conjunto cementante, roca, bulón,

es decir que en la realidad la lechada ingresará por los espacios intersticiales, vacíos y demás. Además de los bulones se propone el uso de una malla electrosoldada de 8mm de 10x10 cm, con un recubrimiento de hormigón proyectado de 12 cm de espesor.

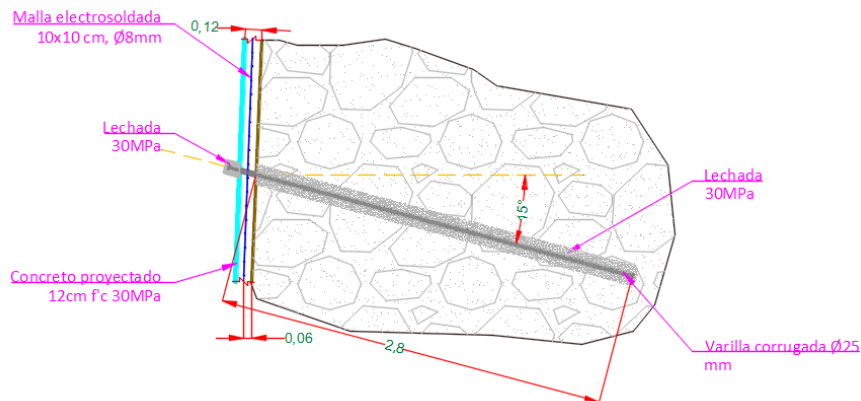


Figura 3.11 Detalle bulón en sistema Muro-Estribo, vista lateral

Fuente: Propia

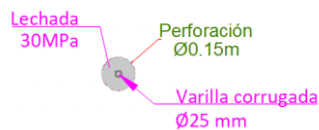


Figura 3.12 Detalle Bulón en sistema Muro-Estribo, vista frontal

Fuente: Propia

Posteriormente se muestran las capacidades al corte de cada bulón según a la profundidad a la que está localizado, así como las comprobaciones realizadas a rotura por tracción, deslizamiento del tirante en la lechada dentro del bulbo y finalmente frente al arrancamiento de este.

Tabla 3.11 Resultados de Bulones en Muro-Estribo

Profundidad Z [m]	Fuerza de corte dada T [KN]	Rotura del tirante a tracción		Deslizamiento del tirante en la lechada		Arrancamiento del bulbo	
		$P_{Nd}/A_T \leq f_{pk}/1.30$	$P_{Nd}/A_T \leq f_{yk}/1.15$	$P_{Nd}/(L_b \times p_T) \leq \tau_{lim}/1.2$	$P_{Nd}/(\pi D_b \times L_b) \leq \alpha_{adm}$		
1.2	32.48	79.40 ≤ 476.92	79.40 ≤ 365.22	0.18 ≤ 6.97	0.03 ≤ 0.10		
2.4	52.11	127.40 ≤ 476.92	127.40 ≤ 365.22	0.28 ≤ 6.97	0.05 ≤ 0.10		
3.6	66.00	161.34 ≤ 476.92	161.34 ≤ 365.22	0.36 ≤ 6.97	0.06 ≤ 0.10		

Fuente: Propia

3.9.1.2 Mallado

Se establece un Mallado cuadrado con distribución en tres bolillos, con dimensiones de 1.2 m de lado, tal como lo muestra la siguiente figura.

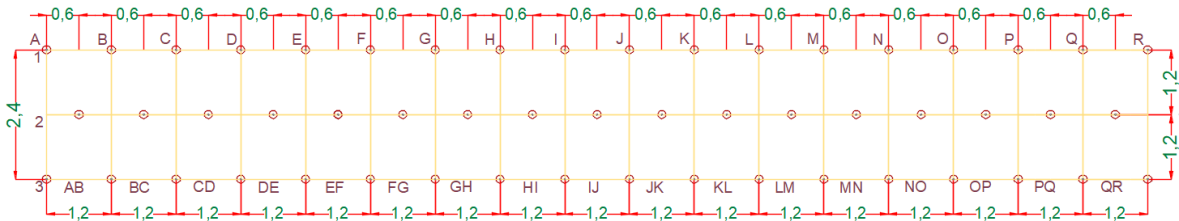


Figura 3.13 Malla de perforación para bulones en Muro y estribo existente

Fuente: Propia

3.9.1.3 Área de influencia por Bulón

El diámetro equivalente para el área de influencia por bulón es de 1.3, tal como se muestra posteriormente.

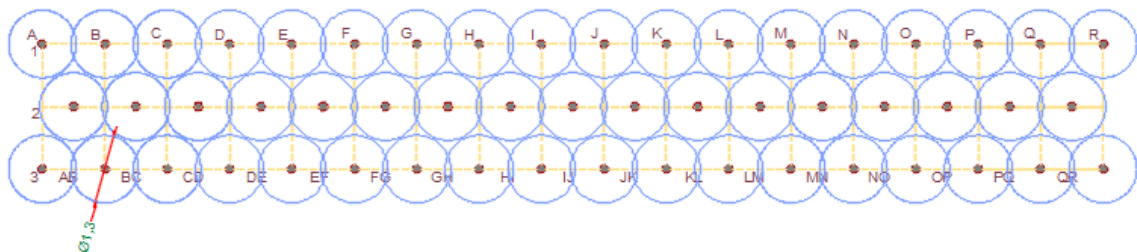


Figura 3.14 Área de influencia por bulón, en sistema Muro-Estribo

Fuente: Propia

3.9.1.4 Protección de bulón

Pese que la pantalla de muro estará recubierta de Hormigón proyectado 30MPa, queda una porción de varilla a la intemperie, como medida de prevención se propone el uso de unos dados de protección, para evitar efectos de oxidación en la varilla.

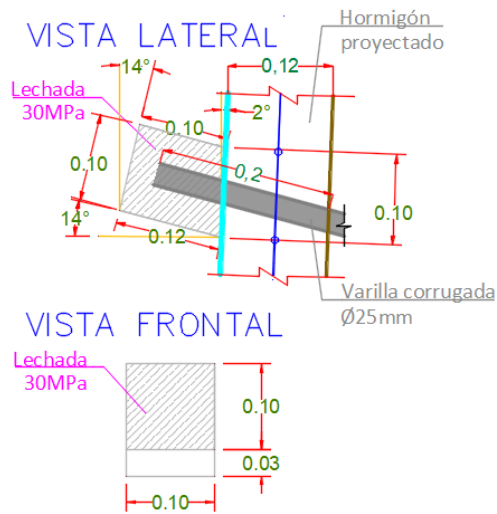


Figura 3.15 Dado de protección para bulones

Fuente: Propia

3.9.2 Solución a socavación

3.9.2.1 Detalle de solución

Se plantea el uso de bulones a lo largo del área de socavación, esta es de largo igual a 30m, y de altura aproximada de 1.5, correspondiente a la altura de socavación estimada previamente.

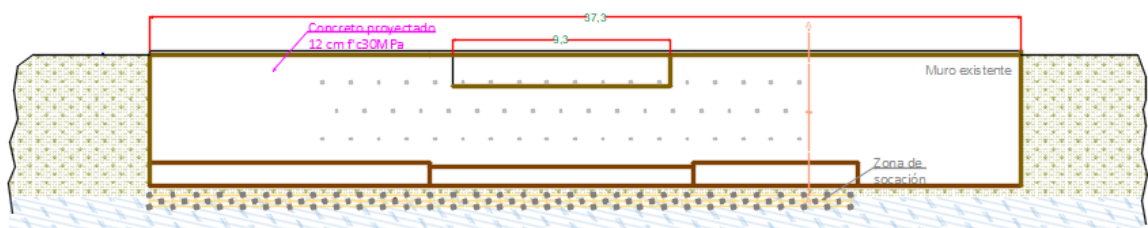


Figura 3.16 Vista frontal, del sistema Muro-Estribo y localización de la zona de socavación

Fuente: Propia

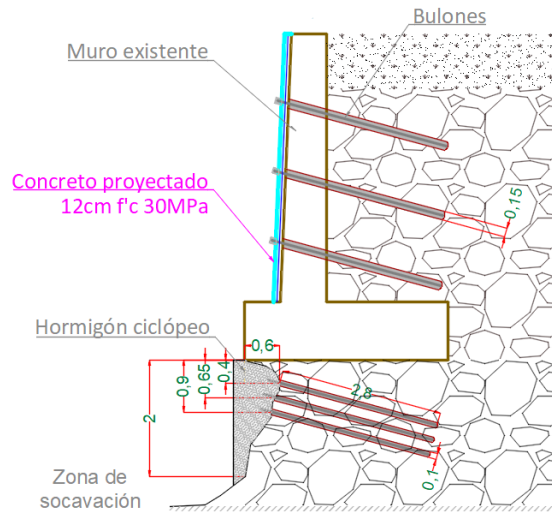


Figura 3.17 Profundidad de bulones en zona de socavación

Fuente: Propia



Figura 3.18 Detalle de bulón en zona de socavación, vista frontal

Fuente: Propia

Tabla 3.12 Resultados de Bulones en Socavación

Profundidad Z [m]	Fuerza de corte dada T [KN]	Rotura del tirante a tracción		Deslizamiento del tirante en la lechada		Arrancamiento del bulbo	
		$P_{Nd}/A_T \leq f_{pk}/1.30$	$P_{Nd}/A_T \leq f_{yk}/1.15$	$P_{Nd}/(L_b \times p_T) \leq \tau_{iim}/1.2$	$P_{Nd}/(\pi D_b \times L_b) \leq a_{adm}$		
6	60.66	231.70 ≤ 476.92	231.70 ≤ 365.22	0.41 ≤ 6.97	0.08 ≤ 0.10		
6.65	65.17	248.93 ≤ 476.92	248.93 ≤ 365.22	0.44 ≤ 6.97	0.09 ≤ 0.10		
6.9	66.91	255.56 ≤ 476.92	255.56 ≤ 365.22	0.46 ≤ 6.97	0.09 ≤ 0.10		

Fuente: Propia

3.9.2.2 Mallado

Se establece un mallado rectangular de 1m en el eje x y de 0.25m eje, con distribución en tres bolillos, tal como lo muestra la siguiente figura.



Figura 3.19 Mallado de perforación para bulones en zona de socavación.

Fuente: Propia

3.9.2.3 Área de influencia por bulón

Bajo la fórmula previamente establecida, se saca el área de influencia de cada bulón con que corresponde a diámetro efectivo de 0.49m.



Figura 3.20 Área de influencia por bulón en zona de socavación

Fuente: Propia

3.9.2.4 Armado de bulones

Para un mejor ajuste y resistencia, en lugar de malla electrosoldada, se decidió utilizar un armado con varilla de 8mm, tal que una la configuración de 3 bolillos existente para los bulones, tal como lo muestra la siguiente figura.

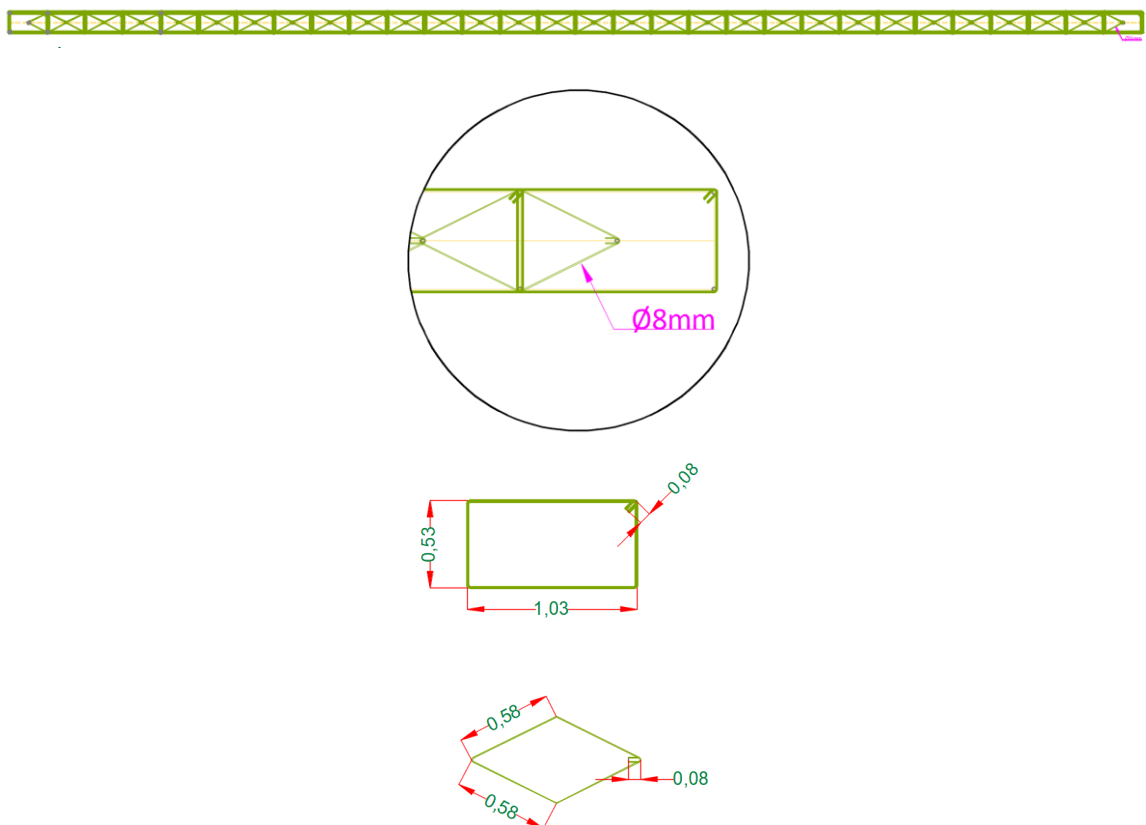


Figura 3.21 Detalle de armado para bulones en zona de socavación

Fuente: Propia

3.9.2.5 Relleno de material socavado

Debido a que actualmente al pie del estribo ya se encuentra socavado, se debe realizar el relleno de dicha zona, para lo cual se plantea el uso de Hormigón ciclópeo con inyecciones de micro sílice, pese a que la altura de socavación estimada fue de 1.5 m, el relleno de Hormigón ciclópeo será de 2 m de profundidad y excediéndose con al menos 20 cm del pie del muro.

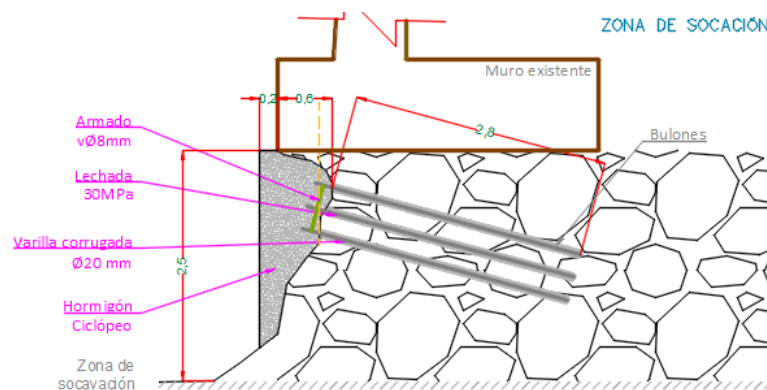


Figura 3.22 Detalle de zona de socavación, vista lateral

Fuente: Propia

3.10 Guía de buenas prácticas ambientales

3.10.1 Introducción

La sección a desarrollarse busca una gestión ambiental adecuada, que incluya acciones y actividades a ser ejecutadas durante el transcurso del proyecto, tanto para trabajadores, contratistas, subcontratistas y visitantes.

Adicional, busca una concientización sobre el buen uso de los recursos naturales y materiales en general, esto dando sugerencias puntuales según sea la actividad.

3.10.2 Descripción general de la actividad

La presente Guía de buenas prácticas ambientales, tiene como finalidad la prevención de la contaminación y la minimización del impacto ambiental negativo, generado por el desarrollo de la obra correspondiente a la estabilización y construcción de los estribos del nuevo puente de la calle “Héroes del Cenepa”, en

la ciudad de Caluma, provincia de Bolívar, sobre el río Caluma; La presente obra puede ser dividida en 3 etapas:

1. Solución a socavación
2. Estabilización de Pantallas de muros existentes.
3. Construcción de estribos flotantes.

Todo lo establecido en la presente guía, se extiende a todo el personal que labore en la obra, incluyendo contratistas, subcontratistas y visitantes, en el cuadro siguiente se dan los detalles generales de la obra.

Tabla 3.13 Detalles generales de la obra

Localización:				
Sistema de coordenadas UTM WGS84, Zona (correspondiente al Huso Horario) Centroides del proyecto, obra o actividad:				
X: 694093.21	Y: 9819516.64		Altitud: 342.000 m.s.n.m.	
Estado del proyecto, obra o actividad:	Construcción: X	Operación:	Cierre:	Abandono:
Dirección del proyecto, obra o actividad:				
Héroes del Cenepa entre Roberto Solano y Elías Fierro				
Cantón: Caluma	Ciudad: Caluma		Provincia: Bolívar	
Parroquia: Caluma	Urbana: X		Rural:	
Datos del Promotor: GAD MUNICIPAL DE CALUMA				
Domicilio del promotor: Av. De las naranjas y Alfredo Caamacho.				

Fuente: Propia.

3.10.3 Recomendaciones ambiental

3.10.3.1 Fase de diseño

- Realizar un estudio preliminar en la zona de interés, de tal forma que se busque aprovechar al máximo las características de la misma.

- Considerar los periodos del año y sus condiciones climáticas, para el inicio de la obra, puesto que el Río Caluma es conocido por su elevado tirante de agua y caudales elevados, por lo cual se recomienda iniciar en época de estiaje.
- Localice los tachos o contenedores de basura populares, de tal forma que los desechos no peligrosos recogidos al diario puedan ser depositados en su correspondiente contenedor.
- Establecer una zona ideal para el depósito temporal de desechos no peligrosos, en caso de ser requerida.
- Establecer vías de acceso secundarias para contrarrestar el efecto social generado por el desarrollo de la presente obra.

3.10.3.2 Fase de construcción

3.10.3.2.1 Manipulación de materiales

- Debe ser comprobado las condiciones óptimas del material a ser utilizado en la obra, previo su recepción.
- La zona de recepción y almacenaje debe encontrarse ordenada y en óptimas condiciones.
- Las cantidades de lechada a ser inyectada, debe ser estimada correctamente para evitar la cantidad de desperdicios a ser generados por sobrantes de mezclas.
- Acopiar material que puede ser reutilizado en otras actividades a ser desarrollas, tales como, envases, tablas, tiras, varillas de acero, y otros.

3.10.3.2.2 Almacenamiento de materiales

- Disponer de una zona de acopio de material, queda permitido el uso de contenedores para este fin.
- Apilar los materiales evitando la rotura de sus envolturas de protección.
- Los materiales inflamables deben ser depositados en zonas con ventilación adecuada.

3.10.3.2.3 Manejo de desechos no peligrosos

- Se recomienda contar con 2 tipos de almacenamiento, primario y secundario, siendo el almacenamiento primario, el ejecutarse en el lugar de

la generación y el secundario, en áreas específicas en el frente de la obra, previo al almacenamiento final.

- Los contenedores de almacenamientos secundarios de desechos no peligrosos deberán estar localizados en sitios visibles, de fácil acceso, en superficies planas y a su vez contarán con un sistema de fácil traslado.
- Los residuos no peligrosos provenientes de los contenedores de almacenamiento secundario deberán ser enviados al sistema de recolección municipal.
- Para los desechos de gran tamaño, que no son permitidos ser depositados en el sistema de recolección municipal, se procederá según las especificaciones de la fiscalización.
- Prohibición de quema de residuos a cielo abierto o en contenedores de almacenamiento.
- Se prohíbe eliminar residuos al sistema de alcantarillado, vías públicas o en edificaciones cercanas.
- El transporte de desechos debe ser realizado de manera cuidadosa evitando su caída al momento de transportarlo hasta la disposición final.
- Durante el traslado de contenedores y para carga y descarga se deberá utilizar equipos de protección personal.

3.10.3.2.4 Emisiones a la atmósfera

- Establecer lugares adecuados para el almacenaje, mezcla y carga de los materiales de construcción.
- Los materiales de construcción volátiles tanto como movimiento de tierras y de acopios que puedan producir polvo se los resguardara de los vientos y deben ser cubiertos con lonas para evitar la dispersión
- Mantenimiento adecuado de las maquinarias y vehículos de construcción y transporte para maximizar la eficiencia del combustible y minimizar la emisión de contaminantes.
- Establecer un cronograma para el uso de maquinarias que generen mayor ruido, evitando realizar las actividades más ruidosas en horarios inadecuados.

- Humedecer las superficies en las que se prevea generación excesiva de polvo.

3.10.3.2.5 Uso adecuado del agua

- Prohibición de la disposición de desechos sobre el cauce del río o red de alcantarillado, estos desechos incluyen, sólidos, combustibles y aceites.
- Las mangueras utilizadas deberán tener llaves de paso en la entrada y salida para evitar pérdidas de agua.
- Realizar el debido control para la cantidad de agua utilizada en la preparación de mezclas, limpieza y actividades en general.
- Reutilizar el agua en caso de ser posible, mediante el uso de decantadores a gravedad para el agua de limpieza.

3.10.3.2.6 Seguridad industrial y salud ocupacional

- Se recomienda disponer de baterías sanitarias portátiles, una cabina cada 20 personas, el manejo ambiental de estos sistemas funcionará cumpliendo la normativa y disposición ambientales generales vigentes.
- Realizar simulacros, que abarquen las diferentes situaciones de emergencias que se pueden presentar a lo largo de la obra.
- Las áreas de trabajo deberán estar suministradas por equipos de primeros auxilios.
- Dotación de implementos de trabajo y de protección personal para el personal que labora en el proyecto y visitantes, con la finalidad de evitar y/o minimizar afectaciones a la seguridad y salud, estos serán dependiendo a los riesgos a los cuales estarán expuestos.
- Los equipos contra incendios deben ser ubicados en lugares accesibles y contar con señalética llamativa, además de ser inspeccionados periódicamente.
- Para evitar derrames pequeños en el mantenimiento de maquinarias deberán ser colocados almohadillas absorbentes debajo de la misma antes de efectuar el mantenimiento.
- El derrame de lechada utilizada en las inyecciones debe ser evitado, para lo cual se recomienda realizar perforaciones de 50 cm de cada lado y 60

cm de profundidad, la superficie debe ser recubierta de material impermeable, para evitar el contacto de la lechada con el terreno natural y retirada de las perforaciones una vez que esta haya sido fraguada para que la perforación realizada pueda ser reutilizada.

- Deben ser realizadas reuniones obligatorias de seguridad industrial para verificar y asegurar el entendimiento y cumplimiento de los procedimientos de seguridad industrial establecidos. Estas serán dirigidas a trabajadores fijos y temporales, subcontratistas y visitantes.

3.10.3.3 Fase de entrega de área

- Se considerará como momento de cierre cuando las áreas dejen de ser utilizadas, es decir cuando se hayan desmontado estructuras prefabricadas existentes, las áreas de depósitos de material hayan sido limpiadas y reacondicionadas.
- El contratista deberá realizar el cierre de obra, lo cual incluye la limpieza, mantenimiento y adecuación de las áreas utilizadas para campamentos, almacenamiento de materiales, residuos, entre otros.
- Queda totalmente prohibido dejar materiales o equipos en el área utilizada.
- Presentar un informe detallado con las actividades realizadas en el cierre y desalojo de obra, con la finalidad de establecer los lugares que fueron utilizados en el proyecto.

3.11 Análisis de Costos

Tabla 3.14 Presupuesto Referencial de Obra

RUBRO	DETALLE	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNIT	PRECIO TOTAL
1.1	ESTABILIZACIÓN DE MUROS Y SOCAVACIÓN				
1.1.1	Bulones inclinados con protección en muro (Perforación, inyección y dado de protección)	u	53.00	95.79	\$ 5,076.87
1.1.2	Malla electrosoldada (10x10cm/8mm) y hormigón proyectado en muro	m2	184.84	31.00	\$ 5,730.04
1.1.3	Bulones en socavación (Perforación e inyección)	u	92.00	73.75	\$ 6,785.00
1.1.4	Armado de acero para cabezales de bulones en socavación 8mm	kg	73.20	4.20	\$ 307.45
1.1.5	Hormigón Ciclópeo f _c =30 Mpa en socavación	m3	64.16	85.40	\$ 5,478.92
1.1.6	Entibado metálico f _y = 4200 kg/cm ² , e=8 mm	m2	192.10	144.37	\$ 27,732.76
				SUBTOTAL:	\$ 51,111.03
1.2	OBRAS PRELIMINARES				
1.2.1	Trazado y replanteo	m2	88.40	6.94	\$ 613.50
1.2.2	Limpieza del terreno	m2	88.40	3.06	\$ 270.50
1.2.3	Entibado de viviendas colindantes	m2	210.00	11.92	\$ 2,503.20
1.2.4	Sellado de viviendas vecinas	m2	42.00	26.78	\$ 1,124.76
				SUBTOTAL:	\$ 4,511.96
1.3	MOVIMIENTO DE TIERRAS				
1.3.1	Excavación a máquina	m3	282.88	13.14	\$ 3,717.04
1.3.2	Desalojo de Material con Volqueta hasta 20Km	m3	339.46	8.47	\$ 2,875.19
1.3.3	Relleno compactado con material de mejoramiento	m3	106.56	14.30	\$ 1,523.81
				SUBTOTAL:	\$ 8,116.04
1.4	CIMENTACIÓN				
1.4.1	Micropilotes con encamisado de acero	u	36.00	797.79	\$ 28,720.44
1.4.2	Bulones verticales	u	32.00	349.10	\$ 11,171.20
				SUBTOTAL:	\$ 39,891.64
1.5	ESTRUCTURA				
1.5.1	Replanteo de hormigón simple f _c =20Mpa, e= 10 cm	m3	3.58	17.55	\$ 62.90
1.5.2	Hormigón en cargadero, espaldón y muretes laterales f _c =30 Mpa (Inc. Enco.)	m3	50.44	202.51	\$ 10,214.60
1.5.3	Acero de refuerzo f _y =4200 kg/cm ²	kg	2,089.60	3.10	\$ 6,477.76
				SUBTOTAL:	\$ 16,755.26
1.6	DISPOSITIVOS DE SOPORTE DE SUPERESTRUCTURA				
1.6.1	Placas de apoyo de neopreno	u	5.00	154.18	\$ 770.90
				SUBTOTAL:	\$ 770.90
1.7	AMBIENTAL				
1.7.1	Señalización vertical de prevención	u	6.00	170.86	\$ 1,025.16
1.7.2	Delimitación de Obra	m	30.00	44.89	\$ 1,346.70
1.7.3	Vestimenta de seguridad industrial (EPP)	u	30.00	34.90	\$ 1,047.00
1.7.4	Cámara de control de derrames	m3	1.50	245.69	\$ 368.54
1.7.5	Batería Sanitaria móvil (Instalación y mantenimiento)	u	2.00	565.08	\$ 1,130.16
				SUBTOTAL:	\$ 4,917.56
COSTO DIRECTO DE LA OBRA (CD)					\$ 126,074.39
COSTOS INDIRECTOS (CI)			29.00%		\$ 36,563.74
COSTO TOTAL DE LA OBRA (CD+CI)					\$ 162,638.12

Los análisis de Costos se desglosan mediante una estructura de trabajo conocido como EDT que permite organizar mediante paquetes de trabajo cada rubro asociado a cada etapa del proyecto. En él se definen los análisis de precios unitarios y la cantidad requerida por rubro para así determinar el costo total de la obra.

El detalle de Costos indirectos se lo estima mediante gastos de operación, gastos administrativos, Utilidad, Imprevistos y Financiamiento, el porcentaje de sus valores se muestran en la Tabla 3.15. El Costo total de la obra incluyendo costos indirectos es de \$162,638.12, el desglose de cada rubro, así como también el de cantidades de obra se muestran con mayor detalle en el Apéndice D.

Tabla 3.15 Resumen de Costos Indirectos

Resumen de Costos Indirectos		
Detalle	Cantidad	Porcentaje
Gastos de Operación	\$ 14,332.50	11.37%
Gastos Administrativos	\$ 10,645.00	8.44%
Utilidad		8.00%
Imprevistos		1.00%
Financiamiento		0.19%

TOTAL = 29.00%

CAPÍTULO 4

4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1 Conclusiones

- Bajo inspecciones y estudios visuales realizados en salidas a campo, pudo observarse la gravedad de las condiciones estructurales del Puente actual localizado en la calle “Héroes del Cenepa”, entre las fallas encontradas pueden ser mencionadas, fisuras en elemento estructurales, desprendimiento de recubrimiento en vigas y losa, exposición y oxidación de varillas de refuerzo de las vigas y losa, deflexiones mayores a 10mm en vigas y losa, asentamientos en pila principal y socavación en estribo derecho vista aguas abajo, situación que da a conocer la necesidad de rehabilitación o mejoramiento del puente en cuestión, debido a características de la zona en la cual se encuentra localizado las restricciones de mayor importancia son el área de excavación y el tiempo de inhabilitación del puente.
- En la socialización realizada con el Alcalde de la ciudad de Caluma, se estableció el alcance del proyecto, el cual incluye el diseño de estribos para el nuevo puente de 36 m localizado en la calle “Héroes del Cenepa”, además de una solución viable a la socavación local presente al pie del estribo derecho aguas abajo, adicional a esto, se planteó el dilema ante los muros existentes junto a los estribos del puente, ya que estos funcionan como elementos de contención del terreno natural detrás de ellos, es por esto que se decidió la no demolición de los mismos, orientando el proyecto a la búsqueda de asegurar la estabilidad de éstos, mismos que no presentan daños estructurales visibles, pero si socavación en su base.
- Fueron realizadas 2 calicatas a distintas distancias del puente de estudio, con la finalidad de obtener o estimar parámetros de caracterización geotécnica, se trabajó con muestra alterada por falta de presupuesto para realizar un ensayo SPT o algún otro ensayo de muestra inalterada, como

es el ensayo de tubo de pared delgada, también conocido como Tubo Shelby, este último no llegó a concretar por la presencia de material granular y rocas en la zona de estudio, lo cual no permitió la penetración del mismo en el terreno natural. Buscando la aproximación más real del comportamiento in situ, además, se realizó la extracción de material cementante del conglomerado, para posteriormente someter a la muestra a un ensayo de corte, con el fin de la obtención del ángulo de fricción y la cohesión del mismo, la muestra fue sometida a compactación y secado al ambiente previo el ensayo, los resultados obtenidos fueron de un ángulo de fricción de 33.55° y una cohesión de 5.19 T/m^2 , finalmente se establecieron 3 capas de estratos, los dos primeros correspondientes a una Arena limosa de compacidad suelta según la clasificación SUCGS, de 3m de espesor y el último correspondiente a conglomerado.

- El diseño del estribo Flotante seleccionado como mejor alternativa en base a criterios de evaluación, se desarrolló mediante 2 metodologías separadas, la primera que concierne a la viga cabezal en función de “AASHTO para Puentes por LRFD 2014” y la segunda para la cimentación de la viga cabezal en base a la “Guía española para la ejecución de micropilotes en Obras de Carretera, 2005”. Con la aplicación de estas especificaciones de diseño se obtuvo un estribo con un área en planta de 15.4 m^2 y un número de 18 micropilotes dispuestos en 2 filas de 9 cada una, con dimensiones de 12 m de profundidad y diámetro igual a 15 cm. Además, a manera de mejorar el terreno de cimentación se dispuso una distribución de bulones verticales de mismas dimensiones a una separación de 1 m al área del estribo, con un diámetro de acción de 2m por cada bulón.
- Para la estimación del caudal fueron aplicados 3 métodos de análisis, los 2 primeros basados en la intensidad máxima generada en un tiempo igual al tiempo de concentración, ya que este es el que permite que todos los puntos de la cuenca contribuyan simultáneamente al caudal recibido en el punto de análisis, dicha estimación puede ser obtenida mediante la aplicación de Curvas IDF; El otro método de análisis fue el propuesto por

la Revista Ciencia UNEMI, en el cual se realizan estimaciones empíricas para la determinación de caudales en cuencas con poca información Hidrológica, siendo la de interés la de caudal máximo que depende de la precipitación y periodo de retorno. Con la aplicación de los 3 métodos se confirmó la aplicabilidad de este último método puesto que se obtuvo un valor de caudal máximo igual a 447.38 m³/s, valor medio entre el obtenido por el método racional y racional modificado, 573.33 m³/s y 377.39 m³/s respectivamente, teniendo en consideración que los otros dos métodos están basados en hipótesis propios del área o zona de estimación.

- Los datos de precipitación máxima, proporcionados por el INAHMIN para la estación meteorológica M129, analizados para la realización de las curvas IDF, inicialmente presentaron una desviación estándar elevada, por lo cual se necesitó un análisis de datos dudosos, el cual consiste en determinar los límites de confianza correspondientes al rango superior e inferior de las muestras, basados en el sesgo, coeficiente que mide la asimetría en una serie específica, post dicho análisis fueron reducidos 7 datos de la serie inicial quedando así 30 datos de precipitaciones máximas con una desviación estándar de 19.87, posteriormente se requirió una estimación probabilística de las precipitaciones de la serie de datos máximos, las que según la literatura existente, presentan un mejor ajuste al Método de Gumbel, el cual presenta una función $F(x)$ que está relacionada con la probabilidad de ocurrencia de fenómenos y que a su vez se relaciona con el periodo de retorno; Obteniendo finalmente las Curvas IDF, para periodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50, 75, 100 y 500 años.
- La obra está valorada en \$162 638.12, costo que incluye la estabilización de muros pre existentes, solución a socavación y la subestructura del puente nuevo, además de actividades extras tales como obras preliminares, movimientos de tierras y costos indirectos, esta valoración puede ser considerada como baja al ser comparada con el coste de la construcción de un nuevo puente de características geométricas similares,

y que incluya la demolición de los muros portantes actuales, el cual está valorado tentativamente en \$350 000.00, implicando así un ahorro aproximado del 46%.

4.2 Recomendaciones

- Para un diseño definitivo del proyecto, se recomienda la determinación detallada del perfil geotécnico del suelo mediante perforaciones a profundidades por debajo del nivel de cimentación con el fin de mejorar la exactitud en la obtención de parámetros de resistencia del suelo y con ello depurar el diseño del estribo
- En ejecución de obra se recomienda realizar primero la estabilización de los muros existentes y luego la construcción de los estribos, para asegurar el buen funcionamiento de la obra.
- Se recomienda realizar una evaluación de impacto ambiental debido a las inyecciones de lechada como solución a los muros y en la cimentación de los estribos.
- Previo a la construcción total de micropilotes, se recomienda realizar ensayos de prueba de carga in situ con el fin de conocer las resistencias reales de cada micropilote y compararlas con las descritas en el diseño, a modo que el número de micropilotes a soportar cargas sea el adecuado.
- Se recomienda la realización de expropiaciones en las estructuras colindantes a la obra, para fines de construcción del estribo.
- La dosificación de la lechada a ser utilizada tanto para los micropilotes, como para los bulones debe tomar en consideración las condiciones a la que estarán expuestos los sistemas, es decir, que se recomienda el uso de

aditivos para aumentar la manejabilidad y compacidad de la lechada, además de reducir la retracción y acelerar el fraguado.

- Las perforaciones de los bulones, debe ser efectuada respetando diámetros, profundidades y ubicaciones según lo indicado en los planos del proyecto, salvo bajo criterio del Director de obras.
- Se recomienda iniciar la obra en la época de estiaje, que es cuando el Río tiene el menor caudal, se dice que en la ciudad de Caluma es entre los meses de septiembre y octubre.

5. BIBLIOGRAFÍA

AASHTO. (2014). *Diseño de Puentes*.

Aníbal, M., & Zotar, C. (2014). *Diseño de un Puente con estribo Integral (Tesis de Pregrado)*. Universidad Nacional de Córdoba, Córdoba .

Aníbal, M., & Zotar, C. (2014). *Diseño de un Puente con Estribo Integral (Tesis de Pregrado)*. Universidad Nacional de Córdoba , Córdoba.

Arana Molina, M., & Márquez Velasco, D. Y. (2019). *Prediseño de un puente vehicular de 36 m, sobre el Río Caluma, ciudad de Caluma, Provincia de Bolívar*. Guayaquil.

Barker, R., & Puckett, J. (2007). *Design of Highway Bridges and LRFD approach*. (Segunda ed.). New Jersey: John Wiley & Sons.

Campos Aranda, D. (1992). *Procesos del ciclo hidrológico* (Segunda ed.). San Luis Potosí, México.

Chang-Yu Ou. (2006). *Deep Excavation*. Taipei, Taiwan: Taylor & Francis / Balkema.

Das, B. M. (2015). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*.

Dirección General de Carreteras. (2003). *Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera*. (Segunda ed.). Madrid: Centro de Publicaciones Secretaría Técnica Ministerio del Fomento.

Dirección General de Carreteras. (2005). *Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera*. España.

Duncan, J., Wright, S., & Brandon, T. (2014). *Soil Strength and slope stability* (Segunda ed.). New Jersey: John Wiley & Sons, Inc., Hoboken.

Duque Escobar, G. (2003). *Manual de geología para ingenieros*.

Elbio, F. (2016). *Socavación producida por el río Huallaga al puente Colpa Alta en la provincia de Huánuco, utilizando los Métodos de Artamanov, Straub y Maza, en el HEC-RAS*. Tesis de Máster en Ingeniería Civil con Mención en Ingeniería Vial, Universidad de Piura, Facultad de Ingeniería, Lima, Perú.

EPTISA. (s.f.). *Plan de Encauzamiento del Río Barbañá y el Arroyo San Benito*.

Fuentes Aucancela, D. d., & Toza Mantilla, O. G. (2010). *Propuesta de diseño de una hacienda agroturística modelo para su implementación en el cantón Caluma provincia de Bolívar*. Tesis de Grado, Escuela Superior Politécnica del Litoral , Facultad de Ingeniería Marítima y Ciencias del Mar, Guayaquil.

Gangotena Cubillos, V. d. (2011). *Propuesta de Desarrollo Sostenible para el Cantón Caluma, Provincia de Bolívar*. Tesis de grado, Universidad Tecnológica Equinoccial, Facultad de Turismo y preservación Ambiental, Hotelería y Gastronomía, Quito.

GEOCISA. (2008). *MICROPILOTES*. España.

Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal del Cantón Caluma. (2014-2019). *Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial*. Municipalidd de Caluma, Caluma.

- Godinez Melgares, G. (2010). *Diseño y Construcción de Puentes*.
- INAHMI. (s.f.). *Anuario Meteorológico*. Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología, Quito.
- INEC . (2010). *Censo de Población y Vivienda*. Obtenido de http://app.sni.gob.ec/sni-link/sni/Portal%20SNI%202014/FICHAS%20F/0206_CALUMA_BOLIVAR.pdf
- Jaramillo Ramos, S. C., & Apolo Iñiguez, W. A. (2015). *Afectaciones por la explotación pétreo en el cauce del Río Pita, sector Playas de Ojiva, cantón Babahoyo, provincia de Kis Ríos. Propuesta de soluciones*. Proyecto de Materia Integradora, Escuela Superior Politécnica del Litoral, Facultad en Ciencias de la Tierra, Guayaquil.
- Linsley, R. K., Kohler, M. A., & Paulus, J. L. (1977). *Hidrología para ingenieros* (Segunda ed.). (A. Deeb, J. I. Ordoñez, & F. Castrillón, Trad.) Bogotá, Colombia: McGraw-Hill Latinoamericana S.A.
- Mendoza Chuta, J. A. (2018). *Diseño del drenaje pluvial para la nave industrial del proyecto agroforestal de Pijuayo ubicado en el distrito de Lamas, provincia de Tarapoto, departamento de San Martín*. Monografía Técnica, Universidad Nacional Mayor de San Marcos, Escuela Profesional de Ingeniería Mecánica de Fluidos, Lima.
- Ministerio de Obras Públicas de España. (1987). *Cálculo hidrometeorológico de caudales máximos en pequeñas cuencas naturales*. Madrid: Almer, S.A.
- Ministerio de Salud Pública. (2015). *Acuerdo Ministerial 5212 Tipología para Homologar establecimientos de salud por niveles*. Ecuador.
- Ministerio de Transporte y Obras Públicas. (2013). *Norma Ecuatoriana Vial NEVI-12-MTOP* (Vol. II). Quito, Ecuador.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú. (2008). *Manual para el Diseño de Carreteras Pavimentadas de Bajo Volumen de Tránsito*. Dirección General de Caminos y Ferrocarriles.
- Mintegui Aguirre, J. A., & López Unzu, F. (1990). *La ordenación Agrohidrológica en la Planificación*. (E. Jaurilaritza, & A. Zerbitzu Nagusia, Edits.) España.
- Montejo, A. (2002). *Ingeniería de Pavimentos para Carreteras*.
- Municipio de Caluma. (s.f.). *Caluma, Capital cítrica del Ecuador*. Obtenido de <https://www.caluma.gob.ec/index.php/caluma>
- NEC. (2015). *NEC-SE-DS-Peligro Sísmico-parte-1*. Dirección de comunicación social, MIDUVI.
- Peck, R., Hanson, W., & Thornburn, T. (1973). *Foundation Engineering*. New York: John Wiley & Sons, Inc. doi:0-47-67585-7
- Pizarro Tapia, R., Abara Martínez, A., & Flores Villanelo, J. P. (2001). *Análisis Comparativo de las Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia (IDF) en 6 Estaciones Pluviográficas (VII Región del Maule, Chile)*. Universidad de Talca, Facultad de Ciencias Forestales, Departamento de Gestión Forestal y Ambiental, Chile.
- Pizarro, R., Flores, J. P., Sanguaneza, C., & Martínez, E. (s.f.). *Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia*. Sociedad Estándares de Ingeniería para Aguas y Suelos Ltda.

Presidencia de la República del Ecuador. (2010). *Código Orgánico Organización Territorial Autonomía Descentralización*.

Rojo Hernández, J. D. (s.f.). *Expresiones para el cálculo de los eventos para el período de retorno T y de los respectivos estándar de estimación requeridos para la determinación de los intervalos de confianza de los estimados de los valores esperados*.

Sáez, E. (2010). *Fundamentos de Geotecnia*.

Sánchez San Ramón, F. J. (2016). *Hidrología superficial III: Relación Precipitación - Escorrentía*. España: Departamento de Geología - Universidad Salamanca.

Sánchez San Román, F. (2013). *Cálculos estadísticos en hidrología*. Universidad de Salamanca, Departamento de Geología, España.

Sandoval Erazo, W. R., & Aguilera Ortiz, E. P. (Diciembre de 2014). Determinación de Caudales en cuencas con poco información Hidrológica. *Revista Ciencia UNEMI*, 100-110.

Serquén, M. I. (2017). *Puentes con AASHTO LRFD 2014 (7th Edición)*. Perú.

Sistema Único de Información Ambiental (SUIA). (2015). *Categorización Ambiental Nacional*. Catálogo, Ministerio del Ambiente, Calidad Ambiental.

Témez, J. (1987). *Cálculo hidrometeorológico de caudales máximos en cuencas naturales*. Madrid, España: Dirección General de carreteras.

Ven Te Chow, Maidment, D. R., & Mays, L. W. (1994). *Hidrología aplicada*. Santafé de Bogotá: McGRAW-HILL INTERAMERICANA, S.A.

Villarino Otero, A. (s.f.). *Puentes definiciones y conceptos generales*.

Zotar, A. (2014). *Diseño de un Puente con estribo integral, Tesis de pregrado*.

6. APÉNDICES

APÉNDICE A: Láminas utilizadas para el estudio hidráulico e hidrológico

1. **LÁMINA 1/4:** Delimitación de la Microcuenca Caluma.
2. **LÁMINA 2/4:** Curvas de nivel en Microcuenca Caluma.
3. **LÁMINA 3/4:** Uso de suelo en Microcuenca Caluma.
4. **LÁMINA 4/4:** Localización de Puentes de interés y estación Meteorológica.

APENDICE B: Memoria de cálculo

1. Estribos
2. Estabilización de muros y Socavación

APENDICE C: Ensayos de Laboratorio

1. Granulometría
2. Humedad y Peso específico
3. Corte directo
4. Parámetros geotécnicos de la roca

APENDICE D: Análisis de Precios Unitarios

APENDICE E: Planos

1. Estabilización de Muros existentes
2. Solución a socavación
3. Plano de Definición Geométrica – Estribo Flotante
4. Plano Estructural - Estribo Flotante

APENDICE F: Guía de buenas prácticas ambientales

Introducción

La sección a ser desarrollada busca una gestión ambiental adecuada, tal que incluya acciones y actividades a ser ejecutadas durante el transcurso del proyecto, tanto para trabajadores, contratistas, subcontratistas y visitantes.

Adicional, busca una concientización sobre el buen uso de los recursos naturales y materiales en general, esto dando sugerencias puntuales según sea la actividad.

Descripción general de la actividad

La presente Guía de buenas prácticas ambientales, tiene como finalidad la prevención de la contaminación y la minimización del impacto ambiental negativo, generado por el desarrollo de la obra correspondiente a la estabilización y construcción de los estribos del nuevo puente de la calle “Héroes del Cenepa”, en la ciudad de Caluma, provincia de Bolívar, sobre el río Caluma; La presente obra puede ser dividida en 3 etapas:

- Solución a socavación
- Estabilización de Pantallas de muros existentes.
- Construcción de estribos flotantes.

Todo lo establecido en la presente guía, se extiende a todo el personal que labore en la obra, incluyendo contratistas, subcontratistas y visitantes, en el cuadro siguiente se dan los detalles generales de la obra.

Recomendaciones

Fase de diseño

- Realizar un estudio preliminar en la zona de interés, de tal forma que se busque aprovechar al máximo las características de la misma.
- Considerar los periodos del año y sus condiciones climáticas, para el inicio de la obra, puesto que el Río Caluma es conocido por su elevado tirante de agua y caudales elevados, por lo cual se recomienda iniciar en época de estiaje.
- Localice los tachos o contenedores de basura populares, de tal forma que los desechos no peligrosos recogidos al diario puedan ser depositados en su correspondiente contenedor.

- Establecer una zona ideal para el depósito temporal de desechos no peligrosos, en caso de ser requerida.
- Establecer vías de acceso secundarias para contrarrestar el efecto social generado por el desarrollo de la presente obra.

Fase de construcción

Manipulación de materiales

- Debe ser comprobado las condiciones óptimas del material a ser utilizado en la obra, previo su recepción.
- La zona de recepción y almacenaje debe encontrarse ordenada y en óptimas condiciones.
- Las cantidades de lechada a ser inyectada, debe ser estimada correctamente para evitar la cantidad de desperdicios a ser generados por sobrantes de mezclas.
- Acopiar material que puede ser reutilizado en otras actividades a ser desarrollas, tales como, envases, tablas, tiras, varillas de acero, y otros.

Almacenamiento de materiales

- Disponer de una zona de acopio de material, queda permitido el uso de contenedores para este fin.
- Apilar los materiales evitando la rotura de sus envolturas de protección.
- Los materiales inflamables deben ser depositados en zonas con ventilación adecuada.

Manejo de desechos no peligrosos

- Se recomienda contar con 2 tipos de almacenamiento, primario y secundario, siendo el almacenamiento primario, el ejecutarse en el lugar de la generación y el secundario, en áreas específicas en el frente de la obra, previo al almacenamiento final.
- Los contenedores de almacenamientos secundarios de desechos no peligrosos deberán estar localizados en sitios visibles, de fácil acceso, en superficies planas y a su vez contarán con un sistema de fácil traslado.

- Los residuos no peligrosos provenientes de los contenedores de almacenamiento secundario deberán ser enviados al sistema de recolección municipal.
- Para los desechos de gran tamaño, que no son permitidos ser depositados en el sistema de recolección municipal, se procederá según las especificaciones de la fiscalización.
- Prohibición de quema de residuos a cielo abierto o en contenedores de almacenamiento.
- Se prohíbe eliminar residuos al sistema de alcantarillado, vías públicas o en edificaciones cercanas.
- El transporte de desechos debe ser realizado de manera cuidadosa evitando su caída al momento de transportarlo hasta la disposición final.
- Durante el traslado de contenedores y para carga y descarga se deberá utilizar equipos de protección personal.

Emisiones a la atmósfera

- Establecer lugares adecuados para el almacenaje, mezcla y carga de los materiales de construcción.
- Los materiales de construcción volátiles tanto como movimiento de tierras y de acopios que puedan producir polvo se los resguardara de los vientos y deben ser cubiertos con lonas para evitar la dispersión
- Mantenimiento adecuado de las maquinarias y vehículos de construcción y transporte para maximizar la eficiencia del combustible y minimizar la emisión de contaminantes.
- Establecer un cronograma para el uso de maquinarias que generen mayor ruido, evitando realizar las actividades más ruidosas en horarios inadecuados.
- Humedecer las superficies en las que se prevea generación excesiva de polvo.

Uso adecuado del agua

- Prohibición de la disposición de desechos sobre el cauce del río o red de alcantarillado, estos desechos incluyen, sólidos, combustibles y aceites.
- Las mangueras utilizadas deberán tener llaves de paso en la entrada y salida para evitar pérdidas de agua.

- Realizar el debido control para la cantidad de agua utilizada en la preparación de mezclas, limpieza y actividades en general.
- Reutilizar el agua en caso de ser posible, mediante el uso de decantadores a gravedad para el agua de limpieza.

Seguridad industrial y salud ocupacional

- Se recomienda disponer de baterías sanitarias portátiles, una cabina cada 20 personas, el manejo ambiental de estos sistemas funcionará cumpliendo la normativa y disposición ambientales generales vigentes.
- Realizar simulacros, que abarquen las diferentes situaciones de emergencias que se pueden presentar a lo largo de la obra.
- Las áreas de trabajo deberán estar suministradas por equipos de primeros auxilios.
- Dotación de implementos de trabajo y de protección personal para el personal que labora en el proyecto y visitantes, con la finalidad de evitar y/o minimizar afectaciones a la seguridad y salud, estos serán dependiendo a los riesgos a los cuales estarán expuestos.
- Los equipos contra incendios deben ser ubicados en lugares accesibles y contar con señalética llamativa, además de ser inspeccionados periódicamente.
- Para evitar derrames pequeños en el mantenimiento de maquinarias deberán ser colocados almohadillas absorbentes debajo de la misma antes de efectuar el mantenimiento.
- El derrame de lechada utilizada en las inyecciones debe ser evitado, para lo cual se recomienda realizar perforaciones de 50 cm de cada lado y 60 cm de profundidad, la superficie debe ser recubierta de material impermeable, para evitar el contacto de la lechada con el terreno natural y retirada de las perforaciones una vez que esta haya sido fraguada para que la perforación realizada pueda ser reutilizada.
- Deben ser realizadas reuniones obligatorias de seguridad industrial para verificar y asegurar el entendimiento y cumplimiento de los procedimientos de seguridad industrial establecidos. Estas serán dirigidas a trabajadores fijos y temporales, subcontratistas y visitantes.

Fase de entrega de área

- Se considerará como momento de cierre cuando las áreas dejen de ser utilizadas, es decir cuando se hayan desmontado estructuras prefabricadas existentes, las áreas de depósitos de material hayan sido limpiadas y reacondicionadas.
- El contratista deberá realizar el cierre de obra, lo cual incluye la limpieza, mantenimiento y adecuación de las áreas utilizadas para campamentos, almacenamiento de materiales, residuos, entre otros.
- Queda totalmente prohibido dejar materiales o equipos en el área utilizada.
- Presentar un informe detallado con las actividades realizadas en el cierre y desalojo de obra, con la finalidad de establecer los lugares que fueron utilizados en el proyecto.