

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



INFORME DE TESIS

**“PROPUESTA DE DISEÑO DE DEFENSAS RIBEREÑAS EN EL RIO LOCUMBA,
ANEXO DE OCONCHAY, ZONA RURAL DEL DISTRITO ILABAYA,
PROVINCIA DE JORGE BASADRE GROHMANN - TACNA”**

PARA OPTAR:

TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

Bach. FRANCO JULIO GOMEZ CHOQUE

Bach. JESÚS WILBER CAHUANA ALAVE

TACNA – PERÚ

2018

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

Tesis/Trabajo de investigación

**“PROPUESTA DE DISEÑO DE DEFENSAS RIBEREÑAS EN EL
RIO LOCUMBA, ANEXO DE OCONCHAY, ZONA RURAL DEL
DISTRITO ILABAYA, PROVINCIA DE JORGE BASADRE
GROHMANN - TACNA”**

**Tesis Sustentada y aprobada el 27 de Abril del 2018; estando el jurado
calificador integrado por:**

PRESIDENTE:

Mtro. Ing. Edgar Hipolito Chaparro Quispe

SECRETARIO:

Ing. Fermin Garnica Tello

VOCAL:

Ing. Rosemary Poldy Begazo Salas

ASESOR:

Ing. Wilber Percy Mendoza Ramirez

DECLARACIÓN JURADA DE ORIGINALIDAD

Yo Gómez Choque, Franco Julio y Cahuana Alave, Jesús Wilber, en calidad de egresados de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la facultad de Ingeniería de la Universidad Privada de Tacna, identificados con DNI 73064479 y 45526843 con carácter de declaración jurada, DECLARAMOS:

1. Ser autores del trabajo de investigación, titulado "Propuesta de diseño de defensas ribereñas en el Rio Locumba, Anexo de Oconchay, zona rural del Distrito Ilabaya, Provincia de Jorge Basadre Grohmann - Tacna"; la misma que presentamos para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil.
2. Que el presente trabajo de tesis **es original y que todas las fuentes utilizadas para su realización han sido debidamente citadas en el mismo.**

De identificarse Fraude, piratería, plagio, falsificación o que el trabajo de investigación haya sido publicado anteriormente; los autores asumimos las consecuencias y sanciones que correspondan, sometiéndonos a la normatividad vigente de la Universidad Privada de Tacna.

Tacna, Mayo del 2018.

Gómez Choque, Franco julio

DNI: 73064479

Cahuana Alave, Jesús Wilber

DNI: 45526843

DEDICATORIA

Dedico de manera muy especial a mi abuelito Julio Gómez Choque pues él fue el principal cimiento para la construcción de mi vida profesional, sentó en mi persona las bases de responsabilidad, perseverancia y el deseo inagotable de superación, en el veo reflejado a la persona que algún día quiero llegar a ser, pues sus virtudes infinitas y su gran corazón me llevaron a admirarlo cada día más.

Le agradezco a Dios por concederme el mejor amigo, abuelo y mentor que una persona podría tener.

Franco Julio Gómez Choque

DEDICATORIA

Con mucho cariño a mi madre Martina quiero dedicarle todo mi esfuerzo y trabajo puesto para la realización de esta tesis, por haberme apoyado en todo momento, por sus consejos, por sus valores, pero más que nada por su infinita bondad y amor.

A mi hermano Javier por todo su apoyo, por ser la motivación constante que me ha permitido ser una persona de bien, por haberme dado fortaleza para salir de los momentos más difíciles y seguir adelante.

Jesús Wilber Cahuana Alave

AGRADECIMIENTO

En primer lugar doy infinitamente gracias a Dios, por haberme dado fuerza y valor para culminar esta etapa de mi vida.

Agradezco también la confianza y el apoyo brindado por parte de mi madre, que sin duda alguna en el trayecto de mi vida me ha demostrado su amor, corrigiendo mis faltas y celebrando mis triunfos.

A mi hermana, que con sus consejos me ha ayudado a afrontar los retos que se me han presentado a lo largo de mi carrera.

A mi padre, que siempre lo he sentido presente. Y sé que está orgulloso de la persona en la cual me he convertido.

Agradezco especialmente a mis abuelos Amadeo, y Antolinda quienes con su ayuda, cariño y comprensión han sido parte fundamental de mi vida.

Al Ing. Wilber Mendoza asesor del proyecto de investigación por toda la colaboración brindada, durante la elaboración de este proyecto.

AGRADECIMIENTO

A Dios por haberme permitido llegar hasta este punto y haberme dado salud y fuerza para lograr mis objetivos.

Quisiera dedicar esta tesis a ustedes, amigos, familiares, compañeros de trabajo y docentes de la universidad, personas de bien.

Este nuevo logro es en gran parte gracias a ustedes; he logrado concluir con éxito un proyecto que en principio parecía interminable.

A nuestro asesor Ing. Wilber Mendoza quien nos apoyó desde un inicio en la elaboración de este proyecto de investigación, por la paciencia brindada, por la ayuda tanto en su elaboración como en su revisión para así culminar exitosamente la tesis.

INDICE GENERAL

DEDICATORIA	I
AGRADECIMIENTO	III
ÍNDICE GENERAL	V
ÍNDICE DE FIGURAS	VII
ÍNDICE DE TABLAS	VIII
RESUMEN	IX
ABSTRACT	X
INTRODUCCIÓN.....	3
1. CAPITULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	4
1.2. Formulación del problema	5
1.3. Justificación e importancia.....	5
1.4. Objetivos	6
1.4.1. Objetivo general.....	6
1.4.2. Objetivos específicos.....	6
1.5. Hipótesis	6
2. CAPITULO II: MARCO TEÓRICO	7
2.1. ANTECEDENTES DEL ESTUDIO.....	7
2.1.1. Nacional:	7
2.1.2. Internacional.....	8
2.2. BASES TEÓRICAS	9
2.2.1. Materiales de Relleno	9
2.2.2. Geología – Geotecnia.....	11
2.2.3. Estructuras de contención	13
2.2.4. Tipos de Muros	13
2.3. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS	53
3. CAPÍTULO III: MARCO METODOLÓGICO	55
3.1. TIPO Y DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN.....	55
3.2. POBLACIÓN Y/O MUESTRA DE ESTUDIO.....	56
3.3. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES.....	57
3.4. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS PARA LA RECOLECCIÓN DE DATOS.....	57
3.5. PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS	58
4. CAPÍTULO IV: DISEÑO DE GAVIONES	60
5. CAPÍTULO V: RESULTADOS	74

6.	CAPÍTULO VI: DISCUSIÓN.....	76
7.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	80
8.	ANEXOS.....	82
	ESTUDIO DE SUELOS	
	MEMORIA DE CÁLCULO	
	ESTUDIO METEOROLÓGICOS	
	PANEL FOTOGRÁFICO	
	PLANOS	

ÍNDICE DE FIGURAS

- Figura N°01: Precipitación media mensual.
- Figura N°02: a) Plano topográfico zona de proyecto 01 b) Imagen satelital zona de proyecto 01 zona donde se origina las socavaciones.
- Figura N°03: a) Plano topográfico zona de proyecto 02 b) Imagen satelital zona de proyecto 02 Se observa el tramo que esta aledaña a la vía Mirave – Oconchay.
- Figura N°04: a), b), c) y d) Diferentes formas y comportamientos de muros a gravedad.
- Figura N°05: a) muros de gravedad, b) muros en voladizo, c) y d) muros con contrafuerte e) estribo de puente f) muro de sótano, Tipos de muros de contención.
- Figura N°06: a), b) c) y d) Diferentes formas y comportamientos de muros en voladizo.
- Figura N°07: Cestas de mimbre rellenas de piedra.
- Figura N°08: Gaviones tipo caja .
- Figura N°09: Gaviones tipo colchón.
- Figura N°10: Gaviones tipo saco.
- Figura N°11: Representación básica de un muro de contención en Gaviones.
- Figura N°12: Existencia de canto rodado en el rio locumba.
- Figura N°13: Muro de gaviones con presencia de vegetación.
- Figura N°14: Pendientes generadas según su zona (elevada y baja).
- Figura N°15: Muros de contención frente derrumbes de suelo residual.
- Figura N°16: Muros como protección ribereña.
- Figura N°17: Muros como rompeolas.
- Figura N°18: Dimensiones de la malla.
- Figura N°19: Desdoble de gavión.
- Figura N°20: Formaciones de caja.
- Figura N°21: Herramientas de amarre.
- Figura N°22: Amarre de cajas.
- Figura N°23: Alineamiento de cajas.
- Figura N°24: Llenado de piedras.
- Figura N°25: Doble las tapas y amarre con el mismo tipo de costura.

- Figura N°26: Distintas formas de colocación de muros de gaviones.
- Figura N°27: Falla por volteo en muros de contención.
- Figura N°28: Deslizamiento lateral en muros de contención.
- Figura N°29: Mapa de zonas sísmicas del Perú.
- Figura N°30: Mapa de isoaceleraciones del Perú.
- Figura N°31: Tipos de empuje a) presión en reposo, b) presión pasiva y c) presión activa.
- Figura N°32: Plano de Coulomb.
- Figura N°33: Nomenclatura de los ángulos usados en ecuaciones de empujes.
- Figura N°34: Fuerzas estabilizadoras y desestabilizadores por volteo.
- Figura N°35: Fuerzas resistentes y actuantes por deslizamiento.
- Figura N°36: Ubicación del Área de Estudio.
- Figura N°37: Esquema de fuerzas actuantes en el muro gavión MG-1.
- Figura N°38: Se muestra a) Excentricidad en la base de la estructura, b) Fuerzas actuantes sobre la estructura.
- Figura N°39: Esquema de fuerzas internas actuantes en el muro gavión..
- Figura N°40: Esquema de fuerzas actuantes en el muro gavión MG-2.
- Figura N°41: Sección típica de muro gavion MG-1, donde se tiene una altura de 4 m. utilizado para proteger las zona de proyecto 1 y 2 (Carretera asfaltada C.P. Mirave - Oconchay).
- Figura N°42: Sección típica de muro gavión MG-2, donde se tiene una altura de 5 m. utilizado para dar protección a las zona de proyecto 01 (Carretera asfaltada C.P. Mirave – Oconchay y caseta de control).

ÍNDICE DE TABLAS

- Tabla N°01: Superficie y características del río Locumba.
- Tabla N°02: Caudales medios Multianuales – Cuenca Locumba.
- Tabla N°03: Valores recomendados de riego admisible en obras de drenaje
- Tabla N°04: Dimensiones estándar de los gaviones tipo caja.
- Tabla N°05: Resistencia de gaviones; Normas de recubrimientos de alambres en general, ASTM A 90: Normas sobre cantidad de masa para el recubrimiento. ASTM A641M-98.

Tabla N°06: Espesores de revestimientos en gaviones según recubrimientos de alambres en general, cantidad de masa para el recubrimiento.

Tabla N°07: Peso específico y ángulo de fricción de acuerdo al tipo de suelo.

Tabla N°08: Relación entre el tipo de relleno y el desplazamiento en el muro requerido para alcanzar el estado activo o pasivo.

Tabla N°09: Coeficiente para el rozamiento entre suelos y material de construcción.

Tabla N°10: Relación Objetivos / Material.

Tabla N°11: Dimensiones del Muro de Gaviones.

Tabla N°12: Datos sobre el Muro de Gaviones.

Tabla N°13: Datos sobre el suelo del terraplén.

RESUMEN

Este trabajo de investigación se realizó con la finalidad de determinar los criterios técnicos que se deben tener para el diseño y construcción de estructuras denominadas muros gaviones, para defensas ribereñas, y así poder contrarrestar la socavación de los bordes del río Locumba, en el tramo de centro poblado Mirave y Anexo Oconchay ubicado en la zona rural de Ilabaya del departamento de Tacna.

Los resultados de las precipitaciones máximas en la zona de estudio son de precipitación anual de 400.00 mm en las zonas húmedas superiores a 3900 msnm., contemplándose en los meses de diciembre hasta abril respectivamente, en donde se dan las épocas de lluvias que provocan el incremento de las venidas del río Locumba y así futuros desbordamientos. El resto del año tiene poca o ninguna presencia de precipitaciones pluviales, cabe resaltar que el río Locumba tiene su origen en la convergencia del río Ilabaya y río Salado, elevando su caudal por el crecimiento de estos y a su vez la unión de los torrentes de la quebrada Toquepala y quebrada Gallinazo.

La investigación determina las propiedades del suelo en la zona de estudio, considerando diversos factores del terreno rural, tales como la zona sísmica, estudio de suelo, información meteorológica, etc.

Se tomó la decisión de emplear los muros de gaviones por diversos motivos tales como; la ubicación que dificultaría los recursos necesarios para la ejecución de otros tipos de estructuras, la reducción de presupuesto en la ejecución del proyecto.

Obtenida la información y datos correspondientes para la investigación, se procede al diseño de muro de gaviones empleando el método de Coulomb, que implica procedimientos expresados en la memoria de cálculo desarrollados en el presente trabajo de investigación.

Se verificó la estabilidad de la estructura con los datos de factor de seguridad contra el deslizamiento, factor de seguridad contra el vuelco y factor de seguridad contra la rotación global obteniendo la viabilidad del diseño de muro de gaviones.

ABSTRACT

This research work was carried out with the purpose of determining the technical criteria that must be taken for the design and construction of structures called gabion walls, for river defenses, and thus to counteract the scouring of the edges of the Locumba river, in the stretch of Mirave and Oconchay Annexes located in the rural area of Ilabaya of the department of Tacna.

The results of the maximum precipitations in the study area are of annual precipitation of 400.00 mm in the humid zones superiors to 3900 msnm., Contemplating in the months of December until April respectively, where the times of rains that cause the increase occur of the coming of the locumba river and thus future overflows. The rest of the year has little or no presence of rainfall, it should be noted that the locumba river has its origin in the convergence of the river Ilabaya and Rio Salado, raising its flow by the growth of these and in turn the union of the torrents of the Quebrada Toquepala and Quebrada Gallinazo.

The investigation determines the properties of the soil in the study area, considering various factors of the rural terrain, such as the seismic zone, soil study, meteorological information, etc.

The decision was made to use the gabion walls for various reasons such as; the location that would hinder the necessary resources for the execution of other types of structures, the budget reduction in the execution of the project.

Obtained the information and corresponding data for the investigation, we proceed to the design of gabion wall using the Coulomb method, which implies procedures expressed in the calculation memory developed in the present research work.

The stability of the structure was verified with the data of safety factor against slippage, factor of safety against tipping and factor of safety against global rotation, obtaining the viability of the gabion wall design.

INTRODUCCIÓN

En la presente investigación, consiste en el diseño de muro de gaviones para defensas ribereñas del Distrito de Ilabaya, los cuales se detallan en los siguientes capítulos:

CAPÍTULO 1: Se describen los aspectos generales del proyecto, el planteamiento del problema, así como los objetivos de la investigación.

CAPÍTULO 2: Se presenta estudios e información necesaria para la elaboración de la tesis como sus antecedentes, bases teóricas, Materiales de relleno, alternativas de solución utilizados en defensas ribereñas, Estructuras de contención, Tipos de Muros, procesos constructivos, etc. y la definición de términos.

CAPÍTULO 3: Se presenta los estudios necesarios como Hidrológico e hidráulica fluvial que incluyen a estudios de la cuenca, parámetros Hidrológicos, precipitaciones, caudales, máxima avenida, Hidráulica fluvial y sedimentología, características hidráulica de las defensas y conclusiones sobre dimensionamiento hidráulico del río Locumba.

CAPÍTULO 4: Se expone el diseño de muros de gaviones empleando el método de coulomb, que comprende los procedimientos redactados en la memoria de cálculo.

CAPÍTULO 5: Se presentan los resultados obtenidos en el diseño de las defensas ribereñas, como sus dimensiones, características y las secciones.

CAPÍTULO 6: tenemos la parte de discusión donde se detalla el significado del diseño de gaviones, conforme a la hipótesis general y específicas planteadas en el trabajo de investigación, tales como la geología de la zona, las alternativas de defensas ribereñas, y el control del desborde del río Locumba.

CAPITULO I

1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. Descripción del problema

Nuestro país está ubicado en una zona que cuenta con una gran variedad de climas y microclimas, donde por su cercanía a la línea ecuatorial cuenta con climas cálido y lluvioso, por presencia de la cordillera de los andes se genera climas templados y fríos, la corriente del Humboldt que lleva aguas frías a la costa centro y sur, como también la corriente del niño que son aguas cálidas provenientes de centro américa que son las causantes de las lluvias y vientos de alta presión.

Esta última es la que ocasiona que cada año en determinados meses se generen altos índices en las precipitaciones, lo que produce las máximas avenidas en las cuencas, generando fuerzas que ocasionan las fallas en las estructuras y posterior colapso de estas como por ejemplo en los muros de contención y/o defensas ribereñas. La cual es la principal causa de las grandes pérdidas que observamos en los últimos años en los medios de comunicación.

Todos estos acontecimientos hasta la actualidad han ocasionado una desconfianza en la población actual, por lo que no es de sorprender el rechazo a los proyectos que presentan la entidad por parte de la población.

Desde un punto de vista diferente los resultados de las fallas en gran parte de las defensas ribereñas no se deben a un deficiente proceso constructivo o a su estado estructural, sino que se debe a la falta de conocimiento en los estudios y referencias históricas de la zona a intervenir que permitan conocer la disponibilidad hídrica de las cuencas y sub cuencas, el análisis de los parámetros meteorológicos, el análisis de la información pluviométrica e hidrométrica, el análisis de las máximas avenidas y precipitaciones, así como también el análisis de socavación. Son estudios de vital importancia que nos permiten diseñar adecuadamente las dimensiones y un apropiado método de construcción de las defensas ribereñas.

La inexistencia y/o la insuficiente información hidrometeorológica en las zonas de interés, no debería ser un limitante en el proceso de realizarse el diseño de las defensas ribereñas para lograr resultados y funcionalidad adecuada de las estructuras.

Estos resultados finalizan con un estancamiento o crecimiento económico y social en el sector de la construcción, agrícola, ganadero, etc. Como también del distrito y por ende del departamento de Tacna.

1.2. Formulación del problema

¿Es posible realizar el diseño de una defensa ribereña apropiada para evitar el desborde del Rio Locumba Anexo Oconchay, Zona Rural del Distrito Ilabaya, Provincia de Jorge Basadre Grohmann - Tacna?

Por lo expuesto anterior mente en la descripción del problema resaltan las siguientes preguntas e interrogantes secundarias:

¿Qué parámetros geológicos inciden en la crecida del rio Locumba en el sector rural de Ilabaya?

¿Qué alternativas de defensa ribereñas existen para reducir el riesgo de desbordamiento del rio Locumba sector rural de Ilabaya?

¿Es posible realizar un diseño óptimo de defensa ribereña en el rio Locumba para el sector rural de Ilabaya?

1.3. Justificación e importancia

El presente trabajo tiene como finalidad principal proponer un sistema de defensa ribereña en el rio Locumba, para soportar el incremento y evitar el desbordamiento del rio Locumba.

Debido a los ya conocidos desbordamiento del rio locumba en la zona rural de Ilabaya en épocas de lluvia son casi de manera continua año tras año los cuales generan pérdidas materiales por la erosión y socavación, principalmente en terrenos de viviendas, de cultivo y de vías de transporte, es por eso que se ve necesario la construcción de defensas ribereñas en zonas estratégicas adecuadas para prevenir dichas perdidas y como también prever las fallas que se pueden dar en las estructuras a construirse como gaviones para que puedan cumplir su finalidad.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo general

Proponer un diseño de defensa ribereña que evite el desbordamiento del Río Locumba para impedir la erosión y socavación de los bordes del río en el Anexo de Oconchay, Zona Rural del Distrito Ilabaya, Provincia de Jorge Basadre Grohmann – Tacna.

1.4.2. Objetivos específicos

Determinar los parámetros geológicos que inciden en la crecida del río Locumba en el sector rural de Ilabaya.

Analizar las alternativas de defensa ribereñas para reducir el riesgo de desbordamiento del río Locumba sector rural de Ilabaya.

Realizar un diseño óptimo de defensa ribereña en el río Locumba para el sector rural de Ilabaya.

1.5. Hipótesis

Hipótesis General

H.G.: Los muros de gaviones controlan el desbordamiento, la erosión y socavación que son producidas por las venidas del río Locumba, en el C.P. Mirave, anexo Oconchay, zona rural del Distrito Ilabaya.

Hipótesis Específica

H1: La geología de la zona, es factor interviniente en la crecida y posterior desbordamiento del río Locumba.

H2: Los muros de gaviones, celdas de concreto son alternativas adecuadas para la funcionalidad de las defensas ribereñas.

H3: Los muros de gaviones es una defensa ribereña viable y apropiada para el control del desborde del río Locumba, C.P. Mirave, anexo Oconchay.

CAPITULO II:

2. MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES DEL ESTUDIO

Los estudios precedentes que comparten relación con el presente plan de tesis son:

2.1.1. Nacional:

Paucar y Pari (2014) Huancavelica - Perú; realizo la tesis de grado titulado **“Propuesta técnica para la protección de la carretera Ocopa - Anchonga - Km 06+500 afectado por la erosión del rio Lircay”** el objetivo de la presente tesis se centra en diseñar una propuesta técnica en el tramo de la carretera Ocopa – Anchonga - Km 06+500 afectado por la erosión del rio Lircay.

Se efectuara el cálculo de muro de contención en gaviones, de gravedad y en voladizo para conservar la estabilidad de la plataforma de la carretera Ocopa- Anchonga – Km 06+500.

Como también la de evaluar la alternativa de diseño y costo para la protección técnica de la carretera Ocopa-Anchonga – Km 06+500.

Posterior de la culminación del presente trabajo de investigación, se obtuvo las siguientes conclusiones:

- El sistema constructivo del muro de contención de tipo gravedad y de voladizo solo se podrá poner en uso después de que cumpla la resistencia de diseño, es decir a los 28 días, en cuanto el de los gaviones puede ser utilizado de una vez ya que no es necesario esperar a que se cumpla con su resistencia por que viene dado desde el inicio de su construcción.
- Los resultados de los cálculos de los muros de gavión, cumplen con los parámetros establecidos en el reglamento nacional de edificaciones y con ello se garantiza la seguridad y funcionalidad del muro, y el costo obtenido con el programa s10 2005 resulta S/.623,836.36.

- Los resultados de los cálculos de los muros de gravedad, cumplen con los parámetros establecidos en el reglamento nacional de edificaciones y con ello se garantiza la seguridad y funcionalidad del muro, y el costo obtenido con el programa s10 2005 resulta S/. S/.989,640.17.
- Los resultados de los cálculos de los muros en voladizo, cumplen con los parámetros establecidos en el reglamento nacional de edificaciones y con ello se garantiza la seguridad y funcionalidad del muro, y el costo obtenido con el programa s10 2005 resulta S/.984,671.42.
- De acuerdo a los resultados se concluye que los muros propuestos son seguros y funcionan perfectamente pero en cuanto al costo el muro de gavión es el más económico, por lo cual la propuesta para la protección del tramo de la carretera Ocopa - Anchonga Km 06+500 es el muro de gavión.

2.1.2. Internacional

Rojas (2009) Valdivia – Chile; desarrollo la tesis de grado titulado “**Diseño de Muros de Contención Sector la Aguada comuna de Corral**” el objetivo de la presente tesis se centra en solucionar los problemas de estabilidad de taludes del sector de la aguada, mediante muros de contención de tierras.

Se identificara los taludes en riesgo de falla y Determinara propiedades de los suelos a través de ensayos de laboratorio e in situ.

Se realizara levantamiento topográfico de cada uno de los taludes y Aplicara la metodología desarrollada por la dirección de vialidad al diseño de muros de contención en voladizo.

Posterior de la finalización del trabajo de investigación, se obtuvo las siguientes conclusiones:

- En cuanto a la topografía del sector, caracterizada principalmente por cerros y laderas, puede apreciarse en los respectivos cortes transversales y longitudinales que una buena cantidad de los taludes, poseen una pendiente prácticamente vertical, esto debido a la geografía propia de la zona, como también y en gran medida a la intervención de los propios habitantes del sector, ya que para emplazar sus viviendas y caminos han removido, a veces de manera irresponsable, parte de estos cerros, produciéndose así zonas en alto riesgo de deslizamientos de tierras.

-
- Dentro de todas las opciones mencionadas como medidas mitigadoras de riesgo de deslizamientos de tierra, se optó por los muros de contención en voladizo, ya que otros métodos no son posibles de desarrollarse en la zona. Métodos de menor costo como los de corrección superficial o una corrección geométrica no son viables ya que las condiciones topográficas no lo permiten, como tampoco las condiciones de uso, ya que este es un sector completamente habitado donde no se podría modificar en gran manera la geometría de los taludes. Por esto, se opta por un método de reconocida eficiencia, como lo son este tipo de muros.

2.2. BASES TEÓRICAS

2.2.1. Materiales de Relleno

Para el estudio de los muros de contención se necesita conocer los diferentes tipos de materiales utilizados en los rellenos.

A estos materiales se los puede clasificar en tres grupos: Suelos friccionantes, suelos cohesivos y suelos cohesivos-friccionantes.

2.2.1.1. Suelos Friccionantes

Es una característica de resistencia al esfuerzo cortante propio de las arenas limpias, gravas limpias, los enrocamientos y las combinaciones de tales materiales. La resistencia al esfuerzo cortante de una masa de suelo friccionante depende de las características del propio material:

- Compacidad
- Forma de los granos
- Distribución granulométrica
- Resistencia individual de las partículas
- Tamaño de las partículas

Además de las características anteriores existen dos factores circunstanciales, dependientes de como se hace llegar el material a la falla, que ejercen también gran influencia en la resistencia. Estos son los niveles de esfuerzos y el tipo de prueba que se haga.

2.2.1.2. Suelos Cohesivos.

El término "cohesivo" ha sido usado tradicionalmente en mecánica de suelos con referencia a aquellos suelos que sin presión normal exterior apreciable, presentan características de resistencia a los esfuerzos cortantes. Dentro de este tipo de suelos tenemos a las arcillas, limos, etc. La resistencia al esfuerzo cortante en los suelos cohesivos se ve de tal manera influenciada por factores circunstanciales, que en ningún caso es permisible manejarlos con fórmulas o criterios prefijados, siendo imperativo en cada caso efectuar un estudio minucioso y específico de tales factores, hasta llegar a determinar el valor, que en cada problema haya de emplearse, para garantizar la obtención de los fines tradicionales del ingeniero como son: la seguridad y la economía.

Los factores que principalmente influyen en la resistencia del esfuerzo cortante de los suelos cohesivos son las siguientes:

- Historia previa de la consolidación del suelo.

-
- Condiciones de drenaje del suelo.
 - Velocidad de aplicación de las cargas a las que se le sujeta.
 - Sensibilidad de su estructura.
 - Grado de saturación

2.2.1.3. Suelos Cohesivos- Friccionantes

Los granos individuales de algunas arenas se hallan unidos entre sí por pequeñísimas cantidades de material cementante, como el carbonato de calcio, de modo que para dichos materiales, en el estado seco o húmedo la relación entre la presión normal y la resistencia al corte (s), puede expresarse aproximadamente por la ecuación N° 01 de Esfuerzo Cortante:

$$S = C + \sigma \operatorname{tg}(\phi) \quad (1)$$

Dónde:

S = Esfuerzo cortante en el plano de falla.

σ = Esfuerzo normal total sobre el plano considerado.

C = Cohesión.

ϕ = Ángulo de fricción interna.

Las arenas en su estado húmedo también tienen cierta cantidad de cohesión, pero como esta cohesión desaparece con la inmersión, se la denomina "cohesión aparente". El ángulo de fricción interna (ϕ) de una arena cementada o de una arena húmeda, es aproximadamente igual al de la misma arena, a la misma relación de vacíos cuando no tiene cohesión alguna.

2.2.2. Geología – Geotecnia

El estudio geotécnico de la rehabilitación y/o construcción de estructuras de encauzamiento y defensas ribereñas (Gaviones) que contempla el proyecto consiste esencialmente en el análisis de los materiales que la constituirán y los correspondientes al diseño.

2.2.2.1. Geotecnia

Las investigaciones Geotécnicas han sido desarrolladas con el suficiente criterio técnico lo cual ha permitido establecer las condiciones actuales de la clasificación del suelo a lo largo de la defensa ribereña en el río Locumba, determinar los parámetros geotécnico de los gaviones y las características físico mecánicas de los materiales de préstamos y cantera de roca; parámetros y características que deben ser tomados en cuenta en los diseños de la defensa ribereña y que se sustentan con los resultados del laboratorio de suelos, excavaciones exploratorias, ensayos In Situ.

2.2.2.2. Geología

Llabaya forma parte de un valle que forma parte de la Sub área de los Valles Occidentales del área Centro Sur Andina, Desde el punto de vista geológico el área de estudio se emplaza en el valle de Llabaya, con suelos sin consolidar, pertenecientes a la formación cuaternario Aluvial, compuestos por materiales de granulometría variada entre arenas y arcillas.

De conformidad con las características de evaluación geomorfológico observadas, los Gaviones de Encauzamiento se proyectarán en el margen derecho del Río Locumba en el trayecto de Mirave - Oconchay, sector que se caracteriza por presentar terrazas de bajas y altas alturas, por lo que se producen inundaciones, erosiones y socavaciones laterales, como consecuencia de las crecidas del Río Locumba, con lo que se pretende proteger zonas de cultivo, vías de transporte aledañas, infraestructuras existentes, entre otros.

2.2.2.3. Pendiente y longitud de recorrido

La cuenca del río Locumba cuenta con una longitud de recorrido de desde sus orígenes hasta su desembocadura de 136 km, debido a su caracterizada topografía, una pendiente promedio de 3.6%

Tabla N° 01: Superficie y características del río Locumba

RIO	longitud (km)	Altitud (msnm)	Area (Km2)	Pendiente Promedio (%)
Locumba	136,0	0,0	5879,00	3.6
Qda Honda	73,0	270,0	1601.2	4.1
Cinto	73,0	530,0	4380,00	5.7
Curibaya	32,0	1120,0	1818,00	6.3
Lag. Aricota	-	-	1574,00	-
Salado	46,5	2840,0	371,00	4.5
Callazas	58,0	2840,0	1140,00	2.8

Fuente: Diagnostico de la calidad del agua en el río Locumba.

2.2.3. Precipitaciones y caudales

2.2.3.1. Precipitaciones media mensual

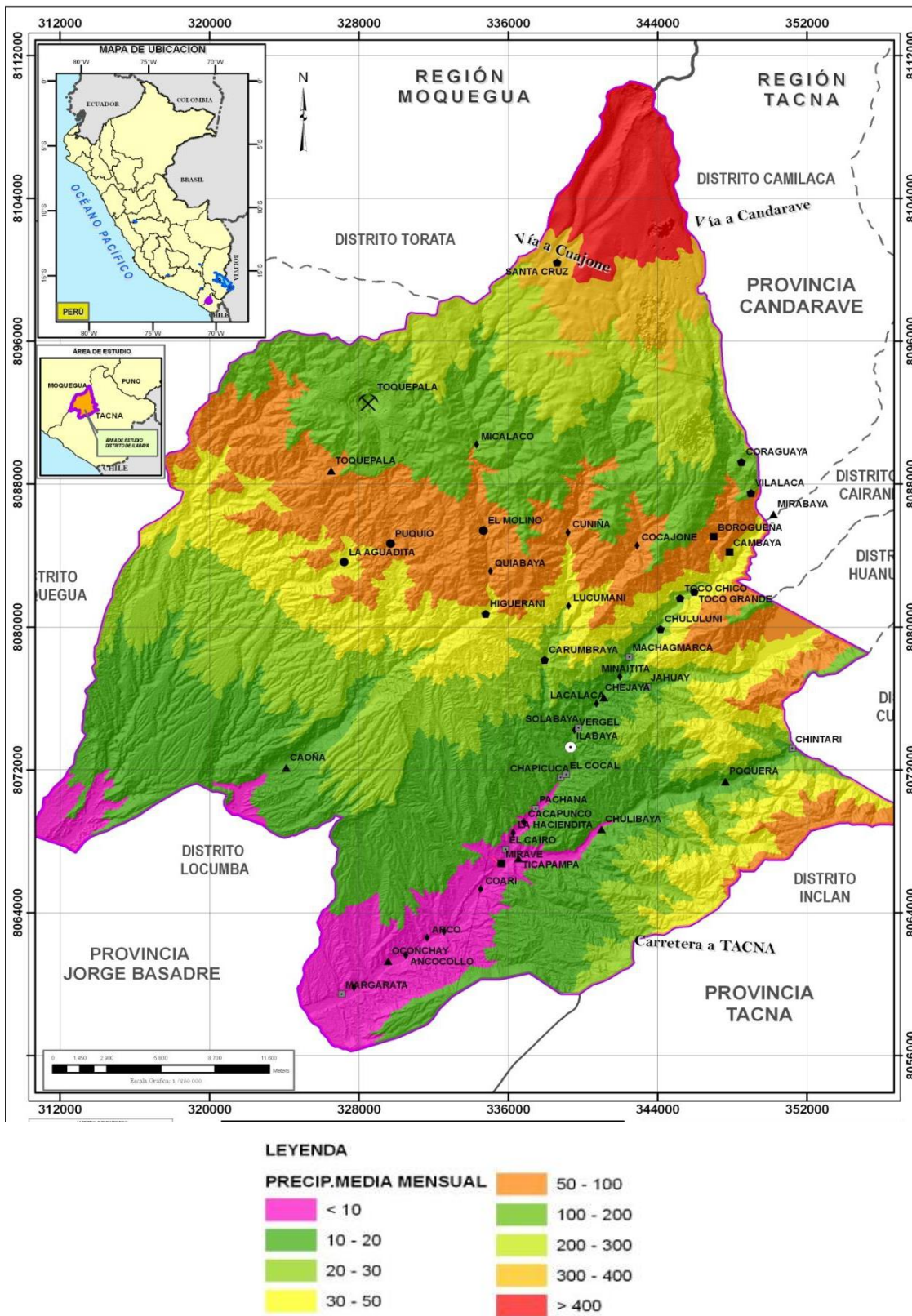


Figura N° 01: Precipitación media mensual.

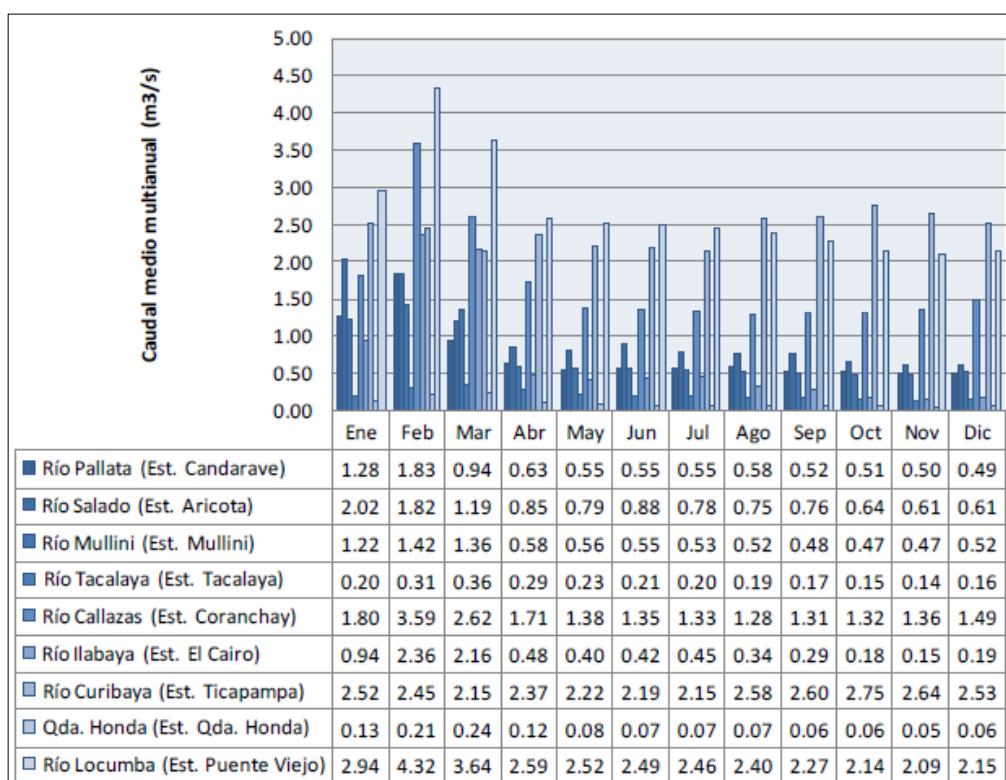
Fuente: Clasificación climática Proyección UTM – Zona 19s WGS 84

2.2.3.2. Caudales de la Cuenca Locumba

La evaluación del recurso hídrico en las cuencas del Río Locumba se presenta en la descripción de las principales fuentes de agua y de la infraestructura hidráulica en las presentes cuencas. Seguido de pruebas de consistencia de las series registradas y la generación de series hasta el año 2066.

En la tabla N° 02 muestran los caudales medios mensuales registrados y completados desde los años 1993 hasta el 2009.

Tabla N° 02: Caudales medios multianuales - Cuenca Locumba
(Periodo 1993 - 2009)



Fuente: Estudio de evaluación de los recursos hídricos superficiales en las cuencas de los ríos Locumba y Sama

2.2.3.3. MÁXIMAS AVENIDAS

Se presenta datos estadísticos de los caudales máximos y sus valores a diferentes periodos de retorno. Esta metodología fue posible aplicar en algunas estaciones de aforo de la cuenca Locumba.

2.2.3.3.1. FRECUENCIAS DE DESCARGAS MÁXIMAS

El análisis de frecuencia es una herramienta utilizada para, predecir el comportamiento futuro de los caudales en un sitio de interés, a partir de la información histórica de caudales. Es un método basado en procedimientos estadísticos que permite calcular la magnitud del caudal asociado a un período de retorno. Su confiabilidad depende de la longitud y calidad de la serie histórica, además de la incertidumbre propia de la distribución de probabilidades seleccionada.

El cálculo de los eventos hidrológicos extremos, el análisis de frecuencias se llevaron a cabo para los ríos señalados en la tabla N°03.

Tabla N° 03: Ríos con información para análisis de valores extremos

RÍO	ESTACIÓN	NORTE	ESTE	ALTITUD
CURIBAYA	TICAPAMPA	8066670	338170	1120
ILABAYA	EL CAIRO	8068500	400200	1130
CONFLUENCIA CALLAZAS-SALADO	INGRESO ARICOTA	8082286	367581	2830

Fuente: Consorcio Río Locumba, 2016.

A continuación en la tabla N°04 muestra los eventos hidrológicos extremos para periodos de retorno entre 10 a 1000 años para los puntos de interés mencionados.

Tabla N° 04: Caudales máximos a diferentes periodos de retornos

PERIODO RETORNO	RÍO CURIBAYA (EST. TICAPAMPA)	CONF.CALLAZAS – SALADO (EST. ING. ARICOTA)	RÍO ILABAYA (EST. EL CAIRO)
10	9.2	58.7	23.3
50	12.8	85.1	36.5
100	14.3	96.3	57.7
500	17.7	116.3	76.5
1000	19.2	126.7	84.6

Fuente: Estudio de los Recursos Hídricos Superficiales y Subterráneos e Infraestructura Hidráulica para el Plan de Aprovechamiento en la Cuenca del Río Locumba, en la Región de Tacna

2.2.3.4. Periodo de retorno

El período de retorno (T_r) se define como el número promedio de años para que la crecida sea igualada o excedida al menos una vez. El período de retorno es función de la vida útil de la estructura en años (n) y del riesgo permisible de falla que el diseñador está dispuesto a asumir (R). Se determina con la siguiente ecuación:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad (1)$$

Dónde:

- R = Riesgo admisible
- T = Tiempo de retorno
- N = Vida útil

Tabla N° 05: Valores recomendados de riesgo admisible en obras de drenaje

TIPO DE OBRA	RIESGO ADMISIBLE (**)(%)
Puentes(*)	22
Alcantarillas de paso de quebradas importantes y badenes	39
Alcantarillas de paso quebradas menores y descarga de agua de cunetas	64
Drenaje de la plataforma (a nivel longitudinal)	64
Subdrenes	72
Defensas Ribereñas	22

(*) -Para obtención de la luz y nivel de aguas máximas extraordinarias.

- Se recomienda un período de retorno T de 500 años para el cálculo de socavación.

(**) - Vida Útil considerado $n=25$ años.

- Se tendrá en cuenta, la importancia y la vida útil de la obra a diseñarse.

- El Propietario de una Obra es el que define el riesgo admisible de falla y la vida útil de las obras.

Fuente: Manual de Hidrología Hidráulica y drenaje.

2.2.3.5. Descripción del margen de la defensa

Se trabajó desde el km 6 + 080 al km 6 + 840 Sector C.P. Mirave. En la figura N° 02, se observa la zona de proyecto 01, esta presenta curvas suaves donde por incremento del cauce del río se origina socavamiento a la altura del espejo de agua y por tal motivo se genera la destrucción de los terrenos de cultivo, construcción existente de control de riego y la vía de transporte aledaña al Lio locumba, La geodinámica presente en el tramo es la de erosión y socavación fundamentalmente.



Figura N° 02: a) Plano topográfico zona de proyecto 01. b) Imagen satelital zona de proyecto 01 donde se origina las socavaciones.

Fuente: Elaboración propia.

En la zona de proyecto 02 del tramo, mostrada en la figura N° 03, existe una curva al inicio, que en años anteriores a generado la socavación de los terrenos donde está construida la vía Mirave - Oconchay por lo que se requiere que la defensa ribereña sea colocado con una longitud mucho mayor a la del inicio de la curva del cauce del agua protegiendo así el lado derecho donde se encuentra la vía.

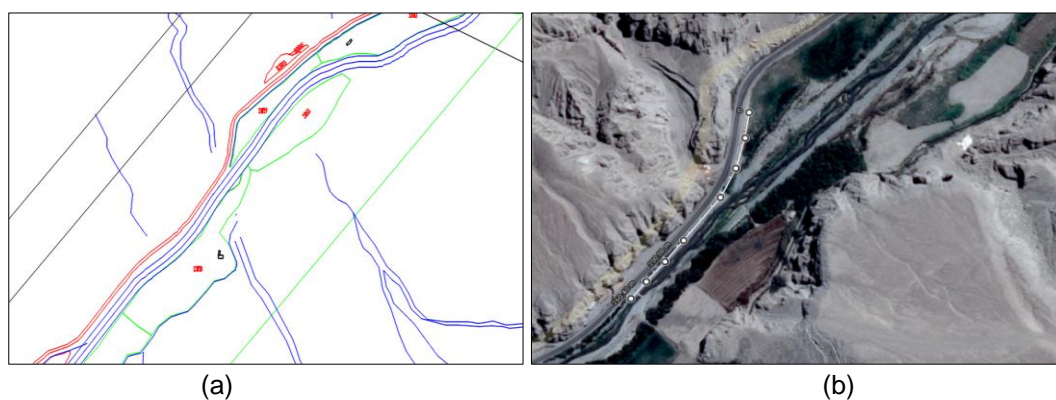


Figura N° 03: a) Plano topográfico zona de proyecto 02. b) Imagen satelital zona de proyecto 02, tramo de la vía Mirave – Oconchay, cercana a la trayectoria del Río Locumba.

Fuente: Elaboración propia.

2.2.4. Estructuras de contención utilizados como alternativas de solución en Defensas Ribereñas

2.2.4.1. Estructuras Rígidas

Aquellas construidas con materiales que no aceptan cualquier tipo de deformación, por ejemplo: concreto ciclópeo, emboquillado de piedras, etc.

Son muy utilizadas, pero presentan algunas limitaciones técnicas y de aplicación como:

- a) Exigen buen terreno de fundación (no aceptan deformaciones o asentamientos);
- b) Necesitan de un eficiente sistema de drenaje.
- c) El relleno no puede ser hecho antes de la total culminación de la estructura.

2.2.4.2. Estructuras Flexibles

Son formadas por materiales deformables y que pueden, dentro de límites aceptables, adaptarse a las deformaciones y movimientos del terreno, sin perder su estabilidad y eficiencia (Gaviones, Bloques articulados, Etc.)

La elección del tipo de contención ideal es un proceso juicioso, en función de diferentes factores:

Físicos: altura de la estructura, espacio disponible para su implantación, dificultad de acceso, sobrecargas etc.

Geotécnicos: tipo de suelo a contener, presencia de nivel freático, capacidad de soporte del suelo de apoyo etc.

Económicos: disponibilidad de materiales, clima local, costo final de la estructura.

2.2.5. Tipos de Muros

2.2.5.1. Muros a Gravedad.

Los muros a gravedad son aquellos que emplean su propio peso para resistir las fuerzas laterales de tierra u otros materiales utilizados como rellenos. Estos muros, generalmente, suelen ser macizos y no necesitan refuerzo. Suelen ser muros muy económicos y se utilizan en alturas moderadas del orden de hasta 3,00 m. de altura, para alturas mayores suelen ser antieconómicos por tanto se suele optar por otros tipos de muros de contención, como los muros de contención en voladizo, muros de contención

con contrafuertes, etc. Las grandes dimensiones de la masa de concreto como es el caso de estos muros, hacen que las cargas actuantes produzcan esfuerzos de pequeña magnitud, por lo cual se suele utilizar concreto de baja calidad en su construcción ($f_c = 175 \text{ kg/cm}^2$).

El análisis estructural de un muro a gravedad consiste en comprobar que todas sus secciones se encuentren sometidas a esfuerzos de compresión y de tensión menor o a lo más iguales a los valores establecidos por los códigos de construcción.

Las condiciones de tracción ecuación N° 02 y compresión ecuación N° 03 son, respectivamente:

$$f_t = \frac{M}{S} \leq f_t \text{ admisible} \quad (2)$$

$$f_c = \frac{M}{S} \leq f_c \text{ admisible} \quad (3)$$

Dónde:

f_t = Esfuerzo de tracción en una sección de muro.

f_c = Esfuerzo de compresión en una sección de muro.

M = Momento flector.

S = Modulo seccional = Inercia / distancia al punto en análisis

Como se muestra en la figura N°04 las distintas Formas y comportamientos de muros a gravedad.

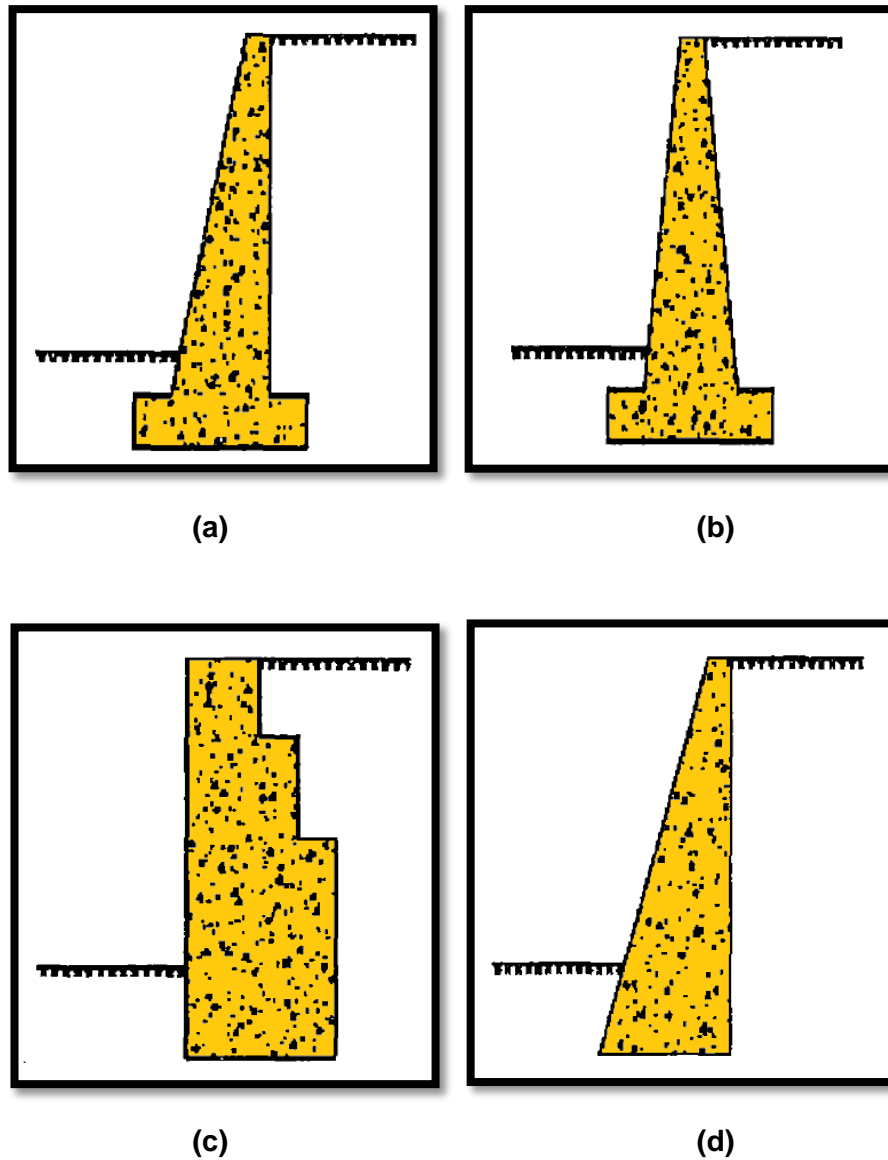


Figura N° 04: a), b), c) y d) Diferentes formas y comportamientos de muros a gravedad.

Fuente: Propuesta técnica para la protección de la carretera Ocopa - Anchonga.

Por aplicarse un tema estructural de muros en gaviones para defensas ribereñas, no se profundizara el argumento de muros de gravedad por constar de un amplio tema a tratarse.

2.2.5.2. Muros de contención con contrafuertes

Este tipo de muros son muy parecidos a los muros en voladizo, con la diferencia de tener transversalmente elementos que unen al muro y al cimiento. Estos se presentan a intervalos regulares y tienen como objetivo reducir los momentos flectores y las fuerzas de corte. Como indica Harmsen (2002), los contrafuertes trabajan a tracción, lo cual no es conveniente pues se sabe que el concreto es más eficiente a compresión. Por esta razón, muchas veces se colocan los contrafuertes delante del muro, así logrando que estos trabajen a compresión. La desventaja es que los contrafuertes se encuentran a la vista y también ocupan espacios que podrían ser aprovechados para otras necesidades, la forma de este muro se puede apreciar en la figura N° 05 (c) y (d).

2.2.5.3. Muros de contención de sótano

Estos muros, a la vez que resisten el empuje lateral del suelo, también soportan empujes debido a las cargas verticales del edificio. Se debe tener en cuenta que a mayor número de sótanos que presenta una edificación mayor será la profundidad que se alcance, derivando así que los muros inferiores soportarán mucha mayor carga lateral y vertical que los muros superiores, la forma de este muro se puede apreciar en la figura N° 05 (f).

2.2.5.4. Estribo de puente

Los estribos de puente son aquellos muros que aparte de resistir el empuje lateral, soportan las cargas provenientes del puente, las cuales pueden ser cargas muertas o permanentes, cargas vivas, cargas de frenado, etc., la forma de este muro se puede apreciar en la figura N° 05 (e).

2.2.5.5. Muros de contención de suelo reforzado

Los muros de suelo reforzado cuentan con capas horizontales de materiales de refuerzo tales como acero o geomallas, las cuales pueden ser incluidas dentro de muro de contención. Esto es usado para proporcionar una masa de suelo reforzado que actúa como una estructura de gravedad y resista las fuerzas de la tierra y sobrecarga detrás del muro. En la figura N°05, se muestran los diferentes tipos de muros de contención.

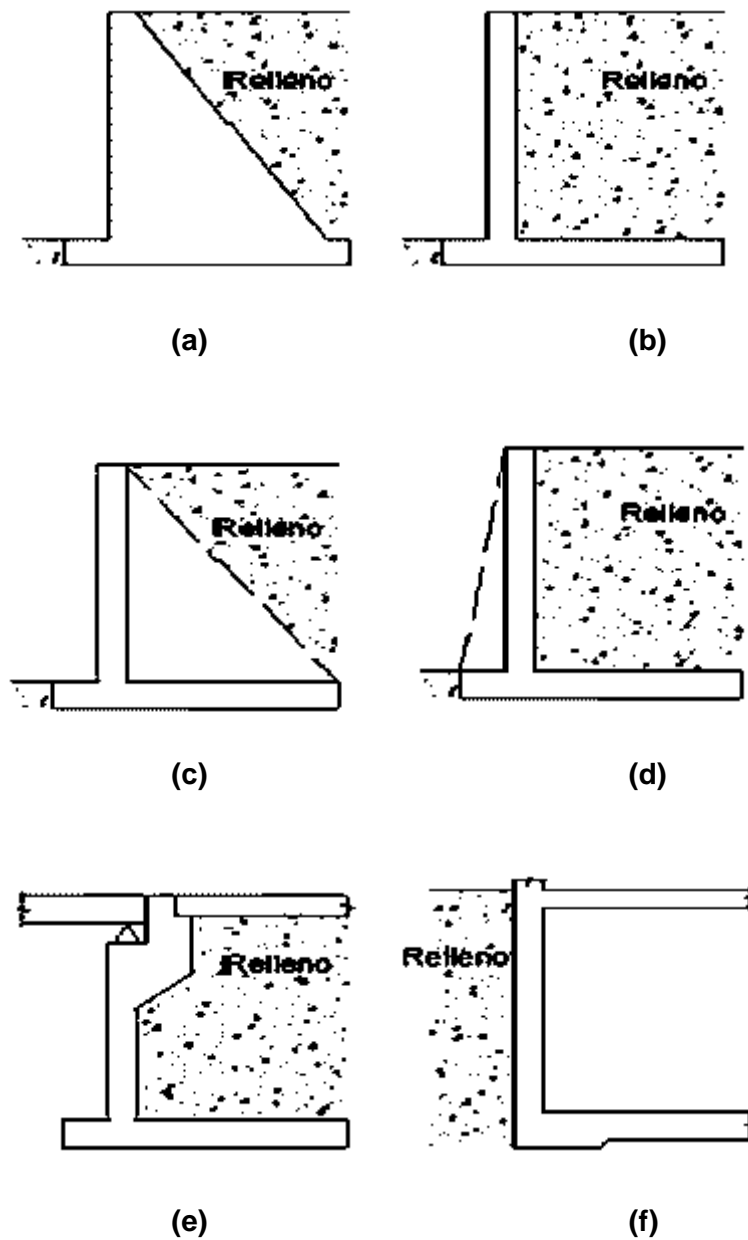


Figura N° 05: a) muros de gravedad, b) muros en voladizo, c) y d) muros con contrafuerte e) estribo de puente f) muro de sótano, Tipos de muros de contención.

2.2.5.6. Muros de contención anclados

Los muros de contención anclados son constituidos principalmente por una pared delgada y un sistema de anclaje. El anclaje se realiza con tensores, los cuales se tensan una vez ya endurecido el concreto. Se debe tener en cuenta el método constructivo de estos muros, en el cual se aplica la excavación secuencial mediante el uso de paneles intercalados.

2.2.5.7. Muros en Voladizo.

Son aquellos muros de concreto armado, su función es generalizada pues resultan económicos para salvar desniveles de hasta 8,00 m de altura.

Los muros de contención en voladizo resisten el empuje originado por la presión del relleno, por medio de la acción en voladizo de un muro vertical y una base horizontal, para garantizar la estabilidad. Se diseñan para resistir los momentos flectores y el cortante producidos por el empuje.

Por lo general, la pantalla se proyecta más gruesa en la parte inferior puesto que el momento disminuye de abajo hacia arriba; la parte superior se hace lo más delgada posible cumpliendo con una dimensión mínima que permita el colado del concreto.

La armadura principal se coloca en planos verticales, paralelos a la cara y en las zapatas se coloca en la parte inferior en caso del pie y lleva acero en la parte superior en caso del talón, respetando los recubrimientos especificados en el reglamento de edificaciones.

El peso del relleno tiende a doblar el talón hacia abajo pues encuentra poca resistencia en la presión del suelo bajo la base. Por lo contrario, la presión que el suelo ejerce hacia arriba en el dedo, tiende a doblarlo en esa dirección. Por esta razón, la armadura se coloca en la parte superior para el talón y en la inferior para el dedo. En la figura N°06 se muestran las diferentes formas y comportamientos de muros en voladizo.

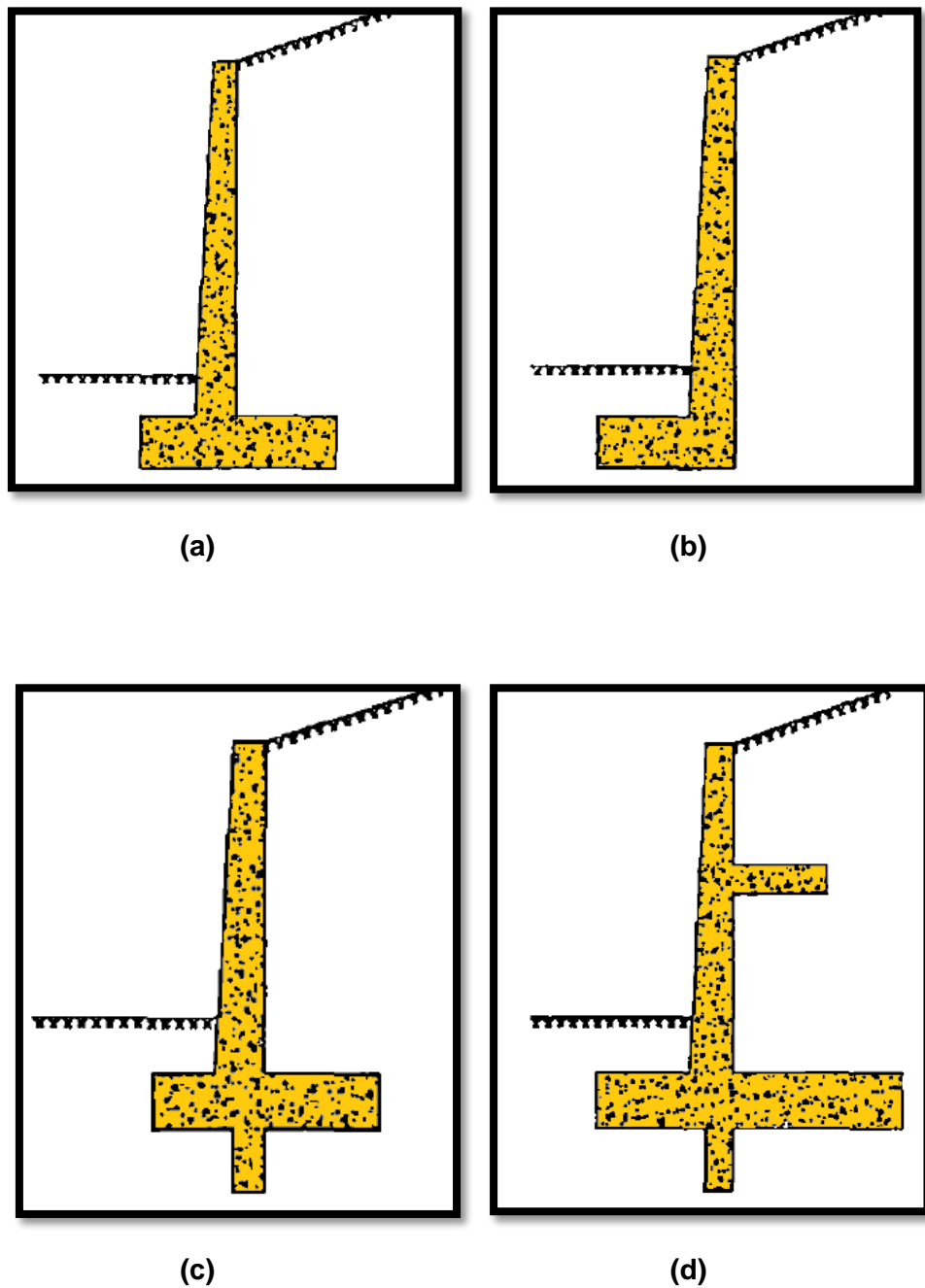


Figura N° 06: a), b) c) y d) Diferentes formas y comportamientos de muros en voladizo.

Fuente: Harmsem 2002: 362

Por aplicarse un tema estructural de muros en gaviones para defensas ribereñas, no se profundizara el argumento de muros en voladizo por constar de un amplio tema a tratarse.

2.2.5.8. Muros de Gaviones

En la antigüedad el pueblo italiano ha usado los *gabbioni* del latín *gavia* significa “cesta grande o contenedor”. Estas eran cestas de mimbre rellenas de piedras como se muestra en la figura N° 07, usadas para fortificar emplazamientos militares y reforzar las orillas de los ríos



Figura N° 07: Cestas de mimbre rellenas de piedra.

Fuente: Sistemas de protección y contención de taludes.

Actualmente se entiende como gavión a cajas modulares elaboradas de mallas metálicas hexagonales de doble o triple torsión de diferente tamaño, el cual lleva tratamientos especiales de protección como la galvanización y la plastificación. Son flexibles, permeables y monolíticas.

La piedra dentro de ellas no lleva aglutinante o cementante, permitiéndole sufrir deformaciones, sin perder eficacia, en caso de fallas en el suelo de cimentación. Asimismo, es una estructura drenante, cualidad que permite disipar la energía del agua y disminuir presiones hidrostáticas como es mostrada en la figura N°11 Representación básica de un muro de contención en Gaviones. Entre estos tipos de gaviones tenemos: Gaviones caja, gavión tipo colchón y gaviones saco. A continuación se muestra en las figuras N°08 Gaviones caja, figura N°09 Colchón y figura N°10 Gaviones saco.

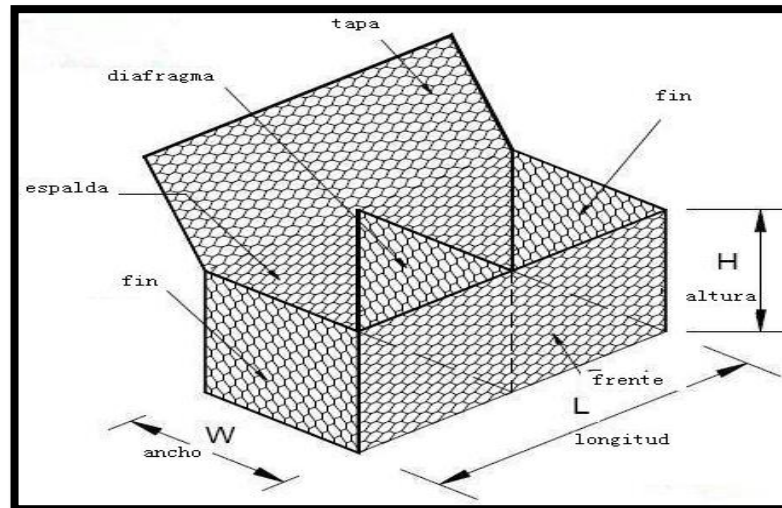


Figura N° 08: Gaviones tipo caja.

Fuente: Sistemas de protección y contención de taludes.

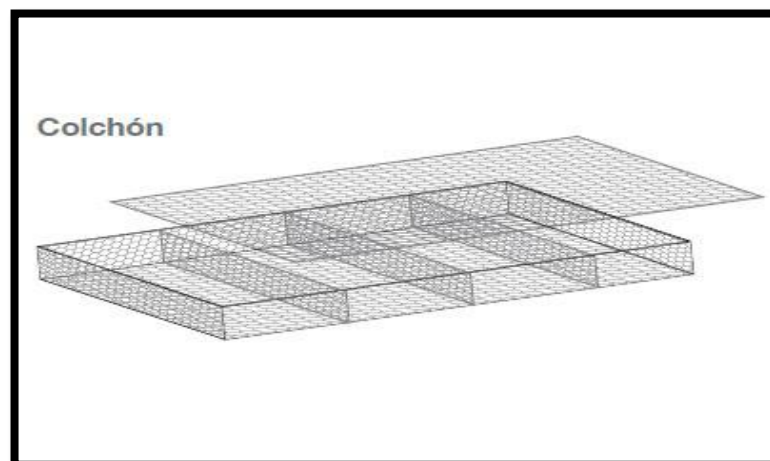


Figura N° 09: Colchón.

Fuente: Sistemas de protección y contención de taludes.

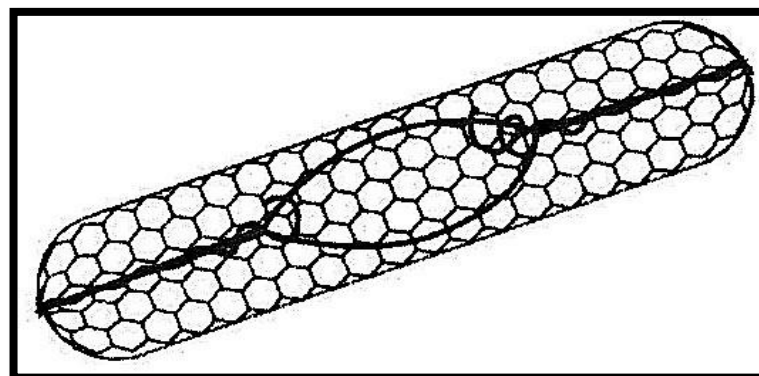


Figura N° 10: Gaviones tipo saco.

Fuente: Sistemas de protección y contención de taludes.

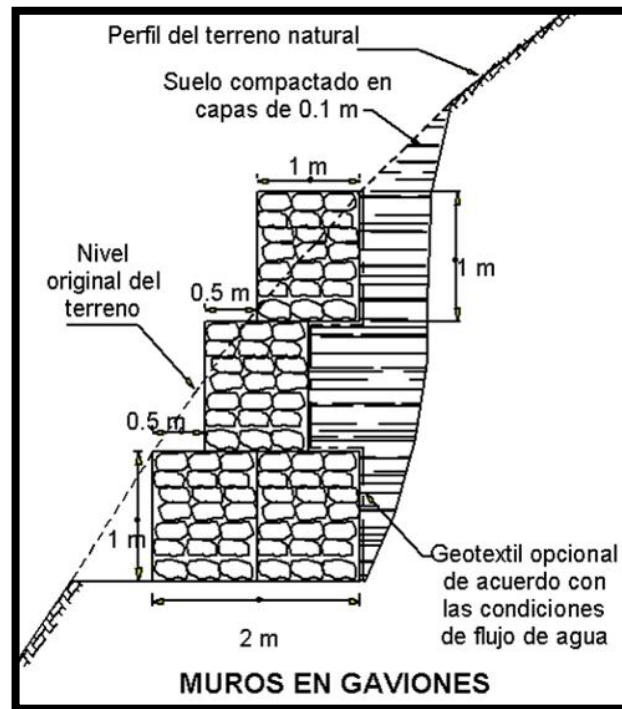


Figura N° 11: Representación básica de un muro de contención en Gaviones.
Fuente: Propuesta técnica para la protección de la carretera Ocopa - Anchonga.

La continuidad monolítica se logra en campo con los amarres de alambre galvanizado. En esta forma trabajarán como una estructura completa con mayor resistencia al deslizamiento, volteo y fallas por esfuerzo.

La forma de trabajo de las estructuras con gaviones es gracias a su peso propio, por ese motivo para su análisis de diseño se considerará el empleo de gaviones tipo caja y los muros de contención por gravedad.

Para tener clara la funcionalidad y comportamiento de un muro de contención con gaviones, es necesario conocer las características, resistencias, tipos, etc. de gaviones que lo conforman, por esa razón detallaré sus propiedades entre otras:

2.2.5.8.1. USOS DE LOS MUROS DE GAVIONES

Los principales usos que se les dan a los muros hechos con gaviones son los siguientes:

- **Muros de contención:** son diseñados para mantener una diferencia en los niveles del suelo en sus dos lados, de tal forma que constituyan un grupo importante de elementos de soporte y protección cuando se localiza en lechos de ríos. Usualmente se utiliza en carreteras, caminos forestales, líneas férreas, zonas urbanas y obras de todo tipo que precisen contención de tierras junto con una adecuada integración en el entorno.
- **Conservación de suelos:** la erosión hídrica acelerada es considerada sumamente perjudicial para los suelos, pues debido a éste fenómeno, grandes superficies de suelos fértiles se pierden, ya que el material sólido que se desprende en las partes media y alta de la cuenca provoca el azolvamiento o sedimentación de la infraestructura hidráulica, eléctrica, agrícola y de comunicaciones que existe en la parte baja.
- **Encauzamiento y Control de ríos:** Protección y defensa de márgenes, incluida su integración medioambiental. En los ríos, el gavión acelera el estado de equilibrio del cauce. Evita erosiones, transporte de materiales y derrumbamientos de márgenes del río, además el gavión controla crecientes protegiendo valles, áreas de cultivo y poblaciones contra inundaciones.

2.2.5.8.2. CARACTERÍSTICAS DE LOS GAVIONES

Los muros de contención con gaviones ofrecen las siguientes ventajas sobre las tradicionales estructuras de contención:

- Resistencia estructural confirmada. El conjunto de gaviones forma una estructura estable a todos los esfuerzos de tracción, compresión y torsión.
- Diseño económico debido a la naturaleza económica de las piezas.
- Su instalación y confección resultan económicas, ya que la mano de obra puede ser no especializada, lo que influye en el costo de la mano de obra.

Por no exigir mano de obra especializada, son extremadamente ventajosas en lugares con pocos recursos, pudiendo también ser construidas bajo el régimen comunitario, trayendo, en ambos casos, beneficios sociales a la comunidad local.

- No precisan cimentación para la transmisión de las cargas al terreno.
- Su diseño estructural resulta fácil.
- Trabajan por gravedad.
- Su montaje se realiza con mucha rapidez.
- Son estructuras durables y ecológicas. Los gaviones colocados en obra tiene un periodo de más de 20 años de vida, tiempo en que los arrastres depositados en los intersticios de las piedras y la sedimentación de los mismos originan la formación de un bloque compacto y sólido.
- Poseen una alta flexibilidad y adaptación, acomodándose paulatinamente al terreno de fundación, a medida que va soportando su peso propio.
- Tienen una capacidad altísima de permeabilidad. Son estructuras drenantes que desalojan el agua que pueden contener las obras que protegen, eliminando de esta manera una de las principales causas de la inestabilidad de las obras. El gavión relleno no contiene aglutinantes ni cementantes, por lo que quedan huecos o intersticios. Disipa la energía del agua, disminuye los empujes hidrostáticos. Permite tener saneados los terrenos aledaños a las estructuras.
- Puede incluir técnicas de bioingeniería de suelo para promover el crecimiento de la vegetación y ser más estético.
- Fácil de acoplar a condiciones de campo especiales. Es posible capacitar rápidamente trabajadores no calificados, con supervisión de algunos calificados, para armar los gaviones, rellenarlos y sujetarlos entre sí con alambre de hierro galvanizado. Los gaviones también se pueden armar en la aldea, no es indispensable un equipo mecánico. Sin embargo, deben ser fabricados con todos sus componentes conectados mecánicamente en la fase de producción en fábrica, no pudiéndose entregar en rollos para su armado en obra, según lo especifican las normas ASTM A 975 y ASTM A 974.

Dadas las condiciones geográficas con las que cuenta el distrito de Ilabaya se opta por el último sistema estructural, denominado **muro de gaviones**.

- Como primera ventaja es que al tratarse de una zona rural los materiales que son empleados para su construcción son las mallas de acero y material pétreo (canto rodado) que existe en abundancia y que hacen que este tipo de muros sean los más adecuados y viables, por su facilidad en la parte constructiva.



Figura N° 12: Existencia de Canto Rodado en el Rio Locumba
Fuente: CYPE Ingenieros, SA.

- Como segundo punto tenemos el reforzamiento de gaviones y estabilización de laderas con elementos naturales como son la vegetación con raíces y ramas vivas, que brindaran un refuerzo adicional al muro en gaviones.

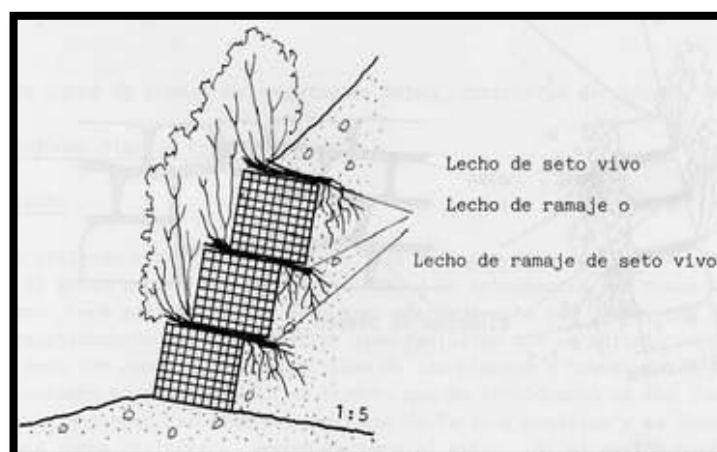


Figura N° 13: Muros de Gaviones con presencia de vegetación.
Fuente: Manual de ordenación de cuencas hidrográficas.

- Como último punto, se presenta en una ubicación de la zona costanera por debajo de los 1500 msnm. Donde no se muestran pendientes elevadas que aumenten la velocidad del río Locumba y que generen un mayor potencial de desastre.

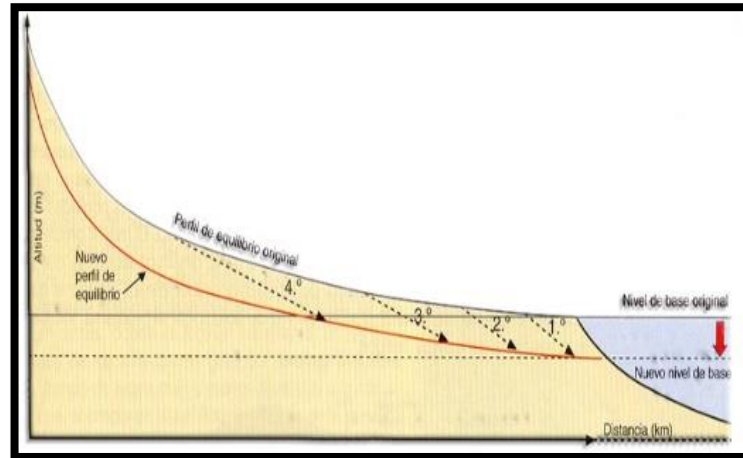


Figura N° 14: Pendientes generadas según sus zonas (elevadas y bajas).

Fuente: Procesos geológicos externos y sus riesgos – Biología Sur.

Con todos estos aspectos se permite no solo la construcción de un sistema de protección apropiado sino que a la vez permite un desarrollo ecológico y económico para la población de la zona.

2.2.5.8.3. PRINCIPALES APLICACIONES

- Encauzamiento y canalizaciones de ríos de óptimo rendimiento.
- Protección contra desprendimientos de piedras en laderas.
- Protección y defensa de márgenes, incluida su integración medioambiental.
- Construcción de muros de contención en carreteras, caminos forestales, líneas férreas, zonas urbanas y obras de todo tipo que precisen contención de tierras junto con una adecuada integración en el entorno.



Figura N° 15: Muros de contención de gaviones utilizados frente a derrumbes de suelo residual.

Fuente: CYPE Ingenieros, SA.

Construcción de Diques de Regularización y Corrección de Torrentes.

- Protección de erosión por oleajes en taludes de presas.
- Construcción de puentes y pasarelas provisionales.



Figura N° 16: Muros de gaviones utilizados como protección ribereña.
Fuente: Cañete - Perú Defensa ribereña con gaviones colchón y caja.

- Defensas contra maretaños, otros.



Figura N° 17: Muros de gaviones utilizados como rompeolas.
Fuente: Dique rompeolas de Punta Barrakomuturra. Ondarroa – España.

2.2.5.8.4. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Las dimensiones estándares de los gaviones:

Los gaviones en el mercado mundial poseen una diversidad de dimensiones, razón por la que para el presente trabajo se ha considerado las siguientes dimensiones estándares disponibles en nuestro país:

El largo es siempre múltiplo de 1.00 m, varía de 1.00 m. a 4.00 mts. El ancho es siempre de 1.00 m; el alto puede ser de 0.50 mts o 1.00 mts.

Tabla N° 06

Dimensiones estándar de los gaviones tipo caja.

GAVIONES CAJA CON DIAFRAGMA				
DIAFRAGMA			VOLUMEN (m^3)	DIAGRAMAS (CANTIDAD)
LARGO (m)	ANCHO (m)	ALTURA (m)		
1.50	1.00	0.50	0.75	-
2.00	1.00	0.50	1.00	1.00
3.00	1.00	0.50	1.50	2.00
1.50	1.00	1.00	1.50	-
2.00	1.00	1.00	2.00	1.00
3.00	1.00	1.00	3.00	2.00

Fuente: Defensas fluviales con gaviones metálicos.

Resistencia de los gaviones

El gavión como producto terminado, según norma ASTM 975-97 5 (diámetros de alambres, tamaños de cocadas, tipos de recubrimientos, resistencia mínima, etc.) debe poseer todas las aleaciones de acero dulce recocidos incluyendo el acero para las operaciones de amarre y atirantamiento durante la colocación en obra. Las siguientes resistencias mínimas de las mallas:

Tabla N° 07:

Resistencia de gaviones; Normas de recubrimientos de alambres en general, ASTM A 90: Normas sobre cantidad de masa para el recubrimiento. ASTM A641M-98

GAVIÓN TIPO CAJA				
DESCRIPCIÓN DE LA PRUEBA	RECUBRIMIENTO PVC		RECUBRIMIENTO METÁLICO	
	KN/m	Kfg/m	KN/m	Kgf/m
Paralelo a la torsión	42.3	4.31	51.1	5.21
Perpendicular a la torsión	20.4	20.08	26.3	2.68
Conexión a las aristas	17.5	1.78	20.4	2.08
Conexión panel con panel, usando alambre para amarre o sujetadores para traslape	17.5	1.78	20.4	2.08
Prueba de punzonamiento	23.6	2.41	26.7	2.72

Fuente: ASTM 975 –97 indica un resumen de las normas ASTM 641

Revestimientos de los gaviones

El gavión debe ser fabricado en red de alambre con revestimiento Galmac. Este alambre debe ser revestido con una aleación de zinc 5% y aluminio7 (siendo la cantidad mínima de revestimiento en la superficie de los alambres de 244 g/m²).

Tabla N° 08:

Espesores de revestimientos en gaviones según recubrimientos de alambres en general, cantidad de masa para el recubrimiento.

CARACTERÍSTICAS		GAVIÓN CAJA	
		RECUBRIMIENTO	
		METÁLICO	P.V.C.
tipo de mallas		8 cm. x 10 cm.	
abertura de mallas		83 mm. X x 114 mm.	83 mm. X x 114 mm.
		3.25 pulg. X 4.50 pulg,	3.25 pulg. X 4.50 pulg,
φ de alambre de malla (mm)		3.050	2.700
φ de alambre de borde (mm)		3.800	3.400
φ de alambre de amarre (mm)		2.200	2.200
φ de alambre de traslape (mm)		3.000	3.000
φ de alambre de atiesado (mm)		2.200	2.200
Espesor de revestimiento de PVC	Nominal	no aplicable	0.50(0.020)
	Mínimo	no aplicable	0.38(0.015)

Fuente: Norma ASTM A 975-97. Características de las mallas de los gaviones.

Los alambres que forman las mallas de los gaviones, pueden ser recubiertos por un recubrimiento de zinc de aluminio y por una vaina continua de PVC. Esto confiere una mejora a la protección contra la corrosión y torna al alambre eficiente para los usos en marinas, ambientes contaminados y/o químicamente agresivos, y las mallas pueden ser de tipo hexagonal, eslabonada pero lo apropiado en gaviones es de tipo hexagonal a doble o triple torsión, mostradas en la figura N° 18.

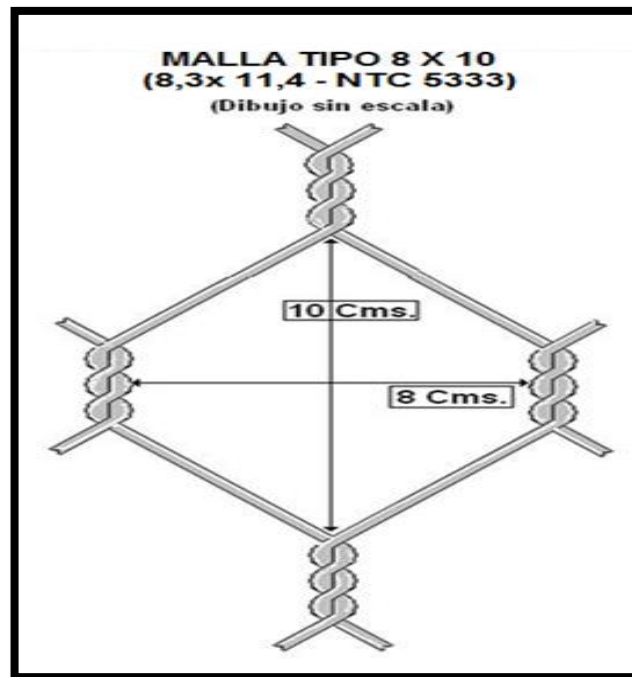


Figura N° 18: Dimensiones de la malla, Malla Tipo 8 x 10.

Fuente: Imágenes – mallas para gaviones

Características de la red (NORMA ASTM A856M-98)

- Todos los bordes libres del gavión caja, incluso el lado superior de los laterales y de los diafragmas, deben ser enrollados mecánicamente en vuelta de un alambre de diámetro mayor, en este caso de 3mm para que la red no se desarme y adquiera mayor resistencia.
- Cada gavión caja con largo mayor que 1,50 m. debe ser dividido en celdas por diafragmas colocadas cada metro.
- El lado inferior de los laterales y de los diafragmas debe ser cosidos al paño de base, durante la fabricación, con una espiral de alambre de 2,2mm de diámetro.
- Con los gaviones caja, deben ser provistos de una cantidad suficiente de alambre para amarre y atirantamiento de 2,2mm de diámetro. Su cantidad, con relación al peso de los gaviones, es de 8% para los de 1,00m de altura y de 6% para los de 0,50m.
- La norma ASTM 975 –97 recomienda dimensiones de cocadas según la velocidad del agua, y no recomienda el uso de cocadas con dimensiones mayores (10x20), pues disminuye la resistencia estructural e hidráulicamente es ineficiente, inclusive su funcionalidad puede verse comprometida.
- Para el caso de gaviones caja, se recomienda usar cocadas de 8 x 10 con diámetros de alambres de 2.7 mm. y 3 mm. respectivamente, dependiendo si este es plastificado o triple zincado.

Características de los Agregados

- Los valores promedio de los pesos específicos de los rellenos varían entre 1700 kg/m^3 a 1800 Kg/m^3 .
- Las dimensiones de las piedras de relleno en todos los casos deben ser mayores al tamaño de las cocadas. Para elegir el tamaño de estas se debe tener en cuenta que mientras mayores sean las dimensiones de los agregado, mayores serán los espacios entre los mismos; disminuyendo el efecto disipador contra las corrientes erosivas y por ende aumentando los espesores de las protecciones con gaviones.
- Las piedras a colocar serán de buena calidad, densas, tenaces, durables, sana, sin defectos que afecten su estructura, libre de vetas, grietas y substancias extrañas adheridas e incrustaciones cuya alteración posterior pueda afectar a la estabilidad de la obra.

2.2.5.8.5. PROCESO DE CONSTRUCCIÓN

- I. Preparar apropiadamente la superficie de asiento. Ubicar sobre está la estructura metálica: desdoblarla, extenderla en el suelo y pisarla red hasta eliminar las irregularidades. Como se muestra en la figura N° 19.

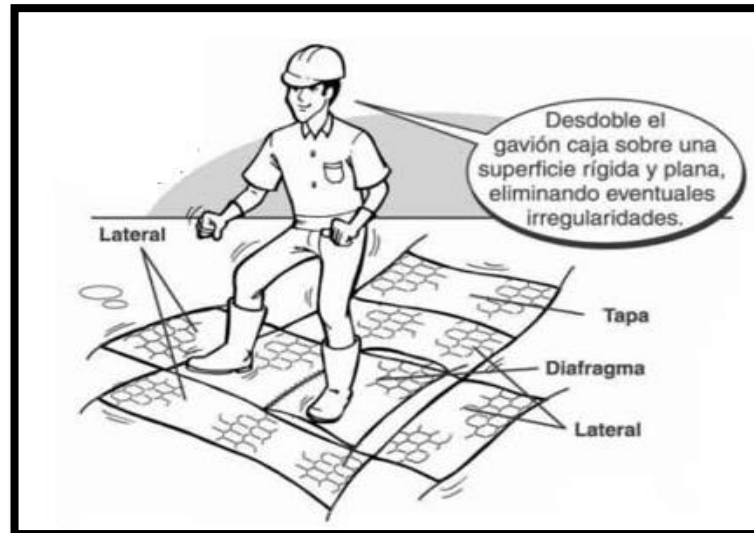


Figura N° 19: Desdoble de gavión.

Fuente: Heshuo Metálicos Productos S.L. colocación de gaviones.

- II. Doblar los paneles para formar la caja, juntar los cantos superiores entrecruzando los alambres que salen de los paneles como se detalla en la figura N°20.



Figura N° 20: Formaciones de caja.

Fuente: Heshuo Metálicos Productos S.L. colocación de gaviones.

- III. Cortar un pedazo de alambre de 1.5 m de largo y fijarlo en la parte inferior de las aristas. Amarre los paneles en contacto, alternando vueltas simples y dobles a cada malla (estas costuras se ejecutaran en forma continua). Repetir la operación con los diafragmas, usar herramientas adecuadas como se ve en la figura N°21.

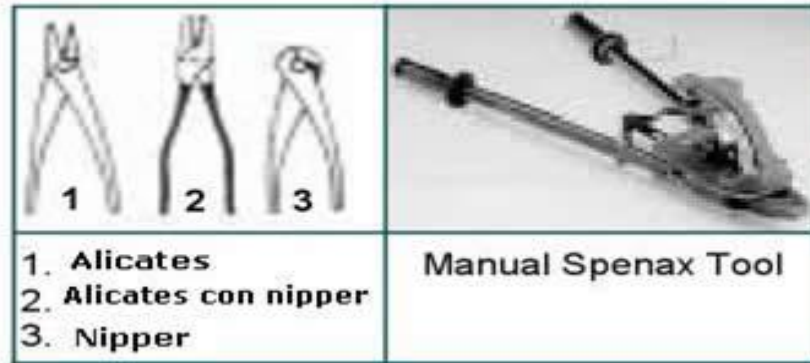


Figura N° 21: Herramientas de amarre.

Fuente: Heshuo Metálicos Productos S.L. colocación de gaviones.

- IV. Amarrar varias cajas en grupos, siempre con el mismo tipo de costura. Lleve los grupos de cajas hasta el lugar determinado en el diseño y amarrarlos a las cajas ya colocadas, por medio de resistentes costuras a lo largo de todas las aristas en contacto. Esta operación de vincular entre sí las distintas piezas es de fundamental importancia para la estabilidad de la obra, ya que estas formas deben actuar como una estructura monolítica para tolerar las deformaciones y asentamiento que pueden llegar a producirse, los amarres deben ser como se describe en la figura N°22.



Figura N° 22: Amarre de cajas.

Fuente: Heshuo Metálicos Productos S.L. colocación de gaviones.

- V. Alinear las cajas antes de rellenarlas como se muestra en la Figura N°19, puede usarse encofrados de madera para una buena terminación de alineación.



Figura N° 23: Alineamiento de cajas.

Fuente: Heshuo Metálicos Productos S.L. colocación de gaviones.

- VI. Llenar las cajas hasta $\frac{1}{3}$ de su capacidad total. Fijar dos tirantes horizontales y llenar hasta los $\frac{2}{3}$. Fije otros dos tirantes y acabe el llenado hasta 1 a 5 cm por arriba de la altura de la caja. Tal como se indica en la figura N° 24.

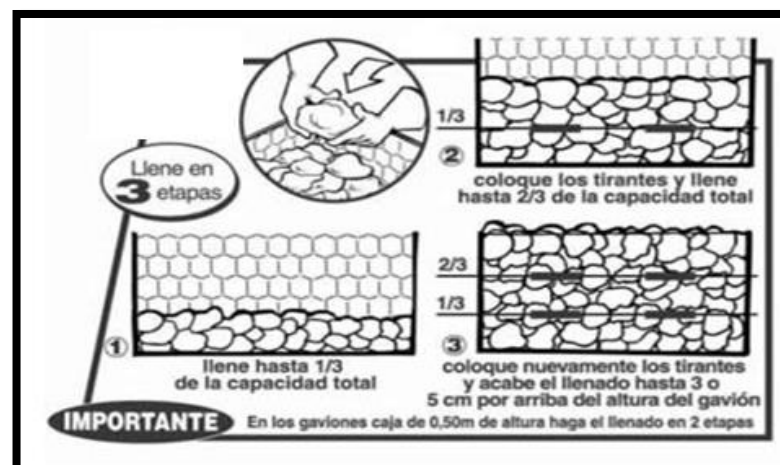


Figura N° 24: Llenado de piedras.

Fuente: Heshuo Metálicos Productos S.L. colocación de gaviones.

- VII. Cerrar el gavión, bajando la tapa, la que será cosida firmemente a los bordes de las paredes verticales. Se deberá cuidar que el relleno sea el suficiente, de manera tal que la tapa quede tensada confinando la piedra. Como se observa en la figura N° 25.



Figura N° 25: Doble las tapas y amarre con el mismo tipo de costura.

Fuente: Heshuo Metálicos Productos S.L. colocación de gaviones.

RECOMENDACIÓN: Emplear los geotextiles o geomallas por que actúan como filtro evitando la contaminación de los gaviones con los finos del talud, a causa de las filtraciones. Disipan las presiones hidrostáticas sobre el espaldón de los gaviones, asegurando su estabilidad e impiden la socavación de los materiales del talud.

Los muros de gaviones de piedra son eficientes para la contención de tierras u otros materiales sueltos cuando las condiciones no permiten que estas masas asuman sus pendientes naturales. Tal y como se muestra en la figura N° 26.

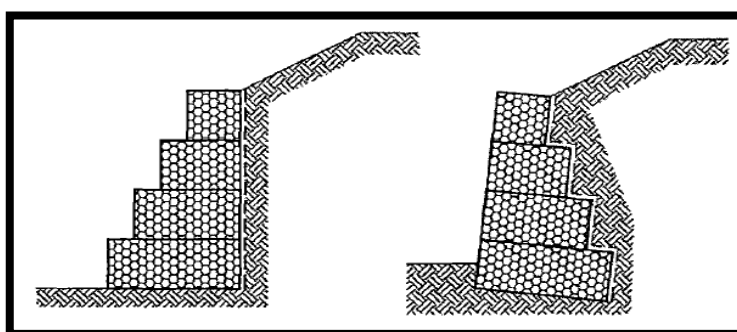


Figura N° 26: Distintas formas de colocación de muros de gaviones.

Fuente: Heshuo Metálicos Productos S.L. colocación de gaviones.

Utilizado para impedir que las orillas del río, se erosione y presente problemas de arrastre de tierras lo cual genera importantes deterioros a la estabilidad del borde de los ríos.

Los muros de gaviones, los cuales trabajan por gravedad, deben de evitar los empujes de tierras en laderas inestables, causados por afloramientos de agua o debido a que los taludes poseen un ángulo de rozamiento interno muy pequeño y, por lo que poseen baja estabilidad del volumen total del talud. (Maccaferri, 2007).

2.2.5.8.6. TIPOS DE FALLAS EN MUROS DE CONTENCIÓN

La elección del tipo de muro es fundamental para un buen funcionamiento y de acuerdo a lo requerido se realiza un adecuado diseño. No obstante, hay que tener en cuenta las posibles cargas que causarían el colapso de la estructura, para poder realizar una evaluación completa, es importante conocer los motivos por los cuales se produciría la falla.

En principio, es importante recordar que el principal objetivo de un muro es soportar empujes laterales, a pesar de ello puede soportar cargas verticales adicionales. Por lo que, el colapso o la estabilidad del muro depende especialmente del suelo con el que tiene contacto directo sobre su base y el peso del muro. A continuación se expondrá los distintos tipos de fallas.

Falla por volteo o giro excesivo

Para empezar, es necesario asegurar que el muro no se voltee, es decir que los momentos desestabilizantes sean menores a los momentos estabilizantes como se aprecia en la figura N° 27. Para ello, se busca incrementar el tamaño del muro y a su vez el peso. Garantizando que los empujes producidos por la tierra y la sobrecarga no ocasionen la falla.

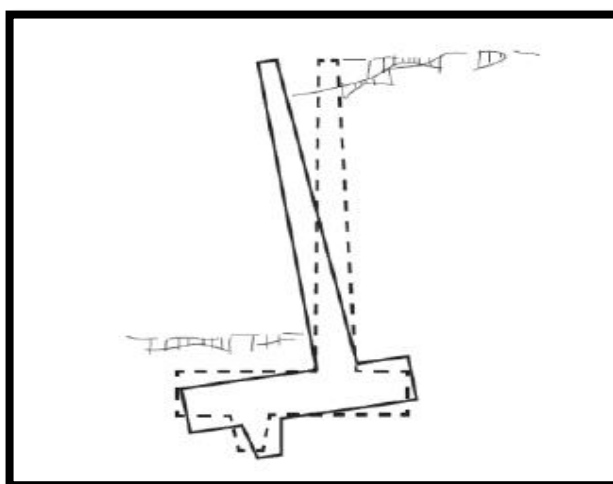


Figura N° 27: Falla por volteo en muros de contención.

Fuente: Noticreto N° 111 2012: 41.

Deslizamiento lateral del muro

El deslizamiento del muro es una falla producida por un empuje excesivo de la tierra, el cual incrementa con la sobrecarga que se pueda presentar en el terreno como se observa en la figura N° 28. En consecuencia se genera el deslizamiento del muro, el cual es contrarrestado, principalmente con la fricción en la base de la estructura, dependiendo ello del tipo de suelo. El deslizamiento se puede generar por factores que no son tomados en cuenta al momento de diseño, como la construcción de una vivienda detrás del muro. Para ello algunos ingenieros optan por la construcción de un dentellón en la base de la zapata.

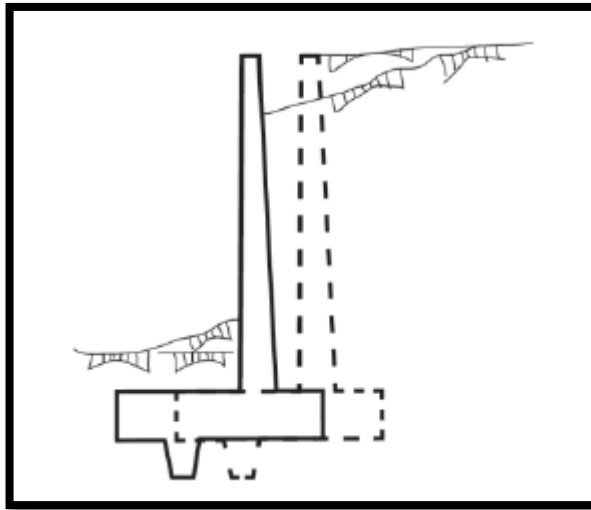


Figura N° 28: Deslizamiento lateral en muros de contención

Fuente: Noticreto N° 111 2012: 41.

Asentamiento de la estructura

Debido al peso del muro y al relleno colocado en la parte superior de la zapata es posible que el muro sufra un asentamiento, pudiendo producir fisuras en la estructura o en algunos casos el colapso de la estructura. Para ello es importante conocer las propiedades mecánicas del suelo y saber la resistencia del mismo.

Socavación.

La socavación es un proceso que resulta de la acción erosiva del flujo de agua que arranca y acarrea material de lecho y de las márgenes de un cauce, haciendo que disminuya el nivel del río por el incremento de su capacidad de arrastre de sedimentos. Este proceso se da cuando una corriente de agua encuentra un obstáculo, originándose un desequilibrio entre la cantidad de sedimentos aportados a una sección y la capacidad de transportar sedimentos fuera de ella, por lo cual, se modifican las condiciones de escurrimiento y se cambia la capacidad de arrastre en los alrededores de la obstrucción.

La socavación no prevista es una de las causas más comunes de falla en puentes y de las estructuras de protección en los ríos.

El fenómeno de socavación se relaciona con dos de los problemas más complejos de la mecánica de fluidos, como son la mecánica de transportes de sedimentos y la capa límite tridimensional. Según Einstein (Aguirre, 1980), la mecánica del transporte de sedimentos involucra las características presentes en el lugar en el que está estudiando la socavación, ya que es un fenómeno en el cual se produce arrastre de partículas de diferentes propiedades; pues distintas variables determinan la cantidad de sedimentos que pueden acarrear una corriente. Hay modelos que permitan el cálculo del transporte de los materiales del lecho, tanto por el fondo como en suspensión por separado. Otros métodos no toman en cuenta tal discriminación y determinan el transporte total de los materiales del lecho sin dividirlo en dos categorías, sino que lo toman como un todo (Maza y García, 1992). Ninguno de estos métodos es universal, pues todos han sido derivados para ciertas condiciones y características de flujo y de los sedimentos.

a) Factores que Influyen en la Socavación

Los factores que influyen en la socavación pueden ser divididos en dos grandes grupos: las características del cauce (geomorfología, topografía y características del sedimento) y las del flujo (régimen de flujo y características del fluido).

b) Causas de la Socavación

El fenómeno de socavación es producido por diferentes causas que influyen en el cambio del nivel de un lecho de un río, es decir las variaciones que tiene el agua respecto al flujo normal, ya que el movimiento de las partículas de fondo pueden variar dependiendo del tipo de material presente, de la capacidad de transporte de sedimentos del río o del cambio de este por el incremento de caudales o por el cambio de pendiente y de la geología del lugar.

Una de las principales causas de la socavación es la tendencia que tiene cualquier cauce natural de buscar su estabilidad para todas condiciones (profundidad, ancho, pendiente); lo cual es muy frecuente en ríos en los cuales se han realizado obras de encauzamiento como el corte de meandros, o en los que se han colocado obstáculos en la sección del río como estribos, pilas, muros, etc.

c) Consecuencias de la Socavación

El deterioro, falla, e incluso colapso de muchas obras civiles se debe principalmente a la erosión o socavación alrededor de los elementos estructurales o en los márgenes de los ríos; esto último genera problemas de inestabilidad por los cambios de las condiciones del río (velocidad, caudales, sedimentos, entre otros). A su vez, estos daños involucran pérdidas económicas ya sea por la importancia de la obra afectada o por la inversión que se debe realizar en el diseño de una solución para la protección de dicha obra. Cuando ocurren variaciones en una sección transversal se presenta un deterioro en el ecosistema adyacente a la zona donde se da el fenómeno.

Cuando se producen fallas en el sistema de fundaciones de las estructuras ubicadas a los márgenes de los ríos, no solo se generan pérdidas económicas y materiales, si no que en algunos casos se pueden dar pérdidas de vidas humanas.

d) Formas de Socavación

Dependiendo de si existe o no movimiento de sedimentos en el cauce, se pueden presentar dos formas:

- Socavación en lecho móvil
- Socavación en agua clara

e) Tipos de Socavación

Se pueden presentar distintas clases de erosión que conjuntamente determinan la profundidad máxima a la que descenderá el fondo del cauce; estos tipos de socavación son:

- Socavación general del cauce.
- Socavación transversal en estrechamiento
- Socavación en el lado exterior de la curvas.
- Socavación local.

f) Condiciones Críticas para la iniciación del Movimiento

Las características de las partículas del fondo del cauce, y las del flujo definen La velocidad límite o velocidad crítica a partir de la cual se inicia el movimiento de las partículas.

Debido al cambio de dirección de la corriente en las curvas o meandros del río, en la parte exterior o estrados de la curva hay mayor recorrido, lo que incrementa la velocidad del agua, cambia el patrón de las líneas de corriente a una forma ' ' generalmente helicoidal y aumenta su poder erosivo y la capacidad de transporte del río, lo que ocasiona mayor socavación.

El material removido puede depositarse en la parte interna de la curva, lo cual a su vez reduce la sección hidráulica contribuyendo aún más al fenómeno de socavación y al proceso de formación de meandros de los ríos, la reducción de sección en el cauce, también puede ser producida por la presencia de obras y estructuras en el mismo.

SEGÚN Flores y Aguirre (2006), cuando las fuerzas hidrodinámicas que actúan sobre partícula de sedimento, son de tal magnitud que cualquier incremento de ellas por pequeño que este sea, produce movimientos, entonces se dice que las condiciones son críticas. Para estas condiciones, las variables del flujo tales como el esfuerzo cortante en el fondo, la velocidad media o la profundidad, adquiere ciertos valores llamados críticos.

g) Estimación de la Socavación

La socavación que se produce en un río no puede ser calculada con exactitud, solo estimada, muchos factores intervienen en la ocurrencia de este fenómeno, tales como:

- El caudal.
- Tamaño y conformación del material del cauce.
- Cantidad de transporte de sólidos.

Las ecuaciones que se presentan a continuación son una guía para estimar la geometría hidráulica del cauce de un río. Las mismas están en función del material del cauce.

h) Método de Lischvan – Levediev

El método propuesto por Lischvan-Levediev es el más usado en nuestro país para el cálculo de la socavación general incluyendo el efecto de la. Se fundamenta en el equilibrio que debe existir entre la velocidad media real de la corriente (V_r) y la velocidad media erosiva (V_e). La velocidad erosiva no es la que da inicio al movimiento de las partículas en suelos sueltos, sino la velocidad mínima que mantiene un movimiento generalizado del material del fondo.

$$V_e = 0.60\gamma_d^{1.18}\beta H_s^x; \text{ m}^3/\text{seg} \quad \text{suelos cohesivos.....}$$

$$V_e = 0.68\beta d_m^{0.28} H_s^x; \text{ m}^3/\text{seg} \text{ suelos cohesivos.....}$$

Dónde:

V_e = Velocidad media suficiente para degradar el cauce en m^3/seg .

γ_d = Peso volumétrico del material seco que se encuentra a una profundidad H_s , medida desde la superficie del agua (Ton/m^3)

β = Coeficiente que depende de la frecuencia con que se repite la avenida que se estudia.

X ó Z = es un exponente variable que está en función del peso volumétrico γ_s y el material seco (Ton/m^3)

H_s = tirante considerado, a cuya profundidad se desea conocer qué valor de V_e se requiere para arrastrar y levantar al material (m)

D_m = es el diámetro medio (en mm) de los granos del fondo.

La ecuación final para el cálculo de la socavación considerando los coeficientes de corrección por contracción y peso específico de agua, es la siguiente:

$$H_s = \left(\frac{\alpha h^{5/3}}{0.68 \beta D_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+z}}$$

$$\alpha : Qd / (H_m^{\frac{i}{3}} B_e \mu)$$

Dónde:

Qd : caudal de diseño (m³/seg)

B_e : ancho efectivo de la superficie del líquido en la sección transversal

H_m : profundidad media de la sección = Área / B_e

$H_s - h$: Profundidad de socavación (m)

h : Tirante de agua (m)

D_m : Diámetro característico del lecho (mm)

β : Coeficiente que depende de la frecuencia con que se repite la avenida que se estudia.

μ : Factor de corrección por contracción del cauce.

φ : Factor de corrección por forma de transporte de sedimentos.

Z : exponente variable que depende del diámetro del material.

2.2.5.8.7. PROPIEDADES FÍSICO-MECÁNICAS DE LOS SUELOS

El empuje de tierras o la presión que se ejerce en los muros de contención es una fuerza que depende principalmente de tres factores: el ángulo de fricción interna de los suelos, la cohesión y el peso específico de los suelos. A continuación se pasará a definir y aclarar estos términos.

Ángulo de fricción interna

Es una propiedad que se da principalmente en suelos granulares, como son las gravas y las arenas y se refiere al ángulo máximo de reposo que puede adoptar un material granular.

Depende principalmente de la densidad y tamaño, forma y distribución de los granos. Este valor se obtiene del estudio de mecánica de suelos, específicamente del ensayo de corte directo, el cual está basado en el círculo de Mohr-Coulomb. En la siguiente tabla #1 se pueden observar algunos valores típicos para arenas y limos. Se representa con la letra griega " ϕ ".

Cohesión

La cohesión es una fuerza interna que actúa sobre las partículas del suelo que crea adherencia entre ellas. Esta se encuentra principalmente en suelos finos, es decir, limos y arcillas; pero pueden existir, siendo estas las más comunes, las mezclas de suelos, teniendo ángulo de fricción y cohesión a la vez. Se debe tener en cuenta, dependiendo si es arcilla normalmente consolidada o sobre consolidada, los valores de la cohesión son cero o mayores a cero. Este valor se halla con el mismo ensayo que el ángulo de fricción. Se representa con la letra "C".

Peso específico de los suelos

El peso específico del suelo es uno de los valores más importantes que afectan el empuje de tierras. Este está en función del peso del suelo y de su volumen, pudiendo dar como resultado el peso específico natural, seco o saturado dependiendo de las necesidades de diseño. Se debe tener en cuenta que a mayor profundidad del muro de contención el empuje debido al

peso del suelo aumenta. A continuación se muestran algunos valores referenciales del peso específico y también de ángulos de fricción.

Tabla N° 09: Peso específico y ángulo de fricción de acuerdo al tipo de suelo.

TIPO DE SUELO	γ (Kg/m ³)	ϕ (grados)
Arcilla Suave	1440 - 1920	0° - 15°
Arcilla Media	1600 - 1920	15° - 30°
Limo seco y suelto	1600 - 1920	27° - 30°
Limo Denso	1760 - 1920	30° - 35°
Arena Suelta y Grava	1600 - 2100	30° - 40°
Arena Densa y Grava	1920 - 2100	25° - 35°
Arena Suelta, Seca y Bien Graduada	1840 - 2100	33° - 35°
Arena Densa, Seca y Bien Graduada	1920 - 2100	42° - 46°

Fuente: Harmsem 2002:364.

Otros factores

Adicionalmente a los factores ya vistos podemos tener en suma consideración el contenido de agua en el suelo. Este puede variar entre la mínima presencia del líquido hasta el estado donde todo el suelo se encuentre saturado, en ambos casos se considera la presión hidrostática de acuerdo a los parámetros presentados y se diseña a su vez un sistema de drenaje para evitar futuras fallas por la acumulación de este elemento.

2.2.5.8.8. SISMICIDAD EN EL PERÚ

Como ya se explicó anteriormente, el Perú es un país altamente sísmico debido a la interacción de las placas tectónicas Sudamericanas y de Nazca. Esto se demostró en el último terremoto de Pisco de 2007 que registró una magnitud de 8.0 grados en la escala de Richter y causó una gran cantidad de pérdidas humanas y de infraestructura. Sin embargo, la intensidad de los sismos no es la misma en todo el territorio nacional.

El Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) en su versión del 2006 divide al Perú en 3 zonas sísmicas, sin embargo, en el Reglamento publicado recientemente, esta es más rigurosa y divide al país en 4 zonas sísmica, donde la zona 4 es la de más alta intensidad; en la presente tesis se utilizará esta última. A continuación se muestran 2 mapas, el primero (Figura N° 25) es la división sísmica que hace el RNE 2016, mientras que el segundo (Figura N° 26) es el mapa de isoaceleraciones del Perú el cual brinda aceleraciones más específicas según cada zona.

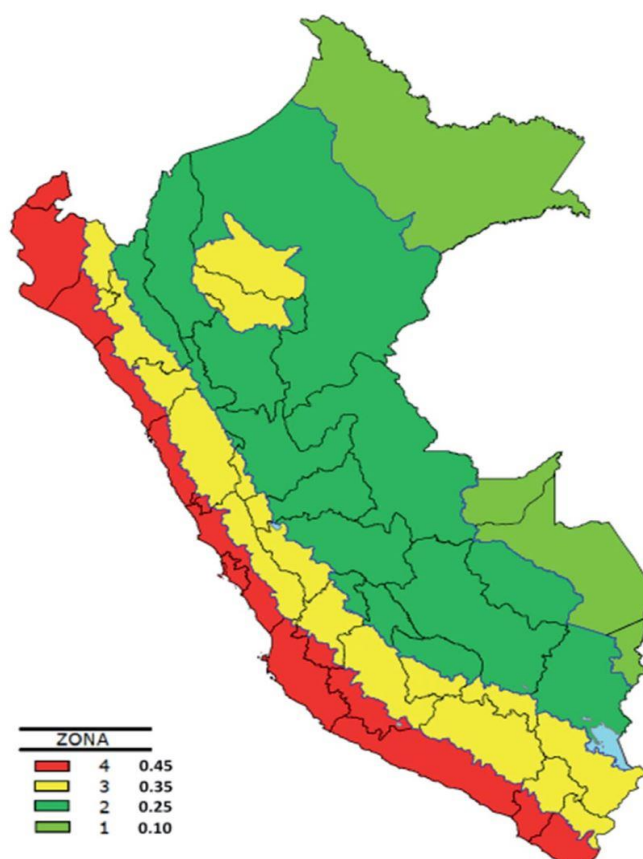


Figura N° 29: Mapa de zonas sísmicas del Perú.

Fuente: RNE E030-2016.

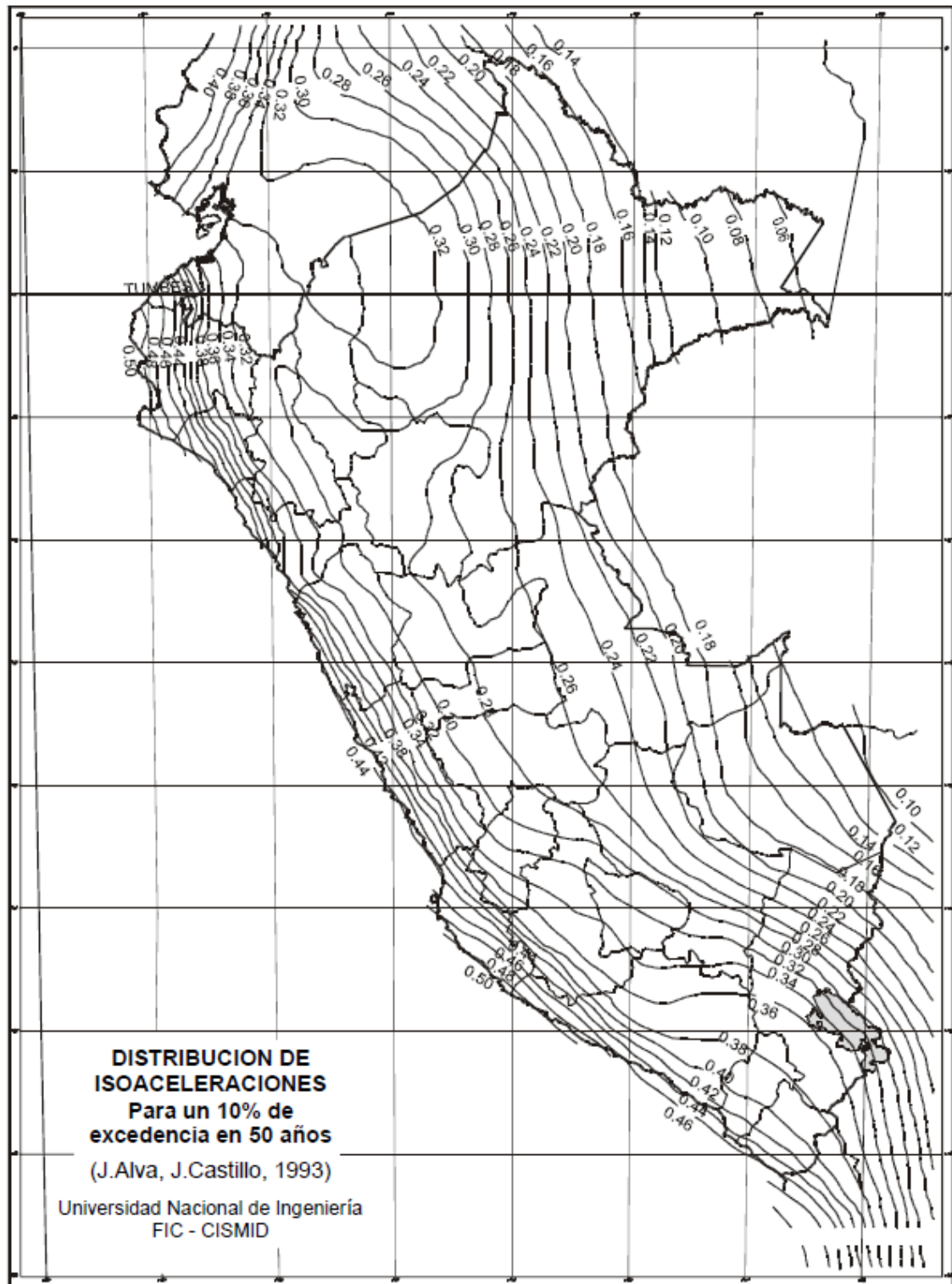


Figura N° 30: Mapa de Isoaceleraciones del Perú.

Fuente: MTC 2013: 248.

2.2.5.8.9. ANÁLISIS ESTÁTICO Y PSEUDO-ESTÁTICO UTILIZANDO MÉTODOS EMPÍRICOS

Llegado a este punto, resulta pertinente recalcar que es necesaria la estimación de la presión lateral del suelo para un adecuado diseño de los muros de contención. Para ello se utilizan diversos factores los cuales se mencionan en el libro de Braja Das:

(a) El tipo y magnitud del movimiento de los muros, (b) los parámetros de resistencia cortante del suelo, (c) el peso específico del suelo y (d) las condiciones de drenaje en el relleno.” (Das 2001: 334)

Una vez obtenido los factores es necesario conocer las distintas presiones que puede generar el suelo, las cuales dependen de la existencia del desplazamiento en el muro y del tipo de suelo.

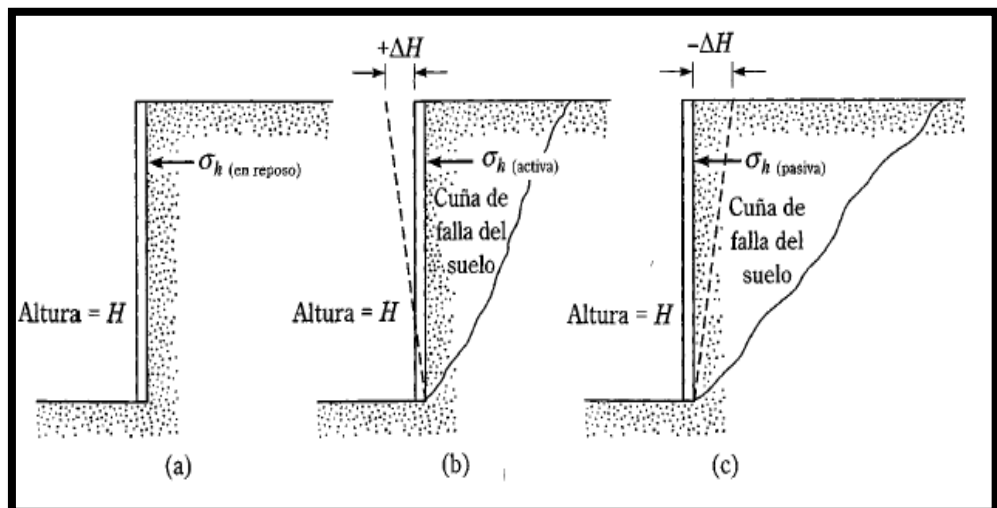


Figura N° 31: Tipos de empuje a) presión en reposo, b) presión pasiva y c) presión activa

Fuente: Das 2001:334

Como se puede apreciar en la figura N° 31 existen tres tipos de empujes de tierra, los cuales están en función de la posición en la que se encuentre el muro y la falla que se genera en el suelo.

Cuando el muro que retiene el suelo no cuenta con ningún tipo de movimiento la presión generada por el suelo es conocida como presión en reposo mostrada en la figura N° 31 a.

Luego se tiene el caso en el que el muro se inclina debido a la presión que soporta generando una falla en el suelo, esta presión es conocida como presión activa mostrada en la figura N° 31 b.

Por último, se encuentra la posibilidad de que el muro empuje al suelo ocasionando una falla y con ello produciéndose una presión pasiva por parte de este mostrado en la figura N° 31 c.

Como acabamos de explicar es necesario que exista un desplazamiento para que se genere empuje activo y pasivo, por lo que es indispensable saber cuál es el desplazamiento necesario para los diferentes tipos de suelos:

Tabla N° 10: Relación entre el tipo de relleno y el desplazamiento en el muro requerido para alcanzar el estado activo o pasivo

TIPO DE SUELDO	Δ/H E. ACTIVO	Δ/H E. PASIVO
Granular Denso	0.001	0.020
Granular Suelto	0.004	0.060
Cohesivo Rígido	0.010	0.020
Cohesivo Blanco	0.020	0.040

Fuente: MTC 2013:231.

Para poder calcular las distintas presiones explicadas anteriormente existen distintos métodos y muchas teorías en Mecánica de Suelos, cada una con diferentes limitaciones y para distintos casos debido a que el comportamiento del suelo varía dependiendo si es granular o cohesivo.

Teoría de Coulomb empuje activo

El ingeniero francés Charles-Augustin de Coulomb apreció que en los muros de contención el suelo sufre una falla siguiendo una forma inclinada (plano de rotura), con lo que planteó el equilibrio de la masa limitado por el plano de rotura, teniendo en cuenta que el desplazamiento del muro debe ser suficiente para generar la falla en el suelo. Como se muestra en la figura N° 32 plano de coulomb.

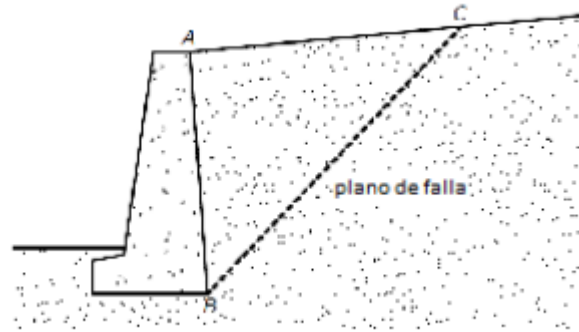


Figura N° 32: Plano de Coulomb.

Fuente: Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado

Para poder desarrollar la teoría de Coulomb, y durante la presente tesis, se utilizará las siguientes nomenclaturas:

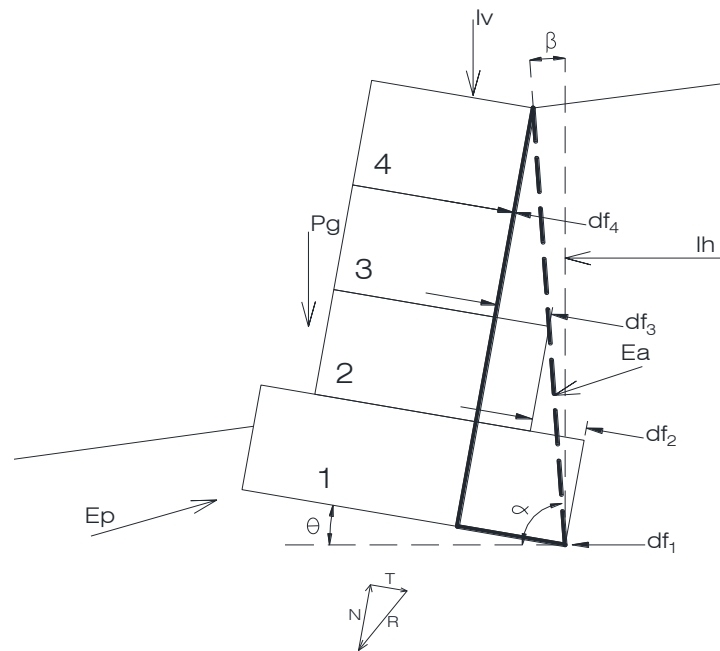


Figura N° 33: Nomenclatura de los ángulos usados en ecuaciones de empujes.

Fuente: Elaboración Propia.

Donde:

β : es el ángulo formado por el eje vertical y la superficie de aplicación del empuje activo.

α : Es el ángulo de la cara trasera del muro con respecto a la horizontal.

ξ : Es el ángulo del plano de falla con respecto a la horizontal.

δ : Es el ángulo de fricción de la interface suelo-muro.

ϕ : Es el ángulo de fricción del suelo.

El ángulo δ varía dependiendo de las propiedades del suelo y la rugosidad del muro, esto quiere decir que si se cuenta con un suelo en condiciones bien drenadas y siendo la superficie del muro muy rugosa el ángulo de fricción de la interface suelo-muro será mayor; en cambio si se tiene un suelo húmedo y con superficie lisa el valor de δ puede llegar a ser nulo. Normalmente el ángulo de fricción de la interface suelo-muro adopta valores entre $\phi/3$ y $2\phi/3$

Tabla N° 11: Coeficiente para el rozamiento entre suelos y material de construcción

MATERIAL DE CONSTRUCCION	ACABADO SUPERFICIAL	ARENA GRUESA		LIMO SIN COHESIÓN			SUELO GRANULAR COHESIVO	ARCILLA
		0.06 < D < 2.0 mm		0.002 < D 0.06 mm.			50 % arcilla + 50 % arena	D ≤ 0.06 mm
		SECA	SATURADA	SECO	SATURADO		IC = 0.5 - 1.0	IC = 0.73 - 1.00
		DENSA		DENSO	FLOJO	DENSO		
		δ/ϕ	δ/ϕ	δ/ϕ	δ/ϕ	δ/ϕ	δ/ϕ	δ/ϕ
ACERO	Liso (pulido)	0.54	0.64	0.79	0.40	0.68	0.40	0.50
	Rugoso (oxidado)	0.76	0.80	0.95	0.48	0.75	0.65	0.50
MADERA	<1>	0.76	0.85	0.92	0.55	0.87	0.80	0.60
	<2>	0.88	0.89	0.98	0.63	0.95	0.90	0.70
CONCRETO	Liso<3>	0.76	0.80	0.92	0.50	0.87	0.84	0.68
	Áspero<4>	0.88	0.88	0.98	0.62	0.96	0.90	0.80
	Rugoso (5)	0.98	0.90	1.00	0.79	1.00	0.95	0.95

Fuente: universidad politécnica de Cataluña 2013; 39.

Donde:

1. Rozamiento Paralelo a las Fibras
2. Rozamiento Perpendicular a las Fibras
3. Encofrado Metálico
4. Encofrado de Madera
5. Vertido sobre un Terreno Preparado

La tabla previa, fue propuesta por Potyondy en 1961 para calcular la fricción que se genera entre el suelo y el muro de contención. Dependiendo ella del material del muro y del tipo de suelo.

Ello nos servirá a continuación, para poder calcular el empuje activo.

Según la teoría de Coulomb la manera de calcular el empuje activa es mediante el equilibrio de fuerzas. Para ello es necesario conocer el vector peso (W) y la reacción en el plano de falla (R); con ello se hallará el empuje activo (Ea), como se muestra en la ecuación N° 04 empuje activo.

Empuje activo:

$$E_a = \frac{\gamma H^2}{2} \cdot K_a \quad (4)$$

Ecuación N° 05: coeficiente de empuje activo K_a (coulomb).

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha * \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) * \sin(\phi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) * \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (5)$$

Donde:

γ : Es el peso específico del suelo.

H: Es la altura del muro de contención.

Teoría de Coulomb empuje pasivo

De igual manera como se calculó el empuje activo, existen distintos métodos por los cuales uno puede calcular el empuje pasivo de un muro de contención. Sin embargo, es muy importante recalcar que este dato no siempre es tomado en cuenta, solo se considera si se asegura que el suelo que genera el empuje pasivo se encontrará ahí por el resto de la vida útil del elemento. Por lo que en obras como puentes o carreteras, se considera nulo el valor del empuje pasivo, para poner el caso más crítico y no tener dificultades en el caso de que el suelo fuese removido.

Haciendo uso del mismo método que se utilizó para hallar el empuje activo, se puede hallar el empuje pasivo empleando la ecuación N° 06, Empuje pasivo de Coulomb.

$$E_p = \frac{\gamma H^2}{2} \cdot K_p \quad (6)$$

Para determinar el coeficiente de empuje pasivo K_p (Coulomb), se emplea la ecuación N° 07.

$$K_p = \frac{\sin^2(\alpha - \phi)}{\sin^2 \alpha * \sin(\alpha + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) * \sin(\phi + \beta)}{\sin(\alpha + \delta) * \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (7)$$

El coeficiente sísmico

El coeficiente sísmico en la dirección horizontal, k_h , es la división de la aceleración horizontal máxima del entre la aceleración de la gravedad. Asimismo, el coeficiente sísmico en la dirección vertical, k_v , se define como la aceleración vertical máxima entre la aceleración de la gravedad.

Según el Manual de Diseño AASHTO LRFD, se asume el valor de $k_v=0$ y k_h asume el valor del coeficiente de aceleración el cual depende de la zona sísmica; este valor se puede encontrar en el mapa de isoaceleraciones del Perú o en el Reglamento Nacional de Edificaciones, correspondiendo a la multiplicación de ZS.

2.2.5.8.10. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

Dicho lo anterior, ahora es necesario proseguir con el análisis de estabilidad. Ello quiere decir que los empujes anteriormente hallados nos van a servir para comprobar la estabilidad del muro y ver si las dimensiones de este son las adecuadas para que no falle.

Como se aclaró en el subcapítulo de “Tipos de fallas en muros de contención” (2.2.3.8.5.), es necesario garantizar la resistencia y estabilidad del muro, para ello se debe realizarlas verificaciones por volteo, deslizamiento y capacidad de carga; las cuales se desarrollarán a continuación.

Verificación por volteo

En primer lugar, la verificación por volteo consiste en realizar un análisis con respecto al punto de giro ubicado en un extremo de la base del muro, comprobando que los momentos desestabilizantes sean menores a los momentos estabilizantes, con ello poder comprobar si las dimensiones del muro son las adecuadas; ya que la resistencia hacia estos momentos depende de la geometría del muro.

Para poder realizar esta verificación es necesario conocer cómo están actuando las fuerzas en el muro.

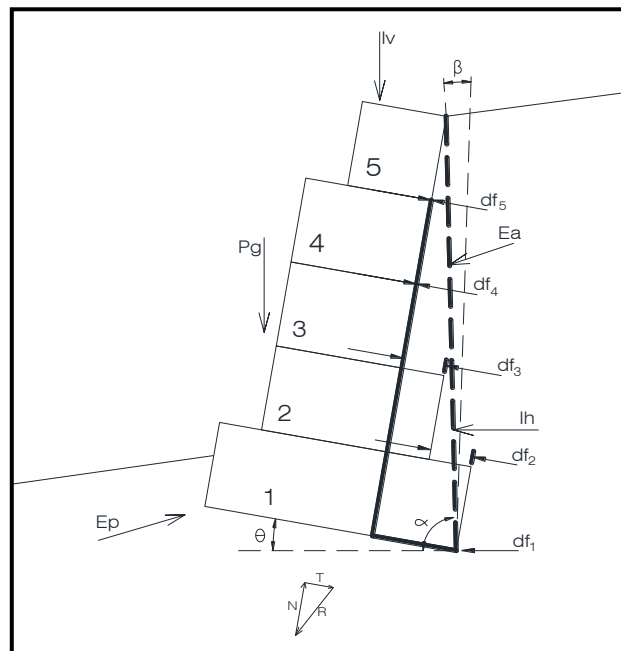


Figura N° 34: Fuerzas estabilizadoras y desestabilizadores por volteo.

Fuente: Elaboración propia.

Para poder realizar la verificación por volteo se hallaran los momentos que actúan en un punto de giro, hay que recordar que es necesario calcular el peso del muro y del suelo, para ello se recomienda dividir estos elementos en figuras geométricas conocidas en caso de que fuera irregular o directamente si la forma lo permite, como se aprecia en la figura N° 34.

Una vez hallados los momentos con respecto al punto de giro del muro se procede a realizar una relación entre los momentos estabilizantes y desestabilizantes; hallando el factor de seguridad el cual debe estar entre los valores de 1.5 a 2. Como se muestra en la ecuación N° 08.

Factor de seguridad al volteo:

$$F.S. = \frac{\sum M_{ESTABILIZADORES}}{\sum M_{DESESTABILIZADORES}} \quad (8)$$

Verificación por deslizamiento

Seguidamente es necesario realizar la comprobación por deslizamiento, con ello se busca que el muro no falle por un empuje excesivo. Sin embargo hay que tener en cuenta que la principal fuerza que resiste ante el deslizamiento es la fricción que se genera entre la base del muro y el suelo.

Al realizar la verificación deslizamiento es necesario conocer que fuerzas son las que actúan y generan el deslizamiento como las que se oponen a este.

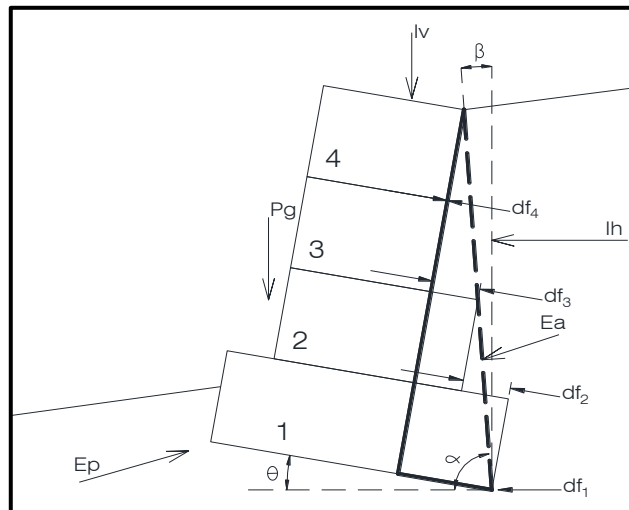


Figura N° 35: Fuerzas resistentes y actuantes por deslizamiento.

Fuente: Elaboración propia.

Como se puede apreciar en la imagen N° 28, en algunos casos se opta por colocar un dentellón que es una parte sobresaliente en la base del muro. Ello se debe a que este dentellón ayuda a aumentar el empuje pasivo.

Para calcular el factor de seguridad ante el deslizamiento se emplea la Ecuación N° 09.

Factor de seguridad al desplazamiento:

$$F.S. = \frac{\sum F_{RESISTENTES}}{\sum F_{ACTUANTES}} \quad (9)$$

Verificación por capacidad portante

Por último se debe verificar la capacidad portante del suelo inferior al muro, con él es necesario garantizar que el suelo no falle debido a la presión ejercida por el muro. Para ello se debe tener en consideración donde se aplica la carga, ya que si se encuentra en el tercio central el cálculo del esfuerzo máximo y mínimo es el siguiente:

Esfuerzos actuantes máximo ecuación N° 10a y Esfuerzos actuantes mínimo ecuación N° 10b (carga aplicada al tercio central):

$$\sigma_{Max} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + 6 \frac{e}{B}\right) \quad (10a)$$

$$\sigma_{Min} = \frac{\sum V}{B} \left(1 - 6 \frac{e}{B}\right) \quad (10b)$$

Dónde: e = excentricidad.

Sin embargo cuando es aplicada fuera del tercio central se calcula de la siguiente manera:

Esfuerzos actuantes máximo Ecuación N° 11a y Esfuerzos actuantes mínimo ecuación N° 11b (carga aplicada fuera del tercio central):

$$\sigma_{Max} = \frac{2 \sum V}{3 \left[\left(\frac{B}{2}\right) - e\right]} \quad (11a)$$

$$\sigma_{Min} = 0 \quad (11b)$$

A continuación se calculará la capacidad última del terreno con la cual se hallará el factor de seguridad para garantizar que el suelo no falle por asentamiento como se muestra en la Ecuación N° 12, para ello se requiere garantizar que este factor sea 3.

Factor de seguridad de capacidad de carga:

$$FS_{\text{Capacidad de carga}} = \frac{q_u}{q_{max}} \quad (12)$$

DEFINICIÓN DE TÉRMINOS

Defensa Ribereña.- Son aquellas estructuras empleadas para proteger de las crecidas de los ríos a las áreas aledañas a estos cursos de agua. La defensa contra las inundaciones incluye, tanto los medios estructurales, como los no estructurales, que dan protección o reducen los riesgos de inundación (Elaboración propia).

Cause.- Se define como aquella concavidad del terreno, natural o artificial, por donde corre un río, un canal o cualquier tipo corriente de agua. (Elaboración propia).

Desbordamiento.- Se le denomina así al acto de sobrepasar con creces los límites o la capacidad normal del cauce de un canal, río, etc. (Elaboración propia).

Precipitaciones.- Es aquella humedad condensada que desciende de la atmósfera sobre la superficie de la tierra, bajo diferentes formas, tales como lluvia, llovizna, chubasco, nieve, granizo, niebla, rocío, etc. (Elaboración propia).

Gaviones.- Son los depósitos de piedras retenidas con malla de alambre galvanizado utilizado en ingeniería y construcciones, como sistemas de contención. (Elaboración propia).

Fluvial: La definición de fluvial se usa para referirse a los procesos asociados a los ríos y arroyos, y a los depósitos y relieves creados por ellos. (Elaboración propia).

Caudal: Es la cantidad de líquido que pasa a través de una sección por unidad de tiempo. (Elaboración propia).

Calicatas: Son una de las técnicas de exploración para extraer información empleadas para facilitar el reconocimiento geotécnico, estudios edafológicos o pedológicos de un terreno (Elaboración propia).

Hidrología: Es la ciencia que se dedica al estudio de la distribución, espacial, temporal, y las propiedades del agua presente en la atmósfera y en la corteza terrestre (Elaboración propia).

Deforestación: Se define como el proceso del deterioro ambiental que consiste en la destrucción y eliminación de vegetación en un área geográfica cualquiera (Elaboración propia).

Escolleras: Bloques conformados por rocas de mayor tamaño que las de mampostería utilizados para dar protección frente ante la acción del agua (Elaboración propia).

Fluido: sustancia que, debido a la insuficiencia de las fuerzas de cohesión intermoleculares, no puede mantener unidos sus diversos elementos, y termina adoptando la forma del recipiente que lo contiene (Mott, Robert 1996).

Cuenca: Es la depresión o concavidad en la superficie terrestre y territorio cuyas aguas drenan hacia un río o lago. Cuando se trata de los ríos que desembocan en un mar u océano determinado es preferible el empleo del término vertiente (Elaboración propia).

Reforestación: Reconstitución o enriquecimiento de la superficie forestal, mediante el establecimiento de especies arbóreas y/o arbustivas, nativas o exóticas, con fines de producción, protección o provisión de servicios ambientales (Elaboración propia).

Concreto: El concreto es el producto resultante de la mezcla de un aglomerante (generalmente cemento, arena, grava o piedra chancada, agua aditivos, etc.) que al fraguar y endurecer adquiere una resistencia similar a la de las mejores piedras naturales (Elaboración propia).

Puntera: Parte de la base del muro (cimient) que queda debajo del intradós y no introducida bajo el terreno contenido (Fco. Javier Luque 2016).

Talón: Parte del cimient que se introduce en el suelo para ejercer una mayor sujeción (Fco. Javier Luque 2016).

CAPÍTULO III

3. MARCO METODOLÓGICO

3.1. TIPO Y DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

Tipo y diseño de la investigación

La investigación que se desarrolla es de tipo **Explicativo** ya que este tipo de investigación se utiliza para explicar el comportamiento de una variable (variable dependiente) en función de una a más variables independientes. Este tipo de estudio nos permite explicar, comprender e interpretar el por qué ocurre un fenómeno y en qué condiciones. Con este tipo de investigación se busca encontrar las causas del problema.

El tipo de diseño de investigación es de:

Diseño de campo por que la investigación se realiza en un ambiente natural, en el que no hay manipulación de variables.

Diseño documental por que la obtención de información o datos se realiza a partir de documentos.

Acciones y actividades

Las acciones y actividades que se realizara para la elaboración del presente trabajo de investigación, son las siguientes:

Recopilación de Información

La recopilación de información se iniciara con la búsqueda de material bibliográfico ya existente en la web, textos, tesis, expedientes técnicos de las obras existentes, trabajos similares en ríos de la región, del país y otros trabajos similares del mundo.

También se realizara una recopilación de información de los pobladores residentes de la zona de estudio.

Recolección de Datos en Campo

Como primera fuente para la recolección de datos se realizará por medio de observación directa durante las visitas a la zona de estudio (Río Locumba C.P. Mirave – Anexo Oconchay, zona rural de Ilabaya).

La recolección de datos en campo, serán para la toma de medidas como el nivel de agua, la profundidad de socavación, estimar la velocidad del cauce del río, medir su pendiente, etc.

Se realizará un análisis descriptivo de lo que sucede con los muros de gaviones y concreto ciclópeo existente en las defensas ribereñas de la zona.

Interpretación y Análisis de Resultados

Se tendrá en cuenta lo siguiente:

El estado actual de los muros de gaviones existente en la zona de estudio así como la eficiencia que tuvo y las fallas que se generaron.

La recopilación de información y los resultados obtenidos en la visita en campo (niveles de agua, socavaciones, estudio de suelos, etc.). La información bibliográfica para la determinación de los factores de falla

3.2. POBLACIÓN Y/O MUESTRA DE ESTUDIO

Población

En la presente investigación se tomará como población o universo, cauce del Rio Locumba que se tomara para el diseño de defensas ribereñas ubicada en:

Ubicación Política:

La zona de estudio se encuentra ubicada en las coordenadas geográficas de Latitud Sur 17°23'00" y Longitud 70°32'00" y UTM 0334762 E– 8084988N (WGS 84).

Departamento : Tacna
 Provincia : Jorge Basadre Grohmann
 Distrito : Ilabaya

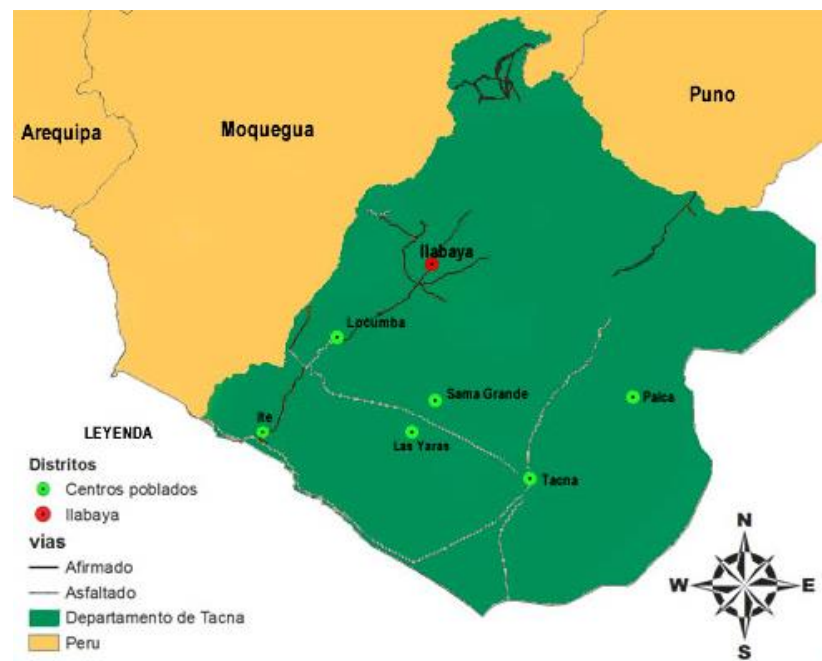


Figura N° 36: Ubicación del Área de Estudio.
 Fuentes: Imágenes – Distrito de Ilabaya.

Muestra de Estudio

La muestra para la investigación será tomada del Km 6+080 al Km 6+840 del tramo C.P. Mirave - Oconchay, del cauce del Rio Locumba del Distrito de Ilabaya, Región de Tacna.

3.3. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

3.4. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS PARA LA RECOLECCIÓN DE DATOS

Los instrumentos y equipos empleados para realizar un trabajo en campo de manera más ágil, y de igual manera optimizar sus resultados según la operacionalización de variables.

Tabla N° 12 Relación Objetivos / Material

Objetivos Específicos	Material/Instrumento
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Determinar los parámetros geológicos - geotécnico y de hidráulica fluvial que inciden en la crecida del Rio Locumba en el sector rural de Ilabaya. ▪ Analizar las alternativas de defensa ribereñas para reducir el riesgo de desbordamiento del Rio Locumba sector rural de Ilabaya. ▪ Realizar un diseño óptimo de defensa ribereña en el Rio Locumba para el sector rural de Ilabaya. 	<p>Recolección de información mediante libros, revistas, documentos históricos, acceso a internet, cuadro de memorias de cálculo, etc.</p> <p>Información a través de páginas web mediante el uso de computadora. Uso de registros del distrito.</p> <p>Realización de visitas a campo para observación, en cuadernos de campo.</p> <p>Levantamiento de datos en campo y memorias de cálculo.</p>

Fuente. Elaboración Propia

Tabla N° 13 Dimensiones del Muro de Gaviones

N°. Nivel	LARGO (m)	ALTURA (H)	DEFASE (df)
1			
2			
3			
4			
5			
	$\Sigma H =$		

Tabla N° 14 Datos sobre el Muro de Gaviones

	valor	unidad
Inclinación del muro:		
Peso esp. de la piedra:		
Porosidad de los gaviones:		
Geotextil en el terraplen:		
Reducción en la fricción:		
Geotextil en la base:		
Reducción en la fricción:		
Malla y diam. del alambre		
Tipo de gavión:		
$c = \sqrt{\sum H_g^2 + (df_2 + df_3)^2}$		
$\alpha = 90^\circ - (\text{sen}^{-1}((df_2 + df_3)/c) - \theta)$		

Tabla N° 15 Datos sobre el suelo del terraplén

Inclinación del primer trecho:		
Largo del primer trecho:		
Inclinación del seg. trecho:		
Peso esp. del suelo:		
Angulo de Fricción del suelo:		
Cohesión del suelo:		
	$\varphi / 2 < \delta < 2 \varphi / 3 =$	

3.5. PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS

Tratamiento de datos y análisis estadístico

Tratamiento de Datos

Con la información obtenida se procedió a realizar una revisión minuciosa de toda la información para desechar o eliminar aquellas que estén incompletos o incoherentes.

Contrastación; con ayuda del asesor se analizará los datos recolectados para darle un tratamiento cualitativo.

Cotejo de Datos obtenidos: al culminar la obtención de datos y el análisis de la información teórica, empezará su verificación según diferentes fuentes de información. Se procederá al cotejo de datos a través de la confrontación y posterior la adecuación entre los datos e informaciones, las hipótesis y objetivos.

Gráficos: se elaborarán gráficos, tablas que muestren los datos obtenidos.

Interpretación: con los datos obtenidos se efectuará el análisis respectivo para proceder a interpretar los resultados obtenidos.

Análisis Estadístico

No aplica

CAPÍTULO IV

4. DISEÑO DE GAVIONES

DESCRIPCIÓN GENERAL

Se plantea el análisis y diseño de dos secciones de muro de contención a base de cajas de malla gavión llenas de piedra de canto rodado, considerando una longitud unitaria de 1.00 m y un caudal de máxima avenida de $54.00 \text{ m}^3/\text{s}$, conforme a lo siguiente:

Muro Gavión MG-1: Es aquel en el que el relleno se encuentra colocado del lado escalonado del muro el cual cuenta con 4 capas de 1.00 m. cada uno, que será empleado en la zona 1 y 2 del proyecto.

Muro Gavión MG-2: Es aquel en el que el relleno se encuentra colocado del lado escalonado del muro el cual cuenta con 5 capas de 1.00m. Cada uno, que será empleado en la zona 1 del proyecto.

NOMENCLATURA

Ea	Empuje activo
Ep	Empuje pasivo
Pg	Peso propio de la estructura
Ih	Coefficiente sísmico horizontal
Iv	Coefficiente sísmico vertical
R	Reacción de la fundación
N	Fuerza normal
T	Fuerza tangencial

GAVIÓN SECCIÓN MG-1

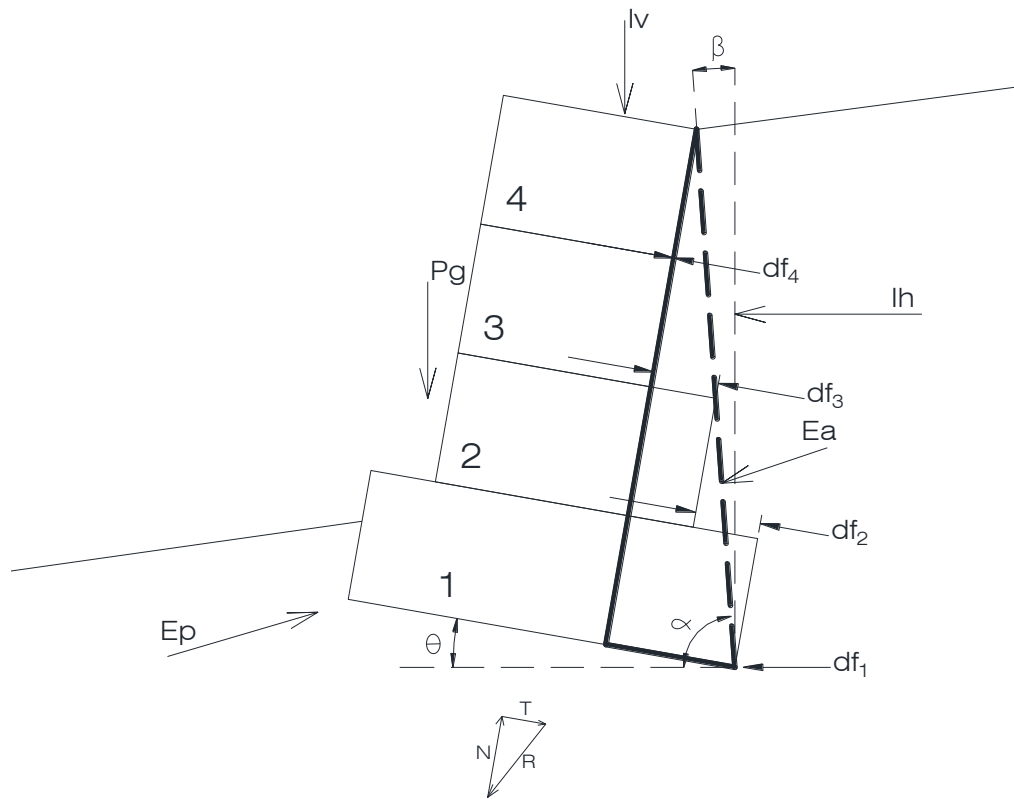


Figura N° 37: Esquema de fuerzas actuantes en el muro gavión MG-1.
Fuentes: Elaboración propia.

PROCESO DE ANÁLISIS DEL MURO

DATOS SOBRE EL MURO

Inclinación del muro:	θ	10.00 Grados
Peso esp. de la piedra:	γ_R	2.20 ton/m ³
Porosidad de los gaviones:		30.00 %
Geomalla en el terraplén:		SI
Reducción en la fricción:		10.00 %
Geomalla en la base:		SI
Reducción en la fricción:		10.00 %
Malla y diam. del alambre		8x10, ϕ 2.7 mm
Tipo de gavión:		Gavión caja con diafragma
$c = \sqrt{\sum H_g^2 + (df_2 + df_3)^2}$		4.123
$\alpha = 90^\circ - (\text{sen}^{-1}((df_2 + df_3)/c) - \theta)$		85.96 Grados

CAPAS

No.	LARGO	ALTURA (H _g)	DEFASE (df)	
1	3.00	1.00	-	df ₁
2	2.00	1.00	0.50	df ₂
3	1.50	1.00	0.50	df ₃
4	1.50	1.00	0.50	df ₄
		$\Sigma H_g =$	4.00	

DATOS SOBRE EL SUELO DEL TERRAPLÉN

Inclinación del primer tramo:	12.00	Grados
Largo del primer tramo:	2.84	m
Inclinación del seg. tramo:	0.00	Grados
Peso esp. del suelo:	γ_T 1.60	ton/m ³
Angulo de Fricción del suelo:	ϕ 30.00	Grados
Cohesión del suelo:	0.00	ton/m ²
	$\phi / 2 < \delta < 2 \phi / 3 =$	δ 15 Grados

RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

Coefficiente sísmico horizontal:	lh	0.16
Coefficiente sísmico vertical:	lv	0.00
	$\alpha = \text{Tan}^{-1}(K_h / (1 - K_v))$	α 9.09

Coefficiente del empuje activo (K_a):

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \beta)}{\sin^2\alpha \cdot \sin(\alpha - \delta) \cdot [1 + \frac{(\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \epsilon))}{(\sin(\alpha - \delta) \cdot \sin(\alpha - \epsilon))}]^{1/2}}$$

$$K_a = 0.449$$

Coefficiente del empuje pasivo (K_p):

$$K_p = \frac{\sin^2(\alpha - \delta)}{\sin^2\alpha \cdot \sin(\alpha + \delta) \cdot [1 - \frac{(\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + \epsilon))}{(\sin(\alpha + \delta) \cdot \sin(\alpha + \epsilon))}]^{1/2}}$$

$$K_p = 13.888$$

NOTA: "c" es la superficie teórica de aplicación del empuje activo (E_a)

EMPUJES

Empuje activo
(Ea):

$$Ea = 1/2 * \gamma_T * H^2 * Ka$$

$$Ea = 5.753 \text{ (ton/m)}$$

Empuje pasivo
(Ep):

$$Ep = 1/2 * \gamma_T * H^2 * Kp$$

$$Ep = 0.11 \text{ (ton/m)}$$

DESLIZAMIENTO

Fuerza normal en la base:	(FT = N)	18.15 ton/m
Punto de aplicación con ref. al eje X :		1.19 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y :		-0.21 m
Fuerza de corte en la base :		5.41 ton/m
Fuerza resistente en la base (FR) = FT * TAN φ + Ep:	(FR)	9.43 ton/m
Fuerza de deslizamiento:		5.75 ton/m
Se debe cumplir: $F_R / F_D \geq 1.20$		
Coef. de Seg. Contra el Deslizamiento :	1.33	CUMPLE

VOLTEO

Momento activo (M _A):	11.93 ton/m x m
Momento resistente (M _R):	33.47 ton/m x m
Se debe cumplir: $M_R / M_A \geq 1.50$	
Coef. De Seg. Contra el volteo: (Fs)	2.81 CUMPLE

PRESIONES EN LA BASE DE FUNDACIÓN

Excentricidad:	e	0.29 m
Extremo izquierdo:	$\sigma_{max} = (N/B) * (1 + 6 * (e/B))$	$\sigma_{max} = 9.77 \text{ ton/m}^2$
Extremo derecho:	$\sigma_{min} = (N/B) * (1 - 6 * (e/B))$	$\sigma_{min} = 2.33 \text{ ton/m}^2$
Máx. Tensión aceptable en la base de Fundación:		50.00 ton/m ²

* Donde **e** es la excentricidad de la Fuerza Normal **N** para $e \leq B/6$

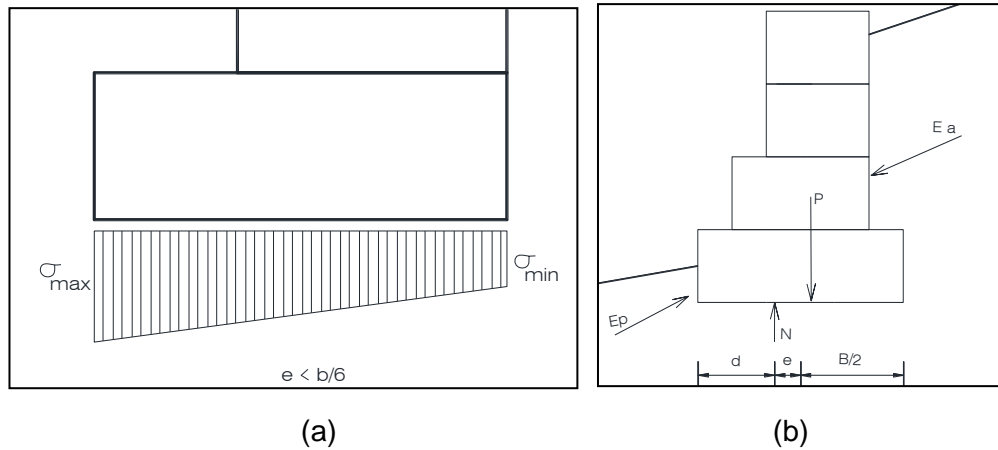


Figura N° 38: Se muestra a) Excentricidad en la base de la estructura, b) Fuerzas actuantes sobre la estructura

Fuentes: Elaboración propia

PRESIONES INTERNAS

CAPA 1

Altura:		3.04 m
Fuerza Normal:		10.50 ton/m
Fuerza Tang.:		3.00 ton/m
Momento Total:		7.06 ton/m x m
Máx. tensión Normal:	$\sigma_{Max} = N / (2 \cdot d)$	7.80 ton/m ²
Aceptable:	$\sigma_{Adm} = 50 \cdot \gamma_g - 30$	47.00 ton/m ²
Máx. tensión de tracción:	$\tau = T / B$	1.50 ton/m ²
Aceptable:	$\tau_{Adm} = N \cdot \tan \varphi + c_g$	4.70 ton/m ²

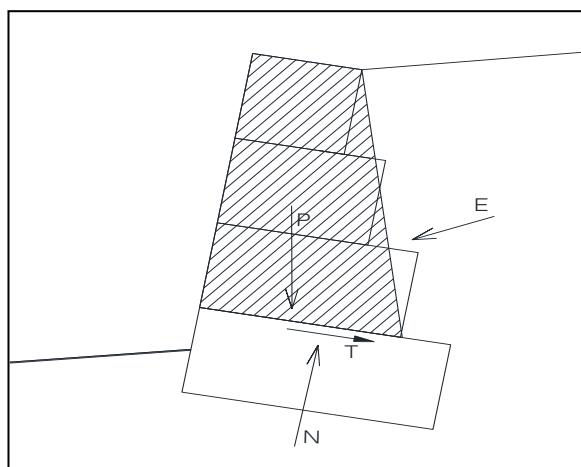


Figura N° 39: Esquema de fuerzas internas actuantes en el muro gavión.

Fuentes: Elaboración propia.

CAPA 2

Altura:	1.97 m
Fuerza Normal:	5.30 ton/m
Fuerza Tang.:	1.14 ton/m
Momento Total:	3.27 ton/mxm
Máx. tensión Normal:	4.29 ton/m ²
Aceptable:	47.00 ton/m ²
Máx. tensión de tracción: 1.78tf/m ²	0.76 ton/m ²
Aceptable:	3.77 ton/m ²

CAPA 3

Altura:	1.97 m
Fuerza Normal:	4.53 ton/m
Fuerza Tang.:	1.18 ton/m
Momento Total:	3.14 ton/m x m
Máx. tensión Normal:	3.27 ton/m ²
Aceptable:	47.00 ton/m ²
Máx. tensión de tracción:	0.79 ton/m ²
Aceptable:	3.50 ton/m ²

CAPA 4

Altura:	0.98 m
Fuerza Normal:	2.49 ton/m
Fuerza Tang.:	0.27 ton/m
Momento Total:	1.85 ton/mxm
Máx. tensión Normal:	1.68 ton/m ²
Aceptable:	47.00 ton/m ²
Máx. tensión de tracción:	0.18 ton/m ²
Aceptable:	2.76 ton/m ²

Donde γ_g es el peso específico de los gaviones dado por $\gamma_p * (1-n)$ y P_u es el peso de la malla en Kg/m³. Este último es determinado en función de la tracción admisible en la malla τ_{Max} a través de la tabla informativa en el Anexo N°02 Memoria de Cálculo,

ESTABILIDAD GLOBAL

Distancia inicial a la izquierda:	1.60 m
Distancia inicial a la derecha:	6.17 m
Profundidad inicial con ref. a la base:	0.00 m
Centro del arco con referencia al eje X:	-0.23 m
Centro del arco con referencia al eje Y:	5.88 m
Radio del arco:	7.22 m
Número de superficies analizadas:	47
Coef. de Seg. Contra la Rotura Global:	1.05

ESTABILIDAD INTERNA

Camada	H	N	T	M	τ_{Max}	τ_{Adm}	σ_{Max}	σ_{Adm}
	m	ton/m	ton/m	ton/mx m	ton/m ²	ton/m ²	ton/m ²	ton/m ²
1	3.04	10.50	3.00	7.06	1.50	4.70	7.80	47.00
2	1.97	5.30	1.14	3.27	0.76	3.77	4.29	
3	0.98	2.49	0.27	1.85	0.18	2.76	1.68	

VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD

Coef. De Seg. Contra el Deslizamiento	1.33	Tensión en la base (izq.)	9.77	tonf/m ²
Coef. De Seg. Contra el Volteo	2.81	Tensión en la base (der.)	2.33	tonf/m ²
Coef. De Seg. Contra la Rot. Global	1.05	Máx. Tensión Aceptable:	50.00	tonf/m ²

GAVIÓN SECCIÓN MG-2

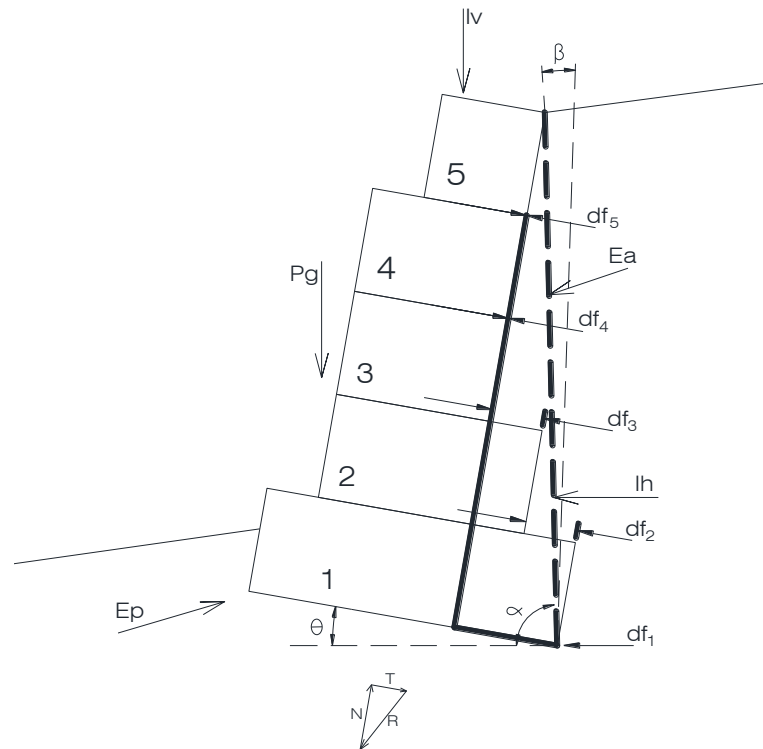


Figura N° 40 Esquema de fuerzas actuantes en el muro gavión MG-2.
Fuente: Elaboración propia

PROCESO DE ANÁLISIS DEL MURO

DATOS SOBRE EL MURO

Inclinación del muro:	θ	10.00 Grados
Peso esp. de la piedra:	γ_R	2.20 ton/m ³
Porosidad de los gaviones:		30.00 %
Geomalla en el terraplén:		SI
Reducción en la fricción:		10.00 %
Geomalla en la base:		SI
Reducción en la fricción:		10.00 %
Malla y diam. del alambre		8x10, ϕ 2.7 mm
Tipo de gavión:		Gavión caja con diafragma
$c = \sqrt{\sum H_g^2 + (df_2 + df_3)^2}$	c	5.099
$\alpha = 90^\circ - (\text{sen}^{-1}((df_2 + df_3)/c) - \theta)$		88.69 Grados

CAPAS

No.	LARGO	ALTURA (H _g)	DEFASE (df)	
1	3.00	1.00	-	df ₁
2	2.00	1.00	0.50	df ₂
3	1.50	1.00	0.50	df ₃
4	1.50	1.00	0.50	df ₄
5	1.00	1.00	1.00	df ₅
		$\Sigma H_g =$	5.00	

DATOS SOBRE EL SUELO DEL TERRAPLÉN

Inclinación del primer tramo:		18.77 Grados
Largo del primer tramo:		1.13 m
Inclinación del seg. tramo:		0.00 Grados
Peso esp. del suelo:	γ_T	1.60 ton/m ³
Angulo de Fricción del suelo:	ϕ	30.00 Grados
Cohesión del suelo:		0.00 ton/m ²
	$\phi / 2 < \delta < 2\phi / 3 = \delta$	15 Grados

DATOS SOBRE LA FUNDACIÓN

Profundidad de la fundación:		0.35 m
Largo horiz. de la fundación:		5.00 m
Inclinación de la fundación:		0.00 Grados
Peso esp. del suelo:	γ_T	1.60 ton/m ³
Angulo de Fricción del suelo:	ϕ	30.00 Grados
Cohesión del suelo:		0.00 ton/m ²
Presión aceptable en la Fundación:		50.00 ton/m ²
Nivel de agua:		0.00 m

RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

COEFICIENTES

Coeficiente sísmico horizontal:	lh	0.16
Coeficiente sísmico vertical:	lv	0.00
$\alpha = \text{Tan}^{-1}(K_h / (1 - K_v))$	α	9.09

Coeficiente del empuje activo (Ka):

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \beta)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \frac{(\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \epsilon))}{(\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha - \epsilon))} \right]^{1/2}} \}$$

$$K_a = 0.515$$

Coeficiente del empuje pasivo (Kp):

$$K_p = \frac{\sin^2(\alpha - \delta)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha + \delta) \left[1 - \frac{(\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \epsilon))}{(\sin(\alpha + \delta) \sin(\alpha + \epsilon))} \right]^{1/2}} \}$$

$$K_p = 22.160$$

NOTA: "c" es la superficie teórica de aplicación del empuje activo (Ea)

EMPUJES

Empuje activo (Ea):

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma_T \cdot H^2 \cdot K_a$$

$$E_a = 10.31 \text{ (ton/m)}$$

Empuje pasivo (Ep):

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma_T \cdot H^2 \cdot K_p$$

$$E_p = 2.17 \text{ (ton/m)}$$

DESLIZAMIENTO

Fuerza normal en la base:	(FT = N)	21.9 ton/m
Punto de aplicación con ref. al eje X :		0.97 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y :		-0.17 m
Fuerza de corte en la base :		7.73 ton/m
Fuerza resistente en la base (FR) = FT * TAN j + Ep:	(FR)	11.38 ton/m
Fuerza de deslizamiento:		10.31 ton/m

Se debe cumplir: $F_R / F_D \geq 1.20$

Coef. de Seg. Contra el Deslizamiento :

1.33 CUMPLE

VOLTEO

Momento activo (MA): 20.97 ton/m x m
 Momento resistente (MR): 42.27 ton/m x m
 Se debe cumplir: $MR / MA \geq 1.50$

Coef. De Seg. Contra el Volteo: (Fs) **2.00 CUMPLE**

PRESIONES EN LA FUNDACIÓN

Excentricidad: e 0.51 m
 Extremo izquierdo: $\sigma_{max} = (N/B) \cdot (1 + 6 \cdot (e/B))$ $\sigma_{max} = 15.01$ ton/m²
 Extremo derecho: $\sigma_{min} = (N/B) \cdot (1 - 6 \cdot (e/B))$ $\sigma_{min} = 0$ ton/m²
 Máx. Tensión aceptable en la Fundación: 50 ton/m²

* donde e es la excentricidad de la Fuerza Normal N para $e \leq B/6$

PRESIONES INTERNAS**CAPA 1**

Altura: 4.03 m
 Fuerza Normal: 13.53 ton/m
 Fuerza Tang.: 4.85 ton/m
 Momento Total: 6.57 ton/m x m
 Máx. tensión Normal: $\sigma_{Max} = N / (2 \cdot d)$ 13.97 ton/m²
 Aceptable: $\sigma_{Adm} = 50 \cdot \gamma_g - 30$ 47 ton/m²
 Máx. tensión de tracción: $t = T/B$ 2.43 ton/m²
 Aceptable: $t_{Adm} = N \cdot \tan \varphi + C_g$ 5.53 ton/m²

CAPA 2

Altura: 2.95 m
 Fuerza Normal: 7.57 ton/m
 Fuerza Tang.: 2.52 ton/m
 Momento Total: 3.44 ton/m x m
 Máx. tensión Normal: 8.33 ton/m²
 Aceptable: 47 ton/m²
 Máx. tensión de tracción: $1.78 t_f / m^2$ 1.68 ton/m²
 Aceptable: 4.6 ton/m²

CAPA 3

Altura: 1.97 m
 Fuerza Normal: 4.53 ton/m
 Fuerza Tang.: 1.18 ton/m
 Momento Total: 3.14 ton/m x m
 Máx. tensión Normal: 3.27 ton/m²

Aceptable:	47 ton/m ²
Máx. tensión de tracción:	0.79 ton/m ²
Aceptable:	3.5 ton/m ²

CAPA 4

Altura:	0.98 m
Fuerza Normal:	1.74 ton/m
Fuerza Tang.:	0.33 ton/m
Momento Total:	0.79 ton/m x m
Máx. tensión Normal:	1.92 ton/m ²
Aceptable:	47 ton/m ²
Máx. tensión de tracción:	0.33 ton/m ²
Aceptable:	2.8 ton/m ²

Donde γ_g es el peso específico de los gaviones dado por $\gamma_p * (1-n)$ y P_u es el peso de la malla en Kg/m³. Este último es determinado en función de la tracción admisible en la malla t_{Max} a través de la tabla informativa en el Anexo N°02 Memoria de Cálculo,

ESTABILIDAD GLOBAL

Distancia inicial a la izquierda:	1.85 m
Distancia inicial a la derecha:	7.65 m
Profundidad inicial con ref. a la base:	0 m
Centro del arco con referencia al eje X:	-1.04 m
Centro del arco con referencia al eje Y:	7.21 m
Radio del arco:	8.71 m
Número de superficies analizadas:	42
Coef. de Seg. Contra la Rotura Global:	1.07

ESTABILIDAD INTERNA

Camada	H	N	T	M	t_{Max}	t_{Adm}	S_{Max}	S_{Adm}
	m	ton/m	ton/m	ton/mxm	ton/m ²	ton/m ²	ton/m ²	ton/m ²
1	4.03	13.53	4.85	6.57	2.43	5.53	13.94	
2	2.95	7.57	2.52	3.44	1.68	4.60	8.33	47.00
3	1.97	4.53	1.18	3.14	0.79	3.50	3.27	
4	0.98	1.74	0.33	0.79	0.33	2.80	1.92	

VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD

Coef. De Seg. Contra el Deslizamiento	1.35	Tensión en la base (izq.)	15.01	ton/m ²
Coef. De Seg. Contra el Volteo	2.02	Tensión en la base (der.)	0	ton/m ²
Coef. De Seg. Contra la Rot. Global	1.07	Máx. Tensión Aceptable:	Máx. 50	ton/m ²

CAPÍTULO V

5. RESULTADOS

Se ha Propuesto el diseño de una defensa ribereña acorde a la necesidad de la zona, con características como ubicación, dimensiones, funcionalidad entre otros, se optó por tomar un sistema del tipo flexible como es el caso de muros de gaviones, que gracias a la existencia en la zona de materia prima como piedras de canto rodados que es una de las partes esenciales de su estructura, la utilización de esta en su fabricación lo hace muy apropiado debido a la reducción notoria en el costo de ejecución con respecto a otros sistemas como de concreto simple o concreto armado que tienen un costo mucho más elevado.

Las Secciones de Muros de Gaviones que se muestran en la figura N° 41 MG-1 y figura N° 42 MG-2 están diseñadas de acuerdo a la ubicación y a las dimensiones requeridas para cada lugar, siendo estas en las zonas del proyecto 1 y 2 en el Rio Locumba tramo Centro Poblado Mirave – Oconchay.

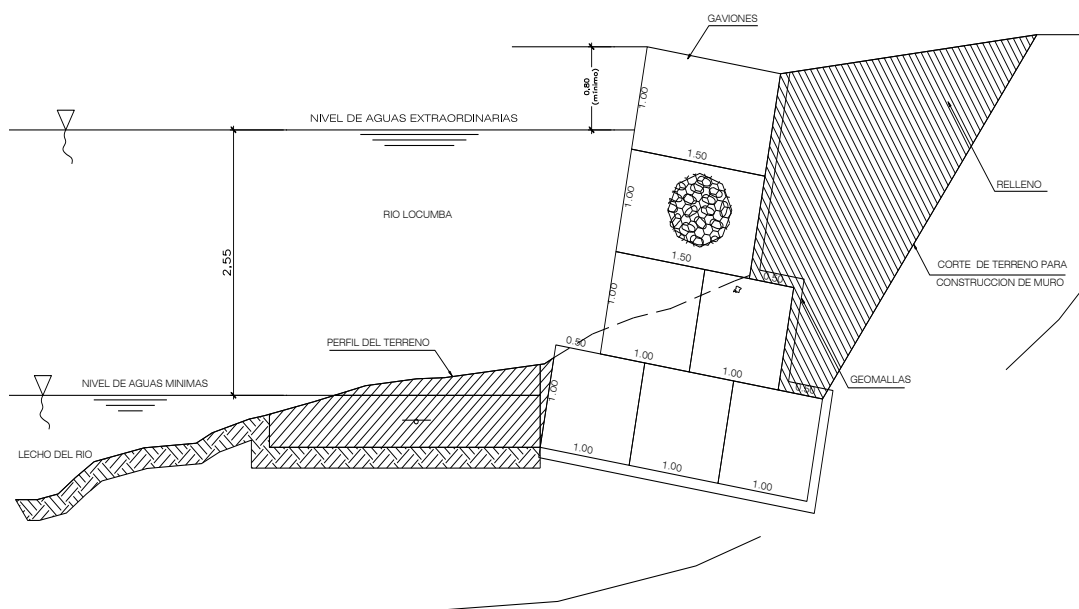


Figura N° 41 sección típica de muro gavión MG-1, donde se tiene una altura de 4 m. con una base de 3 m. Utilizado para proteger las zona de proyecto 1 y 2 (Carretera asfaltada y en servicio C.P. Mirave - Oconchay).

Fuente: Elaboración propia

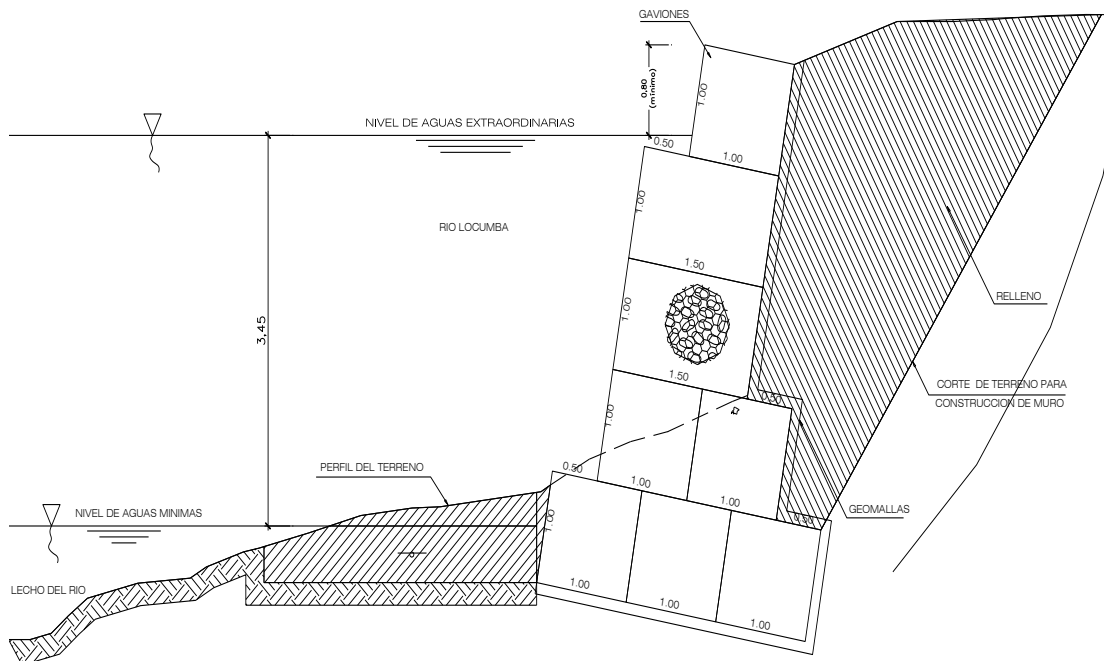


Figura N° 42 sección típica de muro gavión MG-2, donde se tiene una altura de 5 m. con una base de 3 m. utilizado para dar protección a las zona de proyecto 1 (Carretera asfaltada en servicio C.P. Mirave – Oconchay y caseta de control).

Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO VI

6. DISCUSIÓN

En cuanto a las hipótesis específicas tenemos:

Como hipótesis específica 01, se planteó:

- ***La geología de la zona es factor interviniente en la crecida y posterior desbordamiento del Río Locumba.***

Debido al cambio del clima, en épocas de lluvia es donde se incrementa enormemente del cauce del Río Locumba, cabe detallar que aguas arriba de la zona de estudio se unen dos ríos, el Río Ilabaya y Río Salado y las quebradas Toquepala y Gallinazo, estas dos últimas presentan flujo de agua solo en épocas de lluvia; Al unirse todas estas cuencas dan nacimiento al Río Locumba por lo que la cantidad de agua que fluye por ella en las épocas de lluvia de cada año se incrementa enormemente, incrementos en los niveles de agua que a su paso genera erosión, socavación y desbordamiento del río, provocando pérdidas de terrenos agrícolas y destrucción de construcciones existentes importantes en las zonas aledañas como viene a ser la vía alfartada que une al C. P. Mirave - Oconchay. La presencia de curvas y la irregularidad de la trayectoria del río, así como las construcciones aledañas a ellas, son motivos por lo cual se genera mayores daños en ciertas zonas, por lo que requieren mayor atención para su prevención y plantear adecuadas soluciones.

Como hipótesis específica 02, se planteó:

- ***Los muros de gaviones, celdas de concreto son alternativas adecuadas para la funcionalidad de las defensas ribereñas.***

En la actualidad existen una diversidad de sistemas para ser utilizados en las defensas ribereñas, están pueden ser estructuras rígidas como muros de contención de concreto armado (en voladizo, con contrafuertes), muros de contención de concreto simple (muros de gravedad de concreto ciclópeo, emboquillado de piedras) o las llamadas estructuras flexibles que están

conformadas por los muros gaviones. Se ha determinado utilizar los muros de gaviones como propuesta final para ser utilizado como defensa ribereña en el Río Locumba.

Como hipótesis específica 03, se planteó:

- ***Los muros de gaviones es una defensa ribereña viable y apropiada para el control del desborde del Río Locumba, C.P. Mirave, anexo Oconchay.***

Para el control del desbordamiento del Río Locumba en la trayectoria de C.P: Mirave - Oconchay donde se encuentra la zona de estudio, se ha determinado emplear los muros de gaviones como defensa ribereña debido a que se considera más viable y adecuada para este tipo de zonas, por su proximidad para la obtención de materiales para este tipo de estructuras son más asequibles que para otros tipos de estructuras que podrían generar un incremento excesivo en el presupuesto a comparación a la de los muros de gaviones, materiales como material pétreo por la existencia en abundancia en la zona.

En la actualidad el uso de gaviones se ha expandido enormemente, no solo es utilizado en defensas ribereñas de los bordes de los ríos, sino también como protección de puentes, estabilización de taludes, carreteras, etc.

CONCLUSIONES

Para el análisis de las posibles alternativas se ha recopilado información necesaria in situ y bibliográficos para conocer las causas y factores que intervienen en el comportamiento y desbordamiento del cauce del Rio Locumba, información como: las Cuencas que dan nacimiento al Rio Locumba, son el Rio Ilabaya, Rio Salado, Quebrada Toquepala y Quebrada Gallinazo que en los meses de Noviembre – Abril son épocas de lluvia donde las precipitaciones aumentan hasta un promedio anual de 400 mm en las zonas húmedas superiores a 3900 msnm. Teniendo un caudal promedio mensual de $5.64 \text{ m}^3/\text{s}$ y generando un incremento en el caudal de máxima avenida del rio, llegando a $54.00 \text{ m}^3/\text{s}$ según sus estudios meteorológicos. Así como el tipo de suelo que según clasificación AASHTO se identifica como un A2 grava o arena limosa, con un ángulo de Fricción de 30° , Peso específico del suelo de $1.60 \text{ ton}/\text{m}^3$ y un peso específico de la piedra de $2.20 \text{ ton}/\text{m}^3$.

Se ha comparado las características de los diferentes tipos de estructuras utilizados en defensas ribereñas que existentes en la actualidad, como las de estructuras rígidas de concreto simple y concreto armado así como estructuras flexibles como los muros de Gaviones. Por lo que sea determinado que la opción más adecuada en este caso es la construcción de muros de gaviones para funcionar como sistema de protección en el proyecto de defensas ribereñas del Rio Locumba.

Frente a las amenazas de desbordamientos e inundaciones que son frecuentes en épocas de lluvia que afectan a las zonas aledañas del Rio Locumba, se concluye la necesidad de construir un sistema de protección con un diseño adecuado para el Rio Locumba en el tramo C. P. Mirave – Oconchay del sector rural de Ilabaya, el diseño de los muros de gaviones varía según la ubicación y la altura por lo que se ha determinado el uso de dos tipos de secciones siendo: la primera sección MG-1 de 4.00 m. de altura y 3.00m. de base apropiado para la

zona 1 y 2 del proyecto y la sección MG-2 de 5.00 m. de altura y 3.00 m. de base apropiado para la zona 1 del proyecto (ver Anexo N° 05).

Por la recopilación de información se ha determinado la necesidad de la construcción de un sistema de protección de defensas ribereñas adecuadas, el uso de muros de gaviones es una de las alternativas más viables para la zona por donde fluye el Rio Locumba, debido al alto riesgo de desbordamiento y socavación al que se encuentran expuesto, que ocasionaría pérdidas económicas por presencia de actividad ganadera, agrícola, construcciones de obras de control y vías de transporte aledaña al Rio Locumba, que traería como consecuencia el retraso del desarrollo de los centros poblados como Mirave, Oconchay entre otros pertenecientes al Distrito de Ilabaya.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda que para el diseño de unas defensas ribereñas adecuadas para las zonas de estudio, se debe recolectar información verídica, confiable y verificarla, revisar y hacer comparaciones de información, asistir a capacitaciones que brinda SENAMHI, INDECI, Ministerio de agricultura (ANA) y demás entidades que traten el tema, para así tener un mejor entendimiento de los indicios, el desarrollo de los desastres naturales y la respectiva prevención que se debe tener, y así diseñar profesionalmente las defensas ribereñas acorde a la realidad y a los requerimientos del Rio Locumba en el tramo C.P. Mirave – Oconchay ubicado en la zona rural de Ilabaya.
- Se recomienda a futuros tesisistas y profesionales que trataran el tema, recopilar información actualizada de precipitaciones pluviales y estudio meteorológico que brinda SENAMHI.
- Se recomienda a las instituciones del Estado y Privadas que capaciten a sus proyectistas encargados de elaboración de proyectos de defensas ribereñas, en el manejo de programas como Hidroesta, River, H-Canales y otras herramientas que sean necesarios para realizar un adecuado diseño y análisis, así como en el manejo de información real extraída de la zona del proyecto, datos como de estudio de suelos, medidas de campo e inspección ocular, necesarios para lograr resultados adecuados con un diseño óptimo y acorde a la realidad del Rio Locumba con la finalidad de que cumpla propósito.
- Recomendar a la municipalidad de Ilabaya Promover capacitaciones, campañas informativas y de sensibilización a la población en general de los centros poblados cercanos como Mirave, Oconchay y demás zonas aledañas, sobre los peligros de desbordamientos, inundaciones e identificar zonas de peligro y vulnerables así como su prevención, para evitar realizar construcciones en zonas de peligro.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGUILAR AGUINAGA, DANIEL A. (2016). Comparación Técnica Entre el uso de Gaviones y Geoceldas como Estructuras de Defensa Ribereña. (pág. 87-91), (tesis de pregrado). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima.

CAMPAÑA DEL TORO, R. (2015). Diseño de revestimiento con gaviones. Introducción a los proyectos de defensas ribereñas. Ministerio de Agricultura, Instituto Nacional de Recursos Naturales.

DAS, BRAJA (2001). Principios de Ingeniería de Cimentación. México D.F.: Thomson.

HARMSSEN, TEODORO (2002). Diseño de Estructuras en Concreto Armado. 3ª.ed. Lima: PUCP.

JHONNY A.; (2004). Diseño de defensa ribereña para la urbanización sol de huampani – margen derecha del río Rímac.

JUAN P.; HÉCTOR P. (2014). Propuesta técnica para la protección de la carretera Ocopa - Anchonga - Km 06+500 afectado por la erosión del río Lircay (tesis de titulación) Universidad Nacional de Huancavelica, Huancavelica.

MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES (MTC) (2013). Manual de Diseño de Puentes. 4ta.ed. Lima: MTC.

MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO (MVCS) (2016). Norma Técnica E030 Diseño Sismorresistente. Lima: MVCS.

MORALES, Roberto (2006). Diseño en Concreto Armado. 3ª.ed. Lima: ICG.

ROCHA FELICES, F. (1998). "Introducción a la Hidráulica de los Ríos" 1ra Edición, Lima 1998.

SUSANA R.; (2009). Diseño de Muros de Contención sector la Aguada comuna de Corral (tesis de titulación) Universidad Austral de Chile, Valdivia 5, 3-8.

TDM. (2015). Revestimientos de Ríos mediante colchones de Gaviones y geoceldas con relleno de concreto, registro fotográfico.

TERAN ADRIAZOLA, RUBEN (1998). "Diseño y Construcción de Defensas Ribereñas", Escuela Superior de Administración de Aguas "Charles Sutton", Arequipa - Perú, 1998.

TERAN ADRIAZOLA, RUBEN (1998). DISEÑO Y CONSTRUCCION DE DEFENSAS RIBERENAS; Arequipa, Ediciones ESAA Charles Sutton, 1998, 113 pp.

TORRES BELANDRIA, RAFAEL A. (2008). Análisis y Diseño de Muros de Contención de Concreto Armado (pag. 42), Segunda impresión. Adaptada a la Norma Venezolana para el Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructura, FONDONORMA-MILCO.

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CATALUÑA (UPC) (2013). Ingeniería Geotécnica Tema 7. Muros (Consulta: 01 de junio del 2015) (http://ocw.camins.upc.edu/materials_guia).

7. ANEXOS

ANEXO N° 01
ESTUDIO DE SUELOS

ANEXO N° 02
MEMORIA DE CÁLCULO

ANEXO N° 03
ESTUDIO METEOROLOGICO

ANEXO N° 04
PANEL FOTOGRAFICO

PANEL FOTOGRÁFICO



FOTO N° 01: SE OBSERVA EL TRAMO DE LA PROPUESTA DEL MURO DE GAVIONES ZONA 1 DEL PROYECTO DEL RIO LOCUMBA PROGRESIVA 6+080 DEL TRAMO CP. MIRAVE – OCONCHAY.



FOTO N° 02: SE OBSERVA LA AUSENCIA DE PROTECCION CON MUROS DE CONTENCIÓN EN LA ORILLA DEL RIO PROGRESIVA 6+080 DEL TRAMO CP.MIRAVE- OCONCHAY.



FOTO N°03: SE OBSERVA EL CAUDAL DEL RIO LOCUMBA PROGRESIVA 6+080 DEL TRAMO CP.MIRAVE- OCONCHAY.



FOTO N°04: SE OBSERVA EL CAUDAL DEL RIO LOCUMBA EN EPOCAS DE VENIDAS PROGRESIVA 6+080 DEL TRAMO CP.MIRAVE- OCONCHAY, MARZO DEL 2015.



FOTO N°05: SE OBSERVA UN MURO SECO EN EL TRAMO DE PROPUESTA DEL MURO DE GAVIONES PROGRESIVA 6+840 DEL TRAMO CP.MIRAVE- OCONCHAY.



FOTO N° 06: SE OBSERVA LA ZONA RESTAURADA DAÑADA POR LAS VENIDAS DEL RIO LOCUMBA, CORRESPONDIENTE A LA ZONA 2 DEL PROYECTO PROGRESIVA 6+840 DEL TRAMO CP.MIRAVE- OCONCHAY.



FOTO N°07: SE OBSERVA EL TALUD AFECTADO POR LA EROSION DEL RIO LOCUMBA PROGRESIVA 6+840 DEL TRAMO CP.MIRAVE- OCONCHAY.



FOTO N°08: SE OBSERVA EL CAUDAL DEL RIO LOCUMBA EN EPOCAS DE VENIDAS PROGRESIVA 6+840 DEL TRAMO CP.MIRAVE- OCONCHAY, NOVIEMBRE DEL 2014.

ANEXO N° 05
PLANOS