

**UNIVERSIDAD DE HUANUCO**  
**FACULTAD DE INGENIERIA**  
**PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERIA CIVIL**



**UDH**  
UNIVERSIDAD DE HUANUCO  
<http://www.udh.edu.pe>

**TESIS**

---

**“Análisis estructural de muros de contención para la  
estabilización de taludes en el barrio La Florida del callejón de  
Conchucos - 2024”**

---

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO(A) CIVIL

AUTOR: Caballero Sabrera, Edgardo Carlos

ASESOR: Valdivieso Echevarría, Martín Cesar

HUÁNUCO – PERÚ

2024

# U

### TIPO DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN:

- Tesis ( X )
- Trabajo de Suficiencia Profesional ( )
- Trabajo de Investigación ( )
- Trabajo Académico ( )

**LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN:** Estructuras  
**AÑO DE LA LÍNEA DE INVESTIGACIÓN** (2020)

### CAMPO DE CONOCIMIENTO OCDE:

**Área:** Ingeniería, Tecnología

**Sub área:** Ingeniería civil

**Disciplina:** Ingeniería civil

# D

### DATOS DEL PROGRAMA:

Nombre del Grado/Título a recibir: Título

Profesional de Ingeniero Civil

Código del Programa: P07

Tipo de Financiamiento:

- Propio ( X )
- UDH ( )
- Fondos Concursables ( )

### DATOS DEL AUTOR:

Documento Nacional de Identidad (DNI): 46971814

### DATOS DEL ASESOR:

Documento Nacional de Identidad (DNI): 22416570

Grado/Título: Maestro en gestión pública

Código ORCID: 0000-0002-0579-5135

### DATOS DE LOS JURADOS:

N°	APELLIDOS Y NOMBRES	GRADO	DNI	Código ORCID
1	Narro Jara, Luis Fernando	Maestro en ingeniería, con mención en gestión ambiental y desarrollo sostenible	18206328	0000-0003-4008-7633
2	García Echevarría, Ericka Selene	Maestría en diseño y construcción de obras viales	23164212	000-0002-6375-6855
3	Jara Trujillo, Alberto Carlos	Maestro en ingeniería, con mención en gestión ambiental y desarrollo sostenible	41891649	0000-0001-8392-1769

# H



# UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO

## Facultad de Ingeniería

### PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL

#### ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO(A) CIVIL

En la ciudad de Huánuco, siendo las 17:45 horas del día **miércoles 20 de noviembre de 2024**, en cumplimiento de lo señalado en el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad de Huánuco, se reunieron los **Jurados Calificadores** integrado por los docentes:

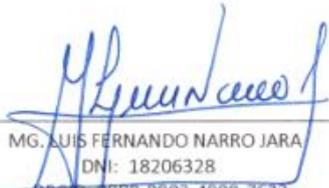
- |                                       |            |
|---------------------------------------|------------|
| ✓ MG. LUIS FERNANDO NARRO JARA        | PRESIDENTE |
| ✓ MG. ERICKA SELENE GARCIA ECHEVARRIA | SECRETARIA |
| ✓ MG. ALBERTO CARLOS JARA TRUJILLO    | VOCAL      |

Nombrados mediante la RESOLUCIÓN No 2545-2024-D-FI-UDH, para evaluar la Tesis intitulada: **"ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE MUROS DE CONTENCIÓN PARA LA ESTABILIZACIÓN DE TALUDES EN EL BARRIO LA FLORIDA DEL CALLEJÓN DE CONCHUCOS - 2024"**, presentado por el (la) Bachiller. **Bach. Edgardo Carlos CABALLERO SABRERA**, para optar el Título Profesional de Ingeniero(a) Civil.

Dicho acto de sustentación se desarrolló en dos etapas: exposición y absolución de preguntas: procediéndose luego a la evaluación por parte de los miembros del Jurado.

Habiendo absuelto las objeciones que le fueron formuladas por los miembros del Jurado y de conformidad con las respectivas disposiciones reglamentarias, procedieron a deliberar y calificar, declarándolo(a) **Aprobado** por **Unanimidad** con el calificativo cuantitativo de **14** y cualitativo de **Suficiente** (Art. 47).

Siendo las **19:00** horas del día **20 del mes de noviembre** del año 2024, los miembros del Jurado Calificador firman la presente Acta en señal de conformidad.

  
MG. LUIS FERNANDO NARRO JARA  
DNI: 18206328  
ORCID: 0000-0003-4008-7633  
**PRESIDENTE**

  
MG. ERICKA SELENE GARCIA ECHEVARRIA  
DNI: 23164212  
ORCID: 0000-0002-6375-6855  
**SECRETARIO (A)**

  
MG. ALBERTO CARLOS JARA TRUJILLO  
DNI: 41891649  
ORCID: 0000-0001-8392-1769  
**VOCAL**



## UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO

### CONSTANCIA DE ORIGINALIDAD

El comité de integridad científica, realizó la revisión del trabajo de investigación del estudiante: EDGARDO CARLOS CABALLERO SABRERA, de la investigación titulada "Análisis estructural de muros de contención para la estabilización de taludes en el barrio La Florida del callejón de Conchucos - 2024", con asesor MARTÍN CESAR VALDIVIESO ECHEVARRÍA, designado mediante documento: RESOLUCIÓN N° 016-2023-D-FI-UDH del P. A. de INGENIERÍA CIVIL.

Puede constar que la misma tiene un índice de similitud del 21 % verificable en el reporte final del análisis de originalidad mediante el Software Turnitin.

Por lo que concluyo que cada una de las coincidencias detectadas no constituyen plagio y cumple con todas las normas de la Universidad de Huánuco.

Se expide la presente, a solicitud del interesado para los fines que estime conveniente.

Huánuco, 20 de agosto de 2024



RICHARD J. SOLIS TOLEDO  
D.N.I.: 47074047  
cod. ORCID: 0000-0002-7629-6421



FERNANDO F. SILVERIO BRAVO  
D.N.I.: 40618286  
cod. ORCID: 0009-0008-6777-3370

## 5. Caballero Sabrera, Edgardo Carlos.docx

### INFORME DE ORIGINALIDAD

<b>21</b> %	<b>21</b> %	<b>3</b> %	<b>6</b> %
INDICE DE SIMILITUD	FUENTES DE INTERNET	PUBLICACIONES	TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

### FUENTES PRIMARIAS

<b>1</b>	<b>hdl.handle.net</b> Fuente de Internet	<b>10</b> %
<b>2</b>	<b>repositorio.udh.edu.pe</b> Fuente de Internet	<b>2</b> %
<b>3</b>	<b>repositorio.ucv.edu.pe</b> Fuente de Internet	<b>1</b> %
<b>4</b>	<b>renati.sunedu.gob.pe</b> Fuente de Internet	<b>1</b> %
<b>5</b>	<b>repositorioacademico.upc.edu.pe</b> Fuente de Internet	<b>1</b> %



**RICHARD J. SOLIS TOLEDO,**  
D.N.I.: 47074047  
cod. ORCID: 0000-0002-7629-6421



**FERNANDO F. SILVERIO BRAVO**  
D.N.I.: 40618286  
cod. ORCID: 0009-0008-6777-3370

## **DEDICATORIA**

Dedicado a mi madre Zoila Victoria Sabrera Céspedes gracias por apoyare incondicionalmente en todo momento para lograr mi objetivo de vida.

También agradecido con el asesor y docentes por tener paciencia y apoyarme durante mi vida universitaria.

## **AGRADECIMIENTO**

A mi mamá, hermana y abuela materna por apoyarme durante mi proceso universitario.

Agradecer a mis docentes por compartir sus conocimientos durante mi tiempo como universitario.

Agradezco mi tío Arturo Parra Cervantes por los consejos dados durante la elaboración de esta tesis.

## ÍNDICE

DEDICATORIA .....	II
AGRADECIMIENTO .....	III
ÍNDICE.....	IV
ÍNDICE DE TABLAS .....	VI
ÍNDICE DE FIGURAS.....	VII
ÍNDICE DE FOTOGRAFÍAS .....	XI
RESUMEN .....	XII
ABSTRACT.....	XIII
INTRODUCCIÓN.....	XIV
CAPÍTULO I.....	15
ASPECTOS BÁSICOS DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.....	15
1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA.....	15
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA .....	17
1.2.1 PROBLEMA GENERAL.....	17
1.2.2 PROBLEMAS ESPECÍFICOS .....	17
1.3. OBJETIVO GENERAL.....	18
1.4. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	18
1.5. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN .....	18
1.6. LIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN .....	19
1.7. VIABILIDAD DE LA INVESTIGACIÓN.....	19
CAPÍTULO II.....	20
MARCO TEÓRICO .....	20
2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN .....	20
2.1.1. ANTECEDENTES INTERNACIONALES .....	20
2.1.2. ANTECEDENTES NACIONALES .....	23
2.1.3. ANTECEDENTES LOCALES.....	25
2.2. BASES TEÓRICAS .....	27
2.2.1. TEORÍA DEL EMPUJE ACTIVO Y PASIVO.....	27
2.3. DEFINICIONES CONCEPTUALES .....	49
2.4. HIPÓTESIS.....	53
2.5. VARIABLES.....	53
2.5.1. VARIABLE DEPENDIENTE .....	53
2.5.2. VARIABLE INDEPENDIENTE .....	53
2.6. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES.....	54

CAPÍTULO III.....	55
MARCO TEÓRICO .....	55
3.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN .....	55
3.1.1. ENFOQUE.....	55
3.1.2. ALCANCE Y NIVEL.....	55
3.1.3. DISEÑO.....	56
3.2. POBLACIÓN Y MUESTRA .....	57
3.2.1. POBLACIÓN .....	57
3.2.2. MUESTRA.....	57
3.3. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS	58
3.3.1. PARA LA RECOLECCIÓN DE DATOS.....	58
3.3.2. PARA LA PRESENTACIÓN DE DATOS.....	61
3.3.2. PARA EL ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LOS DATOS.....	61
CAPÍTULO IV.....	63
RESULTADOS.....	63
4.1. PROCESAMIENTO Y RECOLECCIÓN DE DATOS.....	63
4.1.1. ENSAYOS REALIZADOS EN CAMPO .....	63
4.1.2. ENSAYOS REALIZADOS EN GABINETE O LABORATORIO....	68
4.1.3. ANÁLISIS DEL MURO DE CONTENCIÓN EN LA ESTABILIZACIÓN DE TALUDES.....	91
4.2. CONTRASTACIÓN DE DATOS Y PRUEBA DE HIPÓTESIS.....	141
4.2.1. HIPÓTESIS GENERAL .....	141
4.2.2. HIPÓTESIS ESPECÍFICAS.....	141
CAPITULO V.....	143
DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	143
5.1. DISCUSIÓN DE RESULTADOS OBTENIDOS.....	143
CONCLUSIONES .....	146
RECOMENDACIONES.....	148
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	149
ANEXOS.....	154

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Espesor específico para obtener los resultados de empuje.....	37
Tabla 2 Coeficientes de fricción .....	41
Tabla 3 Flujograma de diseño.....	56
Tabla 4 Análisis granulométrico por tamizado C-1.....	69
Tabla 5 Análisis granulométrico por tamizado C-2.....	69
Tabla 6 Determinación del límite líquido C -1.....	70
Tabla 7 Determinación del límite líquido C -2 .....	70
Tabla 8 Contenido de humedad C – 1 .....	71
Tabla 9 Contenido de humedad C – 2 .....	71
Tabla 10 Contenido de humedad C – 2 .....	71
Tabla 11 Contenido de humedad C – 2 .....	72
Tabla 12 Resumen de resultado del ensayo estándar C-1 .....	72
Tabla 13 Resumen de resultado del ensayo estándar C-2 .....	73
Tabla 14 Resumen de resultado del ensayo estándar C-2 .....	88
Tabla 15 De límites para $f'c$ .....	93
Tabla 16 De categorías y clases de exposición .....	94
Tabla 17 Concreto Armado.....	94
Tabla 18 Refuerzo .....	95
Tabla 19 Recubrimientos de la tesis .....	96
Tabla 20 De categorías y clases de exposición .....	96
Tabla 21 Concreto Armado.....	98
Tabla 22 Concreto Armado.....	99
Tabla 23 Areas of groups of standard bars in2 .....	109
Tabla 24 Pesos unitarios, ángulos efectivos de fricción interna y coeficientes de fricción con el concreto f .....	112
Tabla 25 Materiales de interfaces de concreto .....	133
Tabla 26 Parámetros sísmicos.....	134
Tabla 27 Resultado de factor es de seguridad en condiciones estáticas y Pseudoestáticas.....	138

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Empuje Activo.....	28
Figura 2 Empuje Pasivo.....	28
Figura 3 Fuerzas de empuje activo y pasivo mediante el método de Coulomb .....	29
Figura 4 Teoría de Rankine .....	31
Figura 5 Cálculo del empuje dinámico activo (Monobe Okabe).....	31
Figura 6 Cálculo del empuje dinámico activo (Monobe Okabe).....	32
Figura 7 Posición del resultando a 1/3 de la altura del muro .....	34
Figura 8 Coeficientes parciales de seguridad claramente diferenciados .....	35
Figura 9 Geometría de un bloque deslizante en un plano inclinado a un ángulo $\psi$ .....	38
Figura 10 Bloque Talud con superficie de falla plana a $\psi$ grados de la horizontal .....	38
Figura 11 Volcamiento por efecto del empuje del terreno.....	40
Figura 12 Análisis por deslizamiento a lo largo de la zapata .....	41
Figura 13 Muro de contención en voladizo .....	43
Figura 14 Muro a gravedad.....	44
Figura 15 Dimensiones de muros a gravedad y en voladizo para verificación es iniciales de estabilidad (D mínimo de 0.60 m).....	45
Figura 16 Predimensionamiento de muros de sostenimiento .....	46
Figura 17 Fases de movimiento de tierra.....	47
Figura 18 Plano topográfico del lugar de estudio.....	58
Figura 19 Datos del BM-1. ....	67
Figura 20 Planteamientos preliminares de los muros de contrafuerte .....	68
Figura 21 Ensayo de densidad de campo Normas ASTM D1556 (Método del cono de arena).....	74
Figura 22 Resultado del ensayo de corte directo AST M – D 3080 .....	75
Figura 23 Ensayo 2 de densidad de campo Normas ASTMD1556 (Método del cono de arena).....	76
Figura 24 Resultado del ensayo 2 de corte directo AST M – D 3080 .....	77
Figura 25 Vista en plano del Río Carash, Tramo 0+00 km a 0+148.16 km .	78
Figura 26 Perfil del río y accesos acuíferos .....	79

Figura 27 Ingresamos el número de Manning 0.033 tanto para el lado izquierdo como el derecho y el cauce principal con derrubio e irregularidades.....	79
Figura 28 Ingresamos el caudal para un periodo de retorno de 10 años de 45.0 m3/seg .....	80
Figura 29 Definimos las condiciones del borde “reach boundary conditions” y en profundidad normal “normal depth “ingresamos la pendiente del rio (0.0395) aguas abajo y aguas arriba .....	80
Figura 30 Finalmente corremos los datos ingresados al software .....	81
Figura 31 Secciones Generadas.....	81
Figura 32 Vista 3D del modelo progresivo Km 0+00 A Km 0+148.16 .....	82
Figura 33 Vista 3D del modelo progresivo Km 0+148.16.....	83
Figura 34 Vista 3D del modelo progresivo Km 0+140.....	83
Figura 35 Vista 3D del modelo progresivo Km 0+120.....	84
Figura 36 Vista 3D del modelo progresivo Km 0+100.....	84
Figura 37 Vista 3D del modelo progresivo Km 0+80.....	85
Figura 38 Vista 3D del modelo progresivo Km 0+60.....	85
Figura 39 Vista 3D del modelo progresivo Km 0+40.....	86
Figura 40 Vista 3D del modelo progresivo Km 0+20.....	86
Figura 41 Vista 3D del modelo progresivo Km 0+00.....	87
Figura 42 Cuadro de Name Critico del Rio, para un tiempo de retorno de 45 m3/s .....	90
Figura 43 ACI 318-14 Requisitos de reglamento para concreto estructural.	92
Figura 44 Reglamento Nacional de Edificaciones: E.020 Cargas; E.030 Diseño sismo resistente; E.050 Suelos y cimentaciones .....	92
Figura 45 ASCE 7-16 Cargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras .....	93
Figura 46 Material property data .....	95
Figura 47 Las barras corrugadas utilizadas en el diseño .....	96
Figura 48 De requisitos para el concreto según la clase de exposición.....	97
Figura 49 Material property data .....	98
Figura 50 Las barras corrugadas utilizadas en el diseño .....	99
Figura 51 Geometría d el gancho estándar para el desarrollo de barras corrugadas en tracción .....	100

Figura 52 Diámetro mínimo interior de doblado y geometría d el gancho estándar estribos, amarras y estribos cerrados de confinamiento .....	100
Figura 53 Resultante en el tercio medio .....	102
Figura 54 Losa a lo largo de la cara frontal del muro.....	102
Figura 55 Barra “B” .....	103
Figura 56 Barra “C” .....	104
Figura 57 Barra “D” .....	104
Figura 58 Muro Vertical.....	105
Figura 59 Franja 1.....	106
Figura 60 Franja 2.....	106
Figura 61 Franja 3.....	107
Figura 62 Franja 4.....	107
Figura 63 Diseño del refuerzo a flexión para momentos positivos.....	108
Figura 64 Diseño del refuerzo a flexión para momentos negativos .....	108
Figura 65 Colocar aceros 15 $\phi=1$ .....	109
Figura 66 Para “2/3As” .....	110
Figura 67 Que se corta a un a distancia, medida desde la losa base.....	110
Figura 68 Para “1/3As”.....	111
Figura 69 Que se corta a un a distancia, medida des de la losa base.....	111
Figura 70 Diseño de estabilidad y refuerzo de muro de contención con contrafuerte de 12 m.....	112
Figura 71 Diseño de estabilidad y refuerzo de muro de c ontencion con contrafuerte de 12 M.....	112
Figura 72 Capacidad admisible del terreno de fundación .....	114
Figura 73 Resultante en el tercio medio .....	116
Figura 74 Tensión simplificada .....	117
Figura 75 Diagrama de momento Flector para 2/3 AS.....	126
Figura 77 Longitud del desarrollo por flexión de una viga continua típica..	127
Figura 78 Longitud del desarrollo por flexión de una viga continua típica..	128
Figura 79 Longitud del desarrollo por flexión de una viga continua típica..	134
Figura 80 Análisis de estabilidad global, en condiciones estáticas con muro voladizo.....	139
Figura 81 Análisis de estabilidad global, en condiciones pseudoestáticas con muro voladizo.....	140

Figura 82 Plano de ubicación y localización .....	163
Figura 83 Plano topográfico.....	164
Figura 84 Plano Clave .....	165
Figura 85 Plano de perfil longitudinal y secciones transversales 1.....	166
Figura 86 Plano de perfil longitudinal y secciones transversales 2.....	167
Figura 87 Plano de perfil longitudinal y secciones transversales 3.....	168
Figura 88 Plano de estructuras 1 .....	169
Figura 89 Plano de estructuras 2 .....	170
Figura 90 Plano de de estructuras 3 .....	171
Figura 91 Plano de estructuras 4.....	172
Figura 92 Plano de proceso constructivo 1 .....	173
Figura 93 Plano de proceso constructivo 2.....	174
Figura 94 Plano de proceso constructivo 3.....	175
Figura 95 Plano de proceso constructivo 3.....	176
Figura 96 Plano de proceso constructivo 4.....	177
Figura 97 Plano de proceso constructivo 5.....	178
Figura 98 Plano de sistema pluvial .....	179

## ÍNDICE DE FOTOGRAFÍAS

Fotografía 1 Extracción de muestras de calicatas .....	64
Fotografía 2 Vista interior de la calicata C-1 .....	64
Fotografía 3 Vista interior de la calicata C-2 .....	65
Fotografía 4 Levantamiento topográfico del rio de San Marcos para fines de ubicación del muro de contención con contrafuertes .....	66
Fotografía 5 Levantamiento topográfico del rio de San Marcos para fines de ubicación del muro de contención con contrafuertes .....	66
Fotografía 6 Levantamiento de las obras existentes (muro de gaviones)....	67
Fotografía 7 Obtención de información topográfica con ayuda de estación total .....	159
Fotografía 8 Identificación del primer talud representativo .....	159
Fotografía 9 Obtención de información de ubicación de puntos topográficos .....	160
Fotografía 10 Toma de datos topográficos sobre el talud representativo ..	160
Fotografía 11 Toma de datos de procesos geodinámicos en talud representativo .....	161
Fotografía 12 Toma de datos de procesos geodinámicos en talud representativo .....	161
Fotografía 13 Medición de elementos existentes en el área de estudio ....	162
Fotografía 14 Toma de datos para el evaluación del estado de los muros de contención .....	162

## RESUMEN

La presente tesis titulada “Análisis estructural de muros de contención para la estabilización de taludes en el barrio La Florida del callejón de Conchucos – 2024”, buscando modelar un diseño estructural de un muro de contención de dos para estabilizar la calzada en el barrio La Florida, para el análisis estructural se procedió con el diseño arquitectónico siguiendo las normativas específicas del reglamento nacional de edificación. Además, se llevó a cabo un levantamiento topográfico del espacio y un estudio del suelo para evaluar sus propiedades mecánicas.

Utilizando el programa SAP2000 se realizó el modelado, análisis dinámico y estático, así como para el diseño final de los elementos estructurales. En la fase inicial de modelado, se predimensionaron los elementos estructurales según el diseño arquitectónico. Posteriormente, se llevó a cabo un análisis dinámico completo de la estructura, obteniendo resultados generales, muro de  $10' = 3.00$  m. Las paredes en voladizo son económicas y utilizadas para alturas hasta  $20' = 6.00$  m, mientras que los contrafuertes se utilizaron para altura.

Basándose en los resultados obtenidos por el software, se procedió a diseñar los elementos estructurales utilizando el programa SAFE, HERC-RAS y SAP, verificando el cumplimiento de las normas ACI 318-14 y E060. Finalizamos concluyendo que los muros de dos niveles por la altura, con contrafuertes y una zapata de 1.90m por la dimensión del muro.

**Palabras clave:** Análisis estático, análisis dinámico, diseño estructural, ACI 318, muro, contra fuertes, zapata.

## ABSTRACT

The present thesis with the title "Analysis and Structural Design Of Retaining Walls For Slope Stabilization In The La Florida Neighborhood Of Callejón De Conchucos - 2023", had as main objective to carry and the structural desing to a retaing walh of two to stabilize the roadway in the La Florida neighborhood. for the analysis and structural design, for which a wall was proposed.

The architectural design adhered to the criteria outlined in the national building regulations. This included conducting a topographic survey of the terrain and a soil study to determine the mechanical properties of the soil. SAP2000 software was employed for modeling, dynamic and static analysis, and subsequent structural element design.

During the modeling phase, initial structural element sizing was based on architectura desing. Subsequently, dynamics analisis to the structures was conducteds, yilding generals resulting a wall of 10'=3.00 m. The cantilever walls are economical for heights up to 20'=6.00 m, while the buttresses are used for heights.

With those result obtaned to software, proceeded design structural elements, using SAFE, HERC-RAS and SAP200 softwares to check the desing to ech elements accordin to the ACI 318-14 standard and the E060 standard.

**Keywords:** Static analysis, dynamic analysis, structural design, ACI 318, wall, against strong, footing.

## INTRODUCCIÓN

En el contexto de la investigación, un muro de contención es una estructura planificada para evitar el deslizamiento o colapso de una masa de tierra o roca en pendiente. En ciertas construcciones donde se remueve suelo o se cortan segmentos de montañas, se pueden crear vacíos o caras verticales propensas al desmoronamiento. Por lo tanto, es crucial incluir muros de contención en la planificación de la obra. En el diseño y cálculo estructural de estos muros, se debe considerar una variedad de factores significativos. Para realizar esto, se recurre al Método de los Elementos Finitos (FEM).

El barrio de La Florida necesita con urgencia implementar un sistema que asegure la protección de los peatones en la vía pública, así como la estabilidad de las viviendas ubicadas a lo largo del borde del talud en la Avenida La Florida.

Viendo la necesidad de recuperar la calzada en el barrio La Florida del distrito de San Marcos, Región Ancash, se planteó en esta tesis el análisis y diseño estructural de un muro de contención en la zona mencionada.

El objetivo central de este proyecto es brindar acceso a servicios de protección adecuados frente a derrumbes e inundaciones en el barrio La Florida a unidades productoras y población en riesgo. Así mismo optimizar el tránsito, recuperando un carril de la carretera Huari – San Marcos.

# CAPÍTULO I

## ASPECTOS BÁSICOS DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

### 1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

En el Perú, debido a su diversidad climática y topográfica, los fenómenos climáticos y meteorológicos como las precipitaciones pluviales intensas han sido históricamente responsables de desastres como erosiones, colapsos y deslaves. Estos fenómenos afectan diversas estructuras, desde construcciones civiles hasta infraestructuras hidráulicas y de transporte. La falta de planificación y medidas preventivas para estos eventos ha contribuido significativamente al aumento del número de obras afectadas en el país.

El área bajo estudio se localiza entre límites los departamentos de Huánuco y Huaraz, específicamente en el barrio La Florida, situada en el distrito de San Marcos, provincia de Huari en el departamento de Áncash. Esta zona se caracteriza por las condiciones típicas de la sierra peruana, donde los desastres naturales como deslizamientos de suelos, huaycos y derrumbes son comunes, especialmente durante los meses de octubre y marzo. Estos eventos tienen un impacto en las infraestructuras viales tanto durante su construcción como en su fase operativa, muchas veces debido a un diseño inadecuado de las estabilizaciones de taludes o a las características naturales del suelo.

La topografía presente en la zona es escarpada por sus taludes con pendiente altos y casi verticales y ríos en quebradas profundas y forman parte de la unidad geomorfológica denominada superficie quechua, que atraviesa una secuencia de rocas sedimentarias material suelto aluvional residual y coluvial, así mismos terrenos de cultivo, la geología a lo largo de todo el tramo está conformado por rocas sedimentarias (Olmos, 2011)

La ocurrencia de fenómenos de geodinámica externa, es moderada y la afectación de la estructura vial es controlable, siendo su topografía en las partes altas agrestes existiendo taludes casi verticales y terrazas de material suelto que pueden afectar el normal tránsito vehicular al reactivarse la

geodinámica externa, en épocas de precipitación pluvial, que se presentan con más intensidad en los meses de octubre a marzo.

Los factores que influyen en la inestabilidad de un talud son diversos y complejos, destacando principalmente la pendiente de las laderas y el comportamiento mecánico del suelo. La pendiente juega un papel crucial, ya que a medida que aumenta la inclinación de una ladera, aumenta también la fuerza gravitacional que actúa sobre el suelo, incrementando el riesgo de deslizamientos. Además, una pendiente pronunciada puede llevar a un aumento de las tensiones internas dentro del suelo, especialmente en áreas con cambios bruscos en la topografía o en presencia de capas de suelo con diferentes características de resistencia.

El criterio de rotura de Mohr-Coulomb es fundamental para evaluar la estabilidad de los taludes. Este criterio considera las tensiones tangenciales o de corte que pueden desarrollarse dentro del suelo cuando está sujeto a cargas externas, comparadas con la tensión efectiva y los parámetros de resistencia del terreno. La tensión efectiva es crucial porque representa la fuerza real que el suelo puede soportar antes de que ocurra la falla. Los parámetros de resistencia del terreno, como el ángulo de fricción interna y la cohesión, determinan la capacidad del suelo para resistir esas tensiones tangenciales y, por lo tanto, son clave en la predicción y prevención de deslizamientos de taludes.

En el tramo de calle objeto de análisis se han identificado varios sectores con potencial inestabilidad, influenciados por sus características estructurales y litológicas particulares. Estos sectores muestran signos de vulnerabilidad debido a una combinación de factores. La actividad humana, como la excavación o la construcción sin un adecuado manejo del terreno, ha contribuido significativamente a la alteración de las condiciones naturales del suelo y las rocas circundantes. Esta actividad puede haber perturbado las capas geológicas subyacentes, afectando la estabilidad de los taludes y aumentando el riesgo de movimientos de masa, como deslizamientos o derrumbes.

Además, las condiciones climáticas locales desempeñan un papel crucial en la inestabilidad observada. Las precipitaciones intensas, comunes en ciertas épocas del año, pueden saturar el suelo, aumentando su peso y reduciendo su resistencia. Esto crea condiciones ideales para que ocurran eventos de movimientos en masa, especialmente en áreas con pendientes pronunciadas o suelos propensos a la erosión. La combinación de actividad humana y condiciones climáticas adversas puede exacerbar aún más la inestabilidad de los taludes, representando un desafío significativo para la infraestructura vial en el área afectada.

En el presente trabajo se analizará el barrio La Florida, específicamente en la Av. La Florida, donde se observa un fenómeno de falla de media luna en la estructura del pavimento. Este problema se manifiesta mediante grietas en la capa asfáltica y la ruptura del paquete estructural del pavimento, provocado por el deslizamiento gradual del talud inferior. Este deslizamiento es consecuencia de la saturación del material debido a las aguas pluviales y a una deficiente evacuación de las mismas. El asentamiento diferencial es notable y ocurre en la interfaz entre el material de relleno y el natural de la plataforma estructural del pavimento. Por consiguiente, se plantea formular el problema de la siguiente manera.

## **1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA**

### **1.2.1 PROBLEMA GENERAL**

PG: ¿Cuál es el diseño estructural adecuado en muros de contención para la estabilización de Taludes en el Barrio La Florida del Callejón de Conchucos -2023?

### **1.2.2 PROBLEMAS ESPECÍFICOS**

PE1: ¿Cuáles son los parámetros estructurales de muros de contención de tipo por gravedad y en voladizo para la estabilización de taludes en el barrio La Florida del Callejón de Conchucos - 2023?

PE2: ¿Cuál es la estabilidad en condiciones estáticas y pseudoestáticas de muros de contención para la estabilización de taludes en el barrio La Florida del Callejón de Conchucos - 2023?

PE3: ¿Cuáles son los procesos geodinámicos que afectan a los muros de contención en la estabilización de taludes en el barrio La Florida del Callejón de Conchucos - 2023?

### **1.3. OBJETIVO GENERAL**

OG: Desarrollar el análisis estructural de muros de contención para la estabilización de Taludes en el Barrio La Florida del Callejón de Conchucos -2023.

### **1.4. OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

OE1: Comparar los parámetros estructurales de muros de contención de tipo por gravedad y en voladizo para la estabilización de taludes en el barrio La Florida del Callejón de Conchucos - 2023.

OE2: Establecer la estabilidad en condiciones estáticas y pseudoestáticas en muros de contención para la estabilización de taludes en el barrio La Florida del Callejón de Conchucos - 2023.

OE3: Identificar los procesos geodinámicos que afectan a los muros de contención en la estabilización de taludes en el barrio La Florida del Callejón de Conchucos – 2023.

### **1.5. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN**

Se tiene como propósito conocer y resolver los problemas relacionados con la estabilización de taludes inferiores y la plataforma mediante la construcción de muros de contención con el fin de resolver los problemas encontrados en el barrio La Florida, ubicada entre las localidades del Callejón de los Conchucos distrito de San Marcos de la provincia de Huari región Ancash.

Justificación social: La investigación sobre la implementación de componentes estructurales para protección de taludes en el barrio La Florida beneficiará directamente a los residentes del Callejón de los Conchucos y áreas cercanas al mejorar el acceso y la seguridad en el transporte de productos agrícolas y urbano. Esto ayudará a prevenir pérdidas económicas derivadas de cierres de vías debido a deslizamientos o derrumbes causados por eventos naturales.

Justificación económica: La instalación de muros de contención en voladizo y con contrafuertes en el barrio La Florida se considera técnicamente viable debido a su eficacia para resistir momentos de flexión y cortante provocados por la presión del terreno y las condiciones climáticas locales. Este enfoque no solo mejora la estabilidad estructural, sino que también ofrece una solución rentable a largo plazo para mitigar riesgos y reducir costos asociados con la reparación y mantenimiento de infraestructuras afectadas por movimientos de tierra.

## **1.6. LIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN**

De tiempo, Los trabajos de campo se ejecutaron en un plazo no mayor a 2 semanas debido a la poca disponibilidad de tiempo que nos brindará los encargados de la zona de análisis.

Los trabajos de gabinete donde se realizó el análisis estructural, están en la ruta crítica de la investigación y se realizará luego de los trabajos de campo en un plazo no mayor de 30 días.

De alcance, la investigación está limitado al análisis de muros de contención de diferentes tipos y elegir de manera correcta basado en función del mejor comportamiento y la que beneficie económicamente al proyecto. Entre los aspectos de la investigación se limitarán al método del equilibrio límite, usando normativas nacionales e internacionales como la E060, E030, ACI 319 y la ASHTTO.

## **1.7. VIABILIDAD DE LA INVESTIGACIÓN**

Es viable debido a su objetivo de abordar de manera efectiva los problemas económicos inherentes a proyectos de esta naturaleza. En muchos casos, la falta de información precisa conduce a una sobrevaloración del presupuesto inicial, lo cual resulta en mayores costos y variaciones en los tiempos de ejecución. Esta situación resalta la importancia de este estudio, ya que se enfoca en proporcionar datos y análisis que puedan mitigar estos riesgos y mejorar la gestión financiera de proyectos futuros. Al hacerlo, se pretende establecer una base sólida de información que pueda servir de guía y apoyo para optimizar la planificación, ejecución y control de recursos en iniciativas similares en el futuro.

## **CAPÍTULO II**

### **MARCO TEÓRICO**

#### **2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN**

##### **2.1.1. ANTECEDENTES INTERNACIONALES**

Amaya, et al (2023) en la tesis que lleva por título "Evaluación de una estructura de contención como alternativa de solución al deslizamiento presentado en el talud en el km 37 en la carretera que enlaza San Juanito con el calvario-Meta", buscó evaluar la idoneidad de una estructura que solucione los problemas recurrentes en el talud ubicado en el kilómetro 37 en la vía que conecta San Juanito con El Calvario, en el departamento del Meta. Se consideró la investigación descriptiva y experimental, utilizando como instrumentos un registro fotográfico, un estudio topográfico esquemático, un análisis de suelos utilizando el ensayo SPT, y finalmente, un estudio geológico y geomorfológico de la zona. Señalando en sus conclusiones que:

Dada la naturaleza del suelo granular en el área, propenso a la erosión y deslizamiento, se consideró que un muro de contención en voladizo era la opción más adecuada. Este muro transfiere presión lateral del suelo a la base, en lugar de empujar directamente contra el talud, lo que reduce la presión ejercida sobre este. Otros tipos de muros de contención, como aquellos que utilizan anclajes para estabilidad, no serían convenientes en este caso, ya que el talud carece de la rigidez necesaria para retener los anclajes. Asimismo, los muros de contención por gravedad no serían estratégicos, ya que se utilizan principalmente para alturas menores. El diseño incluye un sistema de drenaje para eliminar agua acumulada cuando el suelo está saturado, ya que esta acumulación puede generar una presión hidrostática significativa que podría causar la falla de la estructura. Las dimensiones del muro se han especificado con una altura de 10 metros, un ancho de cimentación de 7.8 m y una profundidad de 4.5 m. Estas dimensiones aseguran la estabilidad de la estructura frente al deslizamiento, el volteo y la capacidad de carga (p. 82)

Calderón (2023) en su tesis que lleva por título "Diseño de un sistema de estabilización de un talud, en el barrio Espejo de la parroquia Chillogallo, Cantón Quito, Provincia De Pichincha", tuvo como objetivo diseñar un sistema de estabilización utilizando la aplicación de modelación en software y el cumplimiento de especificaciones técnicas conforme a normativas como NEC 2015 y ACI 318-19. Este estudio se caracterizó por combinar enfoques experimentales y analíticos, dirigidos a recopilar un análisis exhaustivo de los problemas recurrentes enfrentados en la provincia de Pichincha. Además de identificar patrones de comportamiento, el análisis se extendió a la investigación de las causas subyacentes de estos problemas, buscando así establecer fundamentos sólidos para el diseño de soluciones efectivas y adaptadas a las condiciones locales en la provincia de Pichincha, señalando en sus conclusiones que:

La necesidad de implementar un sistema de estabilización en el talud del Barrio "Espejo" de la Parroquia Chillogallo, en el Cantón Quito, Provincia de Pichincha, ha sido determinada a partir de diversos ensayos y los problemas recurrentes observados a lo largo del tiempo. En este proyecto, centró en diseñar un sistema de estabilización utilizando clavos de anclaje, utilizando el software GEO5 para la modelación. Este diseño se realizó conforme a especificaciones técnicas, normas de construcción, la NEC 2015 y el ACI 318-19, con el objetivo principal de garantizar la seguridad y el bienestar de los residentes. En el desarrollo del proyecto, se utilizaron criterios estructurales adecuados, basados en los análisis proporcionados por el software Geo5. Se evaluaron diversas alternativas de solución, destacando el muro claveteado identificado como opción óptima del diseño, para esta elección se tomó consideraciones financieras como en aspectos técnicos, destacando su eficiencia, seguridad y confiabilidad, especialmente para taludes de gran altura. El proyecto también consideró otras alternativas, como muros de retención anclados, aunque estas opciones resultaron aproximadamente tres veces más costosas. Sin embargo, se concluyó que el muro claveteado ofrecía la mejor combinación de beneficios en términos de

seguridad estructural y rentabilidad a largo plazo para abordar los desafíos específicos del talud en cuestión (p. 106)

Ruiz (2022) en su estudio que lleva por título "Proyecto de estabilización del talud, en el sector Santa Ana abscisa (0+060 a 0+100), mediante el diseño de una pantalla atirantada, considerando un análisis tridimensional con cargas sísmicas, aplicando el análisis dinámico tiempo-historia, utilizando el programa midas GTS NX (3D)", tuvo como objetivo diseñar una pantalla atirantada utilizando un análisis tridimensional, que incorporará el efecto sísmico, aplicando específicamente el análisis dinámico Tiempo-Historia, mediante el programa MIDAS GTS NX 3D, como solución para estabilizar un talud ubicado en el sector Santa Ana, específicamente en las abscisas que van desde el punto 0+060 hasta el 0+100, siendo un estudio experimental donde se recolecto información de los principales eventos sísmicos y taludes en la región, se estableció en sus conclusiones que:

En esta investigación, se analizó la respuesta dinámica del sistema de contención utilizando tres eventos sísmicos representativos de la base de datos PEER. La metodología permitió identificar los momentos de alta aceleración en los registros sísmicos, cruciales para determinar el factor de seguridad contra el deslizamiento durante picos de aceleración máxima. Con el software Midas Gts Nx, se obtuvieron factores de seguridad en condiciones estáticas y pseudoestáticas: 1.38 y 0.95 para el primer escenario, y 1.40 y 1.056 para el segundo. Según la normativa (NEC Committee-SE-CM, 2014), solo el segundo cumplió con el factor de seguridad mínimo en condiciones pseudoestáticas. Además, la implementación del sistema de contención anclado mostró factores de seguridad de 1.57 y 1.25 en el primer escenario, y 1.74 en el segundo bajo condiciones estáticas, superando los requisitos normativos y garantizando la estabilidad del talud tanto en condiciones estáticas como pseudoestáticas (p. 116)

### **2.1.2. ANTECEDENTES NACIONALES**

Condori (2022) en la investigación titulada "Diseño de muros de contención para la estabilización de taludes del Asentamiento Humano 15 de junio calle B- Ate, 2022", tuvo como objetivo proponer un diseño de muros de contención para estabilizar los taludes del asentamiento humano en la calle B del 15 de junio, dicho estudio fue de naturaleza aplicada, utilizando un enfoque cuantitativo sin experimentación directa. Se llevó a cabo un análisis de mecánica de suelos y se realizó un levantamiento topográfico detallado de la zona como parte integral del proceso de investigación, señalando en sus conclusiones que:

Se determinó que el diseño y la construcción de los muros de contención han logrado estabilizar exitosamente el talud en el Asentamiento Humano, mediante el uso de métodos apropiados para calcular los parámetros de diseño y los factores de seguridad, conforme a las directrices de la "Norma Técnica Peruana" C.E.-0.20 sobre suelos y taludes, así como los estándares del "Reglamento Nacional de Edificaciones" en E-0.50 para suelos y cimentaciones y E-0.60 para concreto armado. Además, se realizó una simulación detallada utilizando el software ETABS. El estudio exhaustivo de mecánica de suelos fue fundamental para influir de manera significativa en el diseño final del muro, utilizando datos como la clasificación del suelo, ángulo de fricción y cohesión. En nuestro caso, se encontró un suelo de grava limosa (GM), adecuado por su alta capacidad de carga pero que disminuye con el agua. Se determinó que un talud de 3.15 m requiere un muro de gravedad de 3.50 m y un talud de 4.25 m requiere un muro en voladizo de 4.50 m, ambos cumpliendo los factores de seguridad necesarios. Finalmente, la simulación en ETABS verificó que el diseño de la estructura cumple con los parámetros establecidos, mostrando deformaciones satisfactorias. (p. 66)

Trinidad (2020) en la investigación con título " Análisis comparativo de muros de contención para la estabilización de talud en el centro poblado La Candelaria - Huaral, Lima 20192", tuvo como objetivo Analizar el tipo de muro para la estabilidad de talud en el centro poblado

La Candelaria Huaral 2019, siendo una investigación cuasi experimental teniendo un enfoque cuantitativo, de acuerdo al procedimiento de ejecución del proyecto fueron las siguientes: Se realizó el estudio de suelo tomando 3 calicatas extrayendo 1 muestra por calicata mayor a 10 metros cada muestra como lo manda la norma, señalando en sus conclusiones que:

Se determinó que, para la estabilización del talud en el área de estudio, el muro de contención en voladizo es más adecuado que el muro de gravedad. El muro de voladizo cumple con todos los parámetros necesarios, mientras que el muro de gravedad no es apto debido a su limitación de altura según la norma CE.020 suelos y taludes, que establece una altura máxima de 5 metros. Se adoptó la teoría del empuje de Rankine, promovida por la misma norma, para un diseño y dimensionamiento óptimos sin excedentes innecesarios. El estudio de suelos, conforme al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y la NTP 339.134, identificó el suelo como grava limosa (GM) de baja plasticidad. Además, se calculó la demanda económica, resultando en s/ 771,002.37 para el muro de voladizo y s/ 379,857.48 para el de gravedad, evidenciando una diferencia significativa en los costos. En conclusión, el muro de voladizo es la solución más efectiva y conforme a los parámetros necesarios para la estabilización del talud en el lugar de estudio (p. 79)

Hurtado y Hospinal (2023) en la investigación con título "Análisis estructural de un muro de contención de concreto armado para la estabilización del talud de la carretera Oyón Ambo tramo II en el tramo km 208+200 al km 208+235 en la provincia de Pasco desvío Chancay", tuvo como objetivo diseñar un muro de contención que pueda estabilizar el tramo Km 208+205 - Km 208+235, siendo una investigación proyectual experimental se aplicó en la zona mencionada, señalando en sus conclusiones que:

En el análisis estructural se observó que los momentos de mayor magnitud provienen de la combinación de cargas por eventos extremos, considerando el empuje activo total y el empuje sísmico por el peso de la estructura. Se propusieron seis muros de contención con longitudes

de 5 m: MC-9 (5.8 m), dos MC-7 (4.7 m), dos MC-6 (4.4 m), y MC-5 (3.8 m). Todos los muros cumplen con el criterio de estabilidad, aunque la inclusión de efectos sísmicos aumenta el volumen y el costo de construcción. La masa del suelo es la fuerza predominante en la estabilidad. Los costos de los muros MC-7, MC-9, MC-5 y MC-6 son s/88,798.97, s/108,078.41, s/67,305.36 y s/81,205.77, respectivamente, con costos por metro lineal de s/17,759.79, s/21,615.68, s/13,461.07 y s/16,241.15. El costo directo total de construcción, considerando las partidas de la sección 7, es de s/515,581.99 (p. 69)

### **2.1.3. ANTECEDENTES LOCALES**

Herrera (2023) en la investigación titulado "Análisis estático y pseudoestático en la estabilización de talud mediante muro de suelo reforzado de la carretera PE-3N del tramo km 263+100 - 263+150, Huánuco – La Unión, 2023", tuvo como objetivo determinar el impacto del uso de muros de suelo reforzado en el análisis estático y pseudoestático de la estabilidad del talud en la carretera PE-3N, específicamente en el tramo km 263+100 a 263+150, Huánuco-La Unión, siendo una investigación aplicada o tecnológica, también conocida como utilitaria, se enfocó en la población longitudinal de la sierra, es decir, la Ruta Nacional con el código PE3N, localizada en el distrito de Quisqui, provincia y región de Huánuco, señalando en sus conclusiones que:

La propuesta de utilizar muros reforzados para mejorar la estabilidad en los taludes de los kilómetros 263+100 y 263+150 ha arrojado resultados positivos. Los análisis estáticos realizados con el software Geo5 23 (Demo) indican un aumento significativo en los índices de seguridad, tanto en términos de deslizamientos como de vuelcos. Se ha observado un índice de seguridad del 2.56 para deslizamientos, lo cual supera el umbral mínimo establecido en el Manual de diseño de Geo&Soft Pavco, fijado en 1.50, y un factor de seguridad de 4.64 para vuelcos, también por encima del valor mínimo requerido. Estos resultados respaldan la eficacia de la solución propuesta en mitigar los

riesgos asociados con los taludes, beneficiando tanto a los residentes cercanos como a los transportistas que utilizan la vía (p. 136)

Quispe y Rufino (2023) en la investigación con título "Análisis de estabilidad y propuesta de mejora de los muros de contención de la I.E de Chicchuy en el distrito de Amarilis, Huánuco – Huánuco considerando métodos pseudo-estáticos", tuvo como objetivo reconfigurar los muros de contención en la Institución Educativa de Chicchuy, ubicada en el distrito de Amarilis, Huánuco - Huánuco, considerando factores geotécnicos como la actividad sísmica, características del suelo y la efectividad del drenaje, siendo una investigación proyectual tuvo como instrumentos la tabla comparativa de muestras que fue aplicada en la población determinada por las zonas de Chicchuy, señalando en sus conclusiones que:

Se realizaron pruebas de suelo en la I.E de Chicchuy, confirmando que los parámetros clave permanecían consistentes con los informes anteriores. El suelo fue identificado como arcilloso con bajo contenido de arena (CL), con un peso específico de  $1.8 \text{ ton/m}^3$ , un ángulo de fricción de  $25.9^\circ$  y una cohesión de  $1.8 \text{ tonf/m}^2$  en el relleno, y de  $7.365 \text{ tonf/m}^2$  en la cimentación. Tras revisar el diseño de los muros de contención, se encontró que, si bien cumplían con el factor de seguridad mínimo requerido para el volteo, fallaban en cuanto al deslizamiento. Por lo tanto, se propuso una nueva solución para garantizar la estabilidad a largo plazo. Se ideó un sistema de drenaje hidráulico utilizando lloraderos con geotextiles, diseñado específicamente para el clima y suelo de la zona, con el objetivo de evacuar el agua retenida en el trasdós del muro y protegerlo de posibles desgastes. El geotextil actuaría como un filtro, permitiendo el paso del agua mientras retiene las partículas, y los tubos de PVC estratégicamente ubicados facilitarían el drenaje adecuado del agua (p. 110)

Magariño (2023) en la investigación titulada "Estabilización de taludes con zanjas de coronación en la carretera vecinal roque esquina – Pampamarca – Huequia Goñupa, distrito de Yarumayo, provincia y departamento de Huánuco 2021", tuvo como objetivo conocer el impacto de la construcción de zanjas de coronación en la estabilización de

taludes de carreteras vecinales, este estudio adoptó un enfoque cuantitativo, utilizando una muestra seleccionada de manera no probabilística en la carretera vecinal Roque Esquina - Pampamarca - Huequia Goñupa., señalando en sus conclusiones que:

Durante el año 2021, se implementaron zanjas de coronación en los taludes de la carretera vecinal que une Roque Esquina, Pampamarca y Huequia Goñupa, en el Distrito de Yarumayo, Provincia y Región Huánuco. Estas obras han demostrado tener un impacto positivo en la estabilidad de los taludes. Se observó un incremento del 36% en la estabilización del talud, impulsado por un aumento del 12% en la fuerza estabilizadora debido al ángulo de fricción, y un aumento del 28% debido a la cohesión. Además, se registró una reducción del 5.2% en la fuerza desestabilizadora. Comparando los valores antes y después de la construcción de las zanjas de coronación, se encontró que los taludes mostraron una mejora del 36% en su estabilidad, subrayando así el impacto positivo de estas estructuras en la mitigación de riesgos (p. 59)

## **2.2. BASES TEÓRICAS**

### **2.2.1. TEORÍA DEL EMPUJE ACTIVO Y PASIVO**

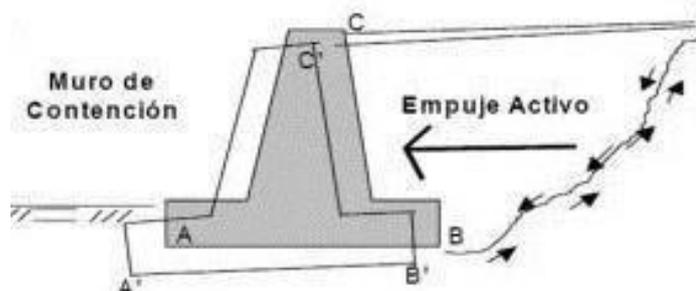
Según Sowers y Sowers (1972), los empujes de tierra son fuerzas que el suelo ejerce sobre una estructura de contención, como un muro de contención, tanto en el trasdós como en la cimentación. Estos empujes pueden variar en magnitud dependiendo del movimiento de la estructura. Cuando la estructura de contención se desplaza y rota hacia el exterior del suelo, se experimenta el empuje mínimo, conocido como empuje activo. Este empuje ocurre cuando el muro se aleja del suelo, reduciendo la presión que el suelo ejerce sobre él.

Por otro lado, el empuje máximo, conocido como empuje pasivo, se produce cuando la estructura de contención se desplaza y rota hacia el interior del terreno, aplastándolo. En esta situación, el suelo ejerce una presión máxima sobre la estructura debido a la reducción del espacio disponible para el suelo detrás del muro. Este empuje pasivo es crítico en el diseño de estructuras de contención, ya que implica la máxima

carga que la estructura debe soportar para mantener la estabilidad del talud o la masa de tierra adyacente.

**Figura 1**

*Empuje Activo*

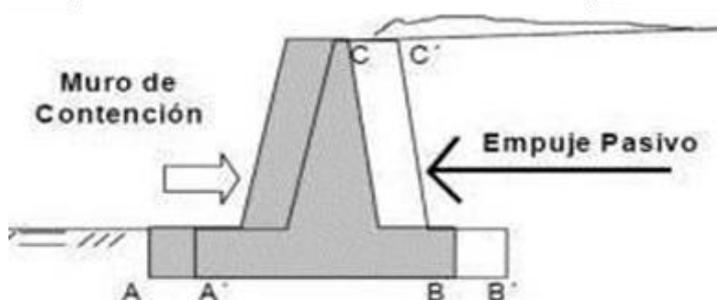


Fuente. Plataforma web Geotecnia fácil.

El análisis de estos empujes es fundamental en la ingeniería geotécnica para garantizar que las estructuras de contención sean seguras y efectivas en la estabilización de suelos, previniendo deslizamientos y fallos estructurales. Además, se considera la influencia de factores como la cohesión del suelo y las condiciones de drenaje para un diseño adecuado y seguro de estas estructuras.

**Figura 2**

*Empuje Pasivo*



Fuente. Plataforma web Geotecnia fácil.

## 2.2.2. TEORÍA DE COULOMB

Charles-Augustin de Coulomb (1776) se destacó por su estudio y análisis de las presiones laterales ejercidas por los terrenos y las estructuras de contención, lo que lo convierte en un pionero en este campo.

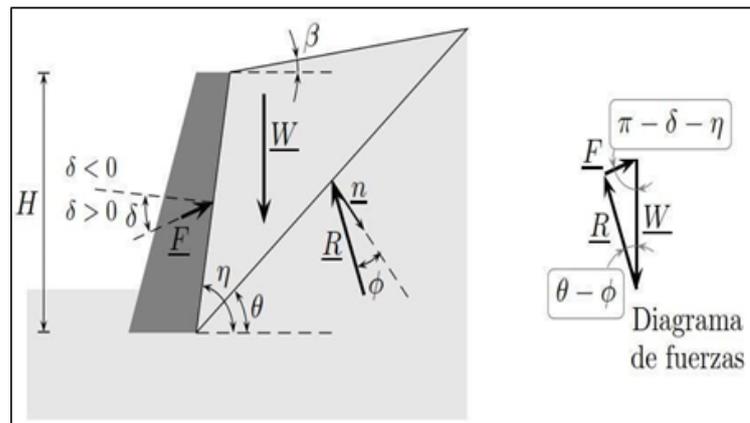
Sáez (2010) menciona que la teoría de Coulomb es una herramienta fundamental para el diseño y análisis de estructuras de contención, ya que permite determinar los empujes generados por el

terreno. Esta teoría distingue entre el empuje activo, que es la fuerza ejercida por el suelo cuando se expande y desplaza el muro hacia afuera, y el empuje pasivo, que es la fuerza ejercida cuando el terreno se comprime y el muro se desplaza hacia adentro.

Según Sowers y Sowers (1972), el análisis al no considerar el estado de tensiones existentes en la cara del muro en contacto con el suelo, lo que facilita los cálculos, pero también implica una aproximación que puede no capturar todos los detalles del comportamiento real del terreno y la estructura. Esta simplificación es útil en muchos casos prácticos, pero debe aplicarse con precaución y, en algunos casos, complementarse con análisis más detallados o métodos empíricos que tomen en cuenta las condiciones específicas del sitio y el tipo de suelo involucrado

**Figura 3**

*Fuerzas de empuje activo y pasivo mediante el método de Coulomb*



*Nota.* Sáez (2010).

En la figura 3 se muestra el equilibrio de fuerzas que actúan sobre la cuña de terreno en la cara posterior del muro. Se identifican tres fuerzas principales: el peso  $W$ , la reacción  $R$  ejercida sobre la superficie de ruptura, y la fuerza ejercida debido a la inclinación  $\delta$  del muro con respecto a la normal del muro-suelo.

La resultante se denomina  $F_a$  en el caso de empuje activo, cuando la inclinación de  $R$  forma un ángulo  $\phi$  con  $n$ , y se llama  $F_p$  en el caso de empuje pasivo, cuando el ángulo entre la reacción y  $n$  es  $-\phi$ . Los valores de  $F_a$  y  $F_p$  se pueden determinar a partir de análisis límite de la teoría de plasticidad. Así, el análisis propuesto por Coulomb es de

tipo cinemático, permitiendo la selección del ángulo de la superficie crítica:

- a) En el caso de empuje activo, se busca minimizar la fricción que se puede movilizar o, de manera equivalente, maximizar la fuerza que la cuña de terreno en movimiento ejerce sobre el muro de contención cuando este se desplaza. Este empuje activo ocurre cuando el muro se aleja del terreno, permitiendo que la masa de tierra detrás del muro se expanda y deslice, ejerciendo así la mínima resistencia friccional y generando una fuerza máxima sobre el muro. Esta condición es crucial para el diseño de muros de contención, ya que ayuda a determinar la presión mínima que el terreno puede ejercer cuando se está en movimiento.
- b) En el caso de empuje pasivo, se maximiza la fricción cuando la estructura de contención se desplaza en dirección al terreno. Este empuje pasivo ocurre cuando el muro se mueve hacia el terreno, comprimiéndolo. En esta situación, la fricción entre el terreno y el muro es maximizada, y la masa de tierra detrás del muro ofrece la máxima resistencia al movimiento, resultando en la fuerza mínima ejercida sobre el muro. Esta condición es fundamental para calcular la resistencia máxima que el terreno puede ofrecer y para asegurar la estabilidad del muro bajo condiciones de carga máxima.

### **2.2.3. TEORÍA DE RANKINE**

En su estudio sobre el suelo realizado en 1857, Rankine considera el suelo como una masa en equilibrio plástico, representando el estado de equilibrio más mínimo que puede alcanzar, siendo extremo y cercano a la ruptura (Alva & Torres, 1983).

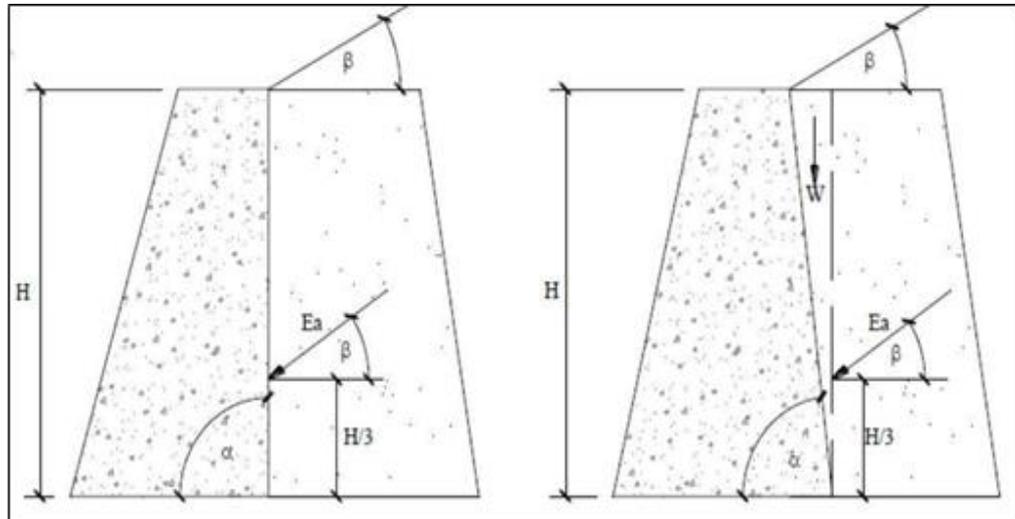
En la teoría de Rankine, los cálculos para determinar los empujes del suelo sobre los muros son más simples de resolver en comparación con la teoría de Coulomb, debido a las siguientes hipótesis:

- a) El suelo se considera una masa homogénea e isótropa.
- b) No hay fricción entre la superficie del suelo y el muro.

- c) La cara posterior del muro es vertical, y la resultante del empuje de tierras se aplica a un tercio de la altura del muro, medida desde su base.

**Figura 4**

*Teoría de Rankine*

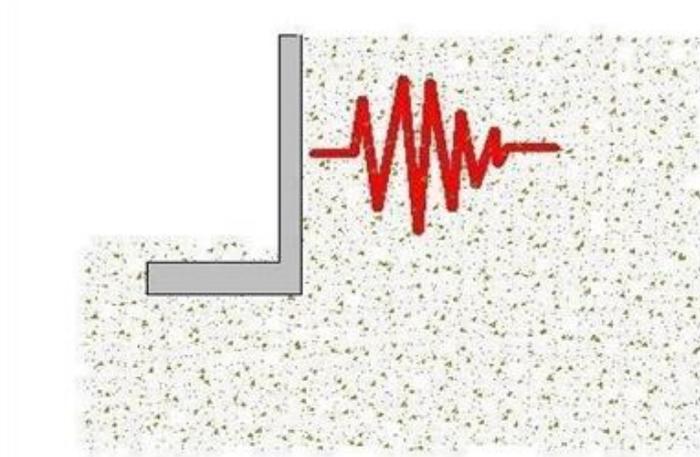


*Nota. Sáez (2010).*

En la figura 4, se observa que el empuje de tierra se considera paralelo a la inclinación del terreno, formando un ángulo  $\beta$  con la horizontal. Esta configuración es relevante en el análisis de estabilidad de los muros de contención, ya que el empuje de tierra no siempre actúa horizontalmente, sino que puede variar según la inclinación del terreno circundante.

**Figura 5**

*Cálculo del empuje dinámico activo (Monobe Okabe)*



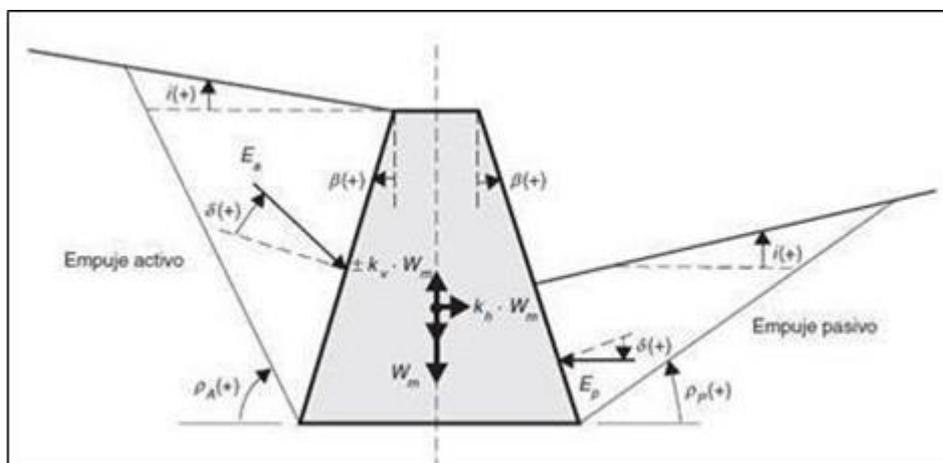
*Nota. Sáez (2010).*

Este método es de carácter pseudoestático, ya que, además de considerar las fuerzas de empuje en una situación estática, incorpora las fuerzas inerciales y los sobre-empujes generados por sismos (Alva & Torres, 1983).

Cuando se trata de un muro de contención en ménsula, que puede moverse en la parte superior, los empujes en el trasdós serán activos, mientras que en la parte de la zapata que queda enterrada en el intradós se manifestará el empuje pasivo. Por lo tanto, de acuerdo con la nomenclatura de la figura siguiente:

**Figura 6**

*Cálculo del empuje dinámico activo (Monobe Okabe)*



*Nota.* Sáez (2010).

Cuando no hay un evento sísmico, el equilibrio de fuerzas en un muro de contención implica la consideración de los empujes activos y pasivos.

La resultante de estos empujes se calcula teniendo en cuenta las propiedades del suelo y las características del muro de contención, asegurando que el diseño del muro pueda soportar las fuerzas ejercidas en condiciones normales, es decir, sin la influencia de un sismo:

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \cdot \gamma H^2 K_{AE}$$

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \cdot \gamma H^2 K_{AE}$$

Donde:

$$K_{ae} = \frac{\cos(\phi - \beta)^2}{\cos(\beta)^2 \cdot \cos(\delta + \beta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - i)}{\cos(\delta + \beta) \cdot \cos(i - \beta)}}\right)^2}$$

$$K_{ae} = \frac{\cos(\phi + \beta)^2}{\cos(\beta)^2 \cdot \cos(\delta - \beta) \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \cdot \sin(\phi + i)}{\cos(\delta - \beta) \cdot \cos(i - \beta)}}\right)^2}$$

Siendo:

$$\theta = \arctan\left(\frac{K_n}{1 \mp K_r}\right)$$

Podemos considerar el coeficiente sísmico horizontal como una función de la aceleración de cálculo, lo cual implica ajustar el diseño del muro de contención para resistir las fuerzas sísmicas esperadas:

$$K_n = \frac{a_c}{g}$$

Debemos tener en cuenta que, en las fórmulas mencionadas anteriormente, al obtener los coeficientes de empuje dinámicos ( $i + 0 > \phi$ ), el término seno ( $\phi - i - 0$ ) es negativo, esto implica calcular una raíz cuadrada con signo negativo, lo que conduce a soluciones con números complejos, un aspecto que puede resultar desafiante para los técnicos involucrados en el análisis estructural.

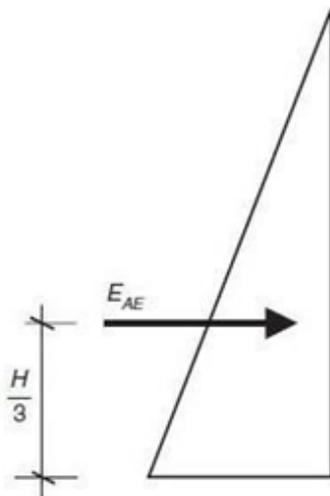
$$\Delta E_{AD} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (K_{AD} - K_{AE})$$

Así, la ubicación de las resultantes de los empujes se simplifica, con un incremento del empuje dinámico que forma un triángulo invertido en comparación con el caso estático, por lo que será:

$$(E_{AT} = (E_{AE} - \Delta E_{AD}))$$

**Figura 7**

Posición del resultando a 1/3 de la altura del muro



Nota. Sáez (2010).

Cuando se produce un sismo, la resultante de los empujes activos (EAD) y pasivos (EPD) ahora se expresa de la siguiente manera:

$$E_{AD} = \frac{1}{2} \cdot \gamma H^2 K_{AD}$$

$$E_{PD} = \frac{1}{2} \cdot \gamma H^2 K_{AD}$$

Donde:

$$K_{ae} = \frac{(1 \mp K_r) \cos(\phi - \beta - \theta)^2}{\cos\theta \cos(\beta)^2 \cdot \cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - i - \theta)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \cos(i - \beta)}} \right)^2}$$

$$K_{ae} = \frac{(1 \mp K_r) \cos(\phi + \beta - \theta)^2}{\cos\theta \cos(\beta)^2 \cdot \cos(\delta - \beta + \theta) \cdot \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + i - \theta)}{\cos(\delta - \beta + \theta) \cdot \cos(i - \beta)}} \right)^2}$$

Siendo:

$$\theta = \text{arc tg} \left( \frac{K_n}{1 \mp K_r} \right)$$

Logrando tomar en cuenta el coeficiente sísmico horizontal en relación con la aceleración de diseño como:

$$K_n = \frac{a_c}{g}$$

Con respecto a la localización de la resultante de empujes, no es tan directa como en el caso estático. Por consiguiente, se estima que el empuje activo dinámico total está conformado por el empuje estático más un incremento debido al empuje dinámico.

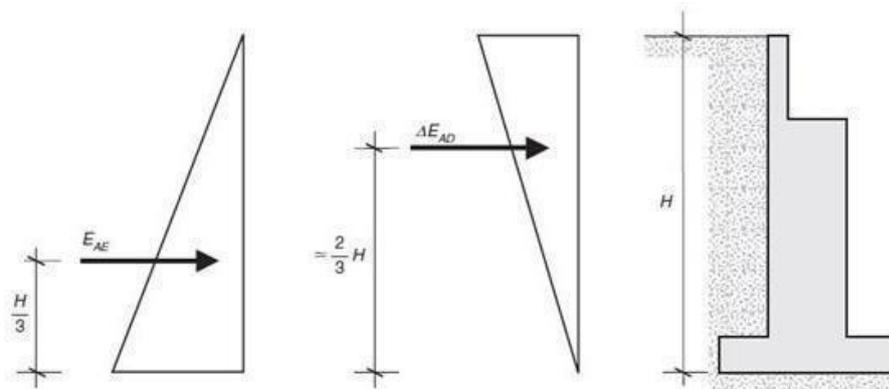
$$\Delta E_{AD} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (K_{AD} - K_{AE})$$

De esta forma, la ubicación de las resultantes de empuje se vuelve más sencilla, lo que resulta en un incremento del empuje dinámico en forma de triángulo invertido en relación al caso estático (la base mayor del triángulo ahora quedaría en la coronación del muro). La resultante es adecuada:

$$(E_{AT} = (E_{AE} - \Delta E_{AD}))$$

**Figura 8**

*Coefficientes parciales de seguridad claramente diferenciados*



*Nota.* Sáez (2010).

Es importante tener presente que, aunque inicialmente se podría suponer que la condición sísmica implicaría un aumento de los empujes en comparación con el caso estático, esto no necesariamente representa la condición más desfavorable para el dimensionamiento de la estructura. Cada situación, ya sea estática (persistente o transitoria) o sísmica (dinámica), requiere coeficientes parciales de seguridad claramente distintos.

#### 2.2.4. TEORÍA DE RANKINE

La Teoría de Terzaghi y Peck (1973) propone un método que se basa en experiencias anteriores como las de Coulomb y Rankine, combinadas con sus propias observaciones, siendo posiblemente el método más seguro para calcular los empujes de tierra.

Sin embargo, tiene limitaciones para muros que superan los siete metros de altura. Antes de diseñar un muro de contención, es crucial considerar el tipo de suelo adecuado para asegurar que el proyecto se adapte correctamente a las condiciones existentes. Terzaghi identifica cinco tipos de suelo distintos que deben tenerse en cuenta en este proceso:

1. Suelos granulares gruesos sin partículas finas, como arena o grava, constituyen el primer tipo identificado por Terzaghi. Estos suelos son caracterizados por su capacidad de drenaje y generalmente son menos susceptibles a movimientos.
2. Suelos granulares gruesos con baja permeabilidad y un contenido moderado de limo forman el segundo tipo. Aunque aún son predominantemente granulares, la presencia de limo puede afectar su permeabilidad y comportamiento ante cargas.
3. Suelos residuales compuestos por una mezcla de arena fina, limo, piedras y materiales granulares, con una proporción significativa de arcilla, constituyen el tercer tipo. Esta combinación puede resultar en una respuesta variable frente a cargas y condiciones de humedad.
4. Arcillas plásticas o muy blandas, limos orgánicos o arcillas limosas forman el cuarto tipo. Estos suelos son más propensos a movimientos y deformaciones bajo carga debido a su naturaleza expansiva y contráctil en respuesta a cambios de humedad.
5. Arcilla compacta o semi compacta, que permite una penetración insignificante de agua durante lluvias o inundaciones, representa el quinto tipo identificado. Si una arcilla no cumple con esta

condición, es recomendable no utilizarla como material de construcción y considerar alternativas más adecuadas.

Terzaghi y Peck (1973) clasificaron los suelos según su peso específico para determinar los empujes de tierra. Esta clasificación considera cómo las propiedades físicas de los suelos, como su densidad y composición, influyen en la resistencia y la presión que ejercen sobre las estructuras de contención. Este enfoque ayuda a diseñar de manera más precisa los muros de contención, asegurando que se seleccionen los materiales adecuados y se apliquen los métodos de cálculo más apropiados según las características específicas del suelo en cada proyecto.

**Tabla 1**

*Espesor específico para obtener los resultados de empuje*

<b>Tipo de suelo</b>	<b>Peso Especifico</b>
1	$\gamma = 1$
2	$\gamma = 1$
3	$\gamma = 1$
4	$\gamma = 10$
5	$\gamma = 10$

El método de Terzaghi es aplicable en cuatro categorías de rellenos que se caracterizan por sus configuraciones de superficie y tipos de sobrecarga asociados.

### **2.2.5. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD POR EQUILIBRIO LÍMITE**

El método de límite de equilibrio se emplea para determinar los factores de seguridad mediante un análisis regresivo de la resistencia al cortante en el punto de falla. Para calcular el factor de seguridad de un talud, es crucial conocer las propiedades de resistencia al cortante del suelo, las presiones de poros y otras características relevantes.

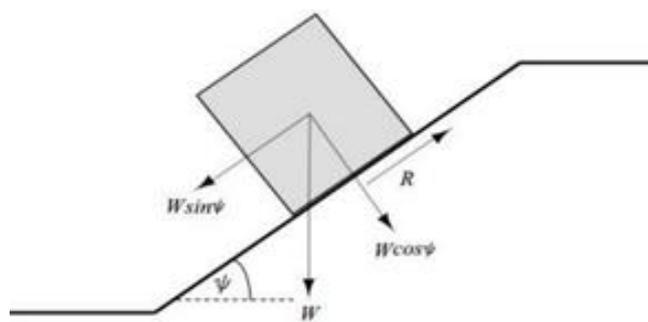
Según Suárez (1998), este método requiere datos sobre la resistencia del suelo, pero no considera la relación esfuerzo-deformación. Supone que, en caso de falla, las fuerzas y resultantes actuantes tienen un factor de 1.00 a lo largo de la superficie de falla.

El análisis de límite de equilibrio evalúa si los suelos de una ladera pueden resistir las fuerzas de corte que podrían provocar fallas y deslizamientos.

Este método se basa en principios físicos estáticos, representados visualmente por un bloque o masa ( $W$ ) apoyado sobre un plano inclinado con un ángulo ( $\psi$ ) respecto al plano horizontal, afectado únicamente por la gravedad vertical que reacciona sobre el bloque ( $W$ ).

**Figura 9**

*Geometría de un bloque deslizante en un plano inclinado a un ángulo  $\psi$*

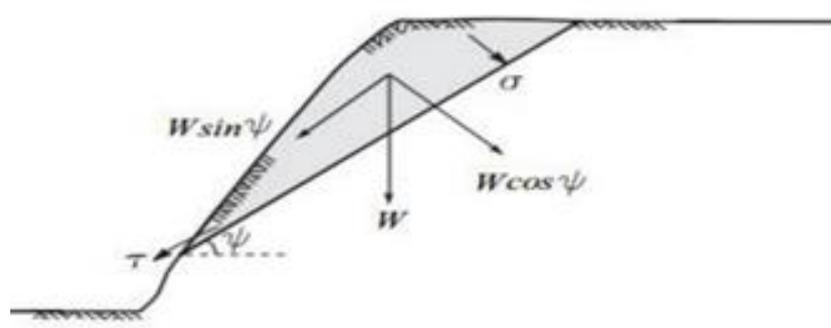


*Nota.* Sáez (2010).

La componente del peso “ $W$ ” que tiende a mover el bloque hacia abajo es  $W \sin \psi$  y la componente que ayuda a estabilizarlo al bloque es  $W \cos \psi$ .

**Figura 10**

*Bloque talud con superficie de falla plana a  $\psi$  grados de la horizontal*



*Nota.* Sáez (2010).

## 2.2.6. ANÁLISIS PSEUDOESTÁTICAS

El análisis de equilibrio límite, utilizando el método de Bishop, incorpora fuerzas pseudoestáticas horizontales y verticales debido a eventos sísmicos.

Según lo establecido por Ruesta et al. (2011), los coeficientes sísmicos varían según la sismicidad local, condiciones de cimentación, tiempo de vida útil de la estructura y riesgos de daño a estructuras aguas abajo de la presa. La carga sísmica pseudoestática se aplica únicamente en la superficie crítica identificada en el análisis estático, donde la fuerza vertical se considera generalmente nula, enfocándose solo en las fuerzas horizontales sísmicas.

El método pseudoestático presenta limitaciones al simular el efecto real de un sismo en un talud, dado que no considera las características dinámicas y cíclicas de las fuerzas sísmicas sobre estructuras de tierra deformables.

Según Suárez (2013), este método sustituye las fuerzas dinámicas del sismo por una carga estática aplicada al muro de contención, lo cual omite la verdadera naturaleza del movimiento y respuesta de los materiales del talud ante estímulos sísmicos (p. 130)

### **2.2.7. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD**

Según Torres (2008), para evaluar la estabilidad de una estructura, es esencial considerar diversas fuerzas actuantes en la base de la fundación, como los empujes del suelo, cargas adicionales y sobrecargas. Estos análisis son cruciales para estudiar el riesgo de volcamiento, desplazamiento y las presiones aplicadas al suelo (p. 8). Entre las fuerzas relevantes se encuentra el peso propio del muro, que se calcula mediante divisiones geométricas conocidas del muro.

Otro factor crucial para el análisis de estabilidad es la presión ejercida por el relleno sobre el muro, que puede generar desplazamientos. Esta presión se denomina activa cuando puede provocar movimiento en el muro. En contraste, si no hay movimiento, se considera una presión en estado de reposo. Si el muro se desplaza hacia el relleno, se habla de una presión pasiva (Hoek & Bray, 1981)

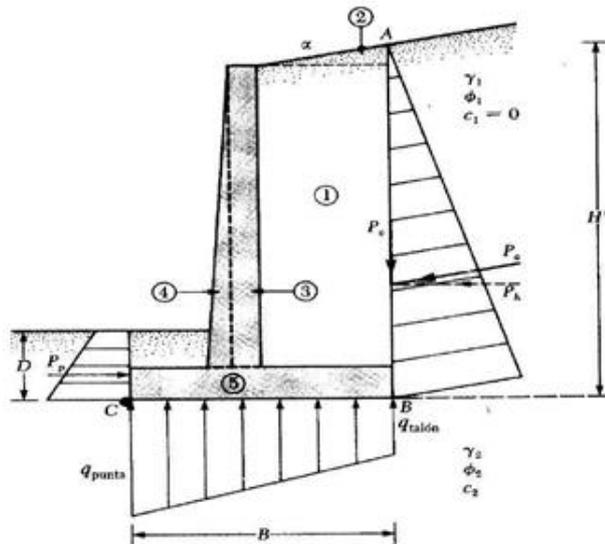
### **2.2.8. ESTABILIDAD DE VOLCAMIENTO**

Para garantizar la estabilidad frente al volcamiento, es crucial considerar el empuje del suelo que ejerce presión sobre el muro,

buscando voltearlo, como se ilustra en el punto C del gráfico. Contrarrestando estas fuerzas verticales, surgen momentos estabilizantes que actúan en sentido contrario, proporcionando estabilidad al sistema. Este análisis permite evaluar y mitigar los riesgos de inestabilidad estructural.

**Figura 11**

*Volcamiento por efecto del empuje del terreno*



*Nota.* Das (2001).

El factor de seguridad contra el volcamiento se define por la relación entre el momento de estabilidad y el momento de vuelco, donde el volteo debe ser igual o mayor al valor establecido por las normativas aplicables. Este parámetro es crucial para asegurar que la estructura de contención pueda resistir las fuerzas de carga y presión del suelo sin riesgo de volcamiento, cumpliendo así con los estándares de seguridad estructural.

### **2.2.9. ESTABILIDAD DE DESLIZAMIENTO**

La estabilidad al deslizamiento es influenciada por las componentes horizontales del empuje activo ( $E_{ah}$ ), que intentan desplazar el muro en la dirección de la fuerza. Este deslizamiento es contrarrestado por fuerzas oppositoras, como la fricción y el rozamiento presentes en el plano de contacto entre el muro y el suelo de cimentación. La fuerza de rozamiento ( $F_r$ ) depende de las magnitudes de las fuerzas verticales que ejercen presiones sobre el suelo de

cimentación y del coeficiente de fricción entre el muro y el suelo (Hoek & Bray, 1981)

Dónde:

$F_r$  = Fuerza de rozamiento o fricción.

$f$  = Coeficiente de rozamiento.

$\Sigma W$  = Fuerza normal en la base del cimiento.

Para aplicaciones prácticas en el diseño de estructuras, se emplea el coeficiente de fricción entre el suelo y el concreto en el caso de suelos granulares. En suelos cohesivos, por otro lado, se considera la cohesión como un parámetro fundamental. Estos factores son cruciales para asegurar la estabilidad al deslizamiento y garantizar que las estructuras puedan resistir las fuerzas horizontales actuantes.

**Tabla 2**

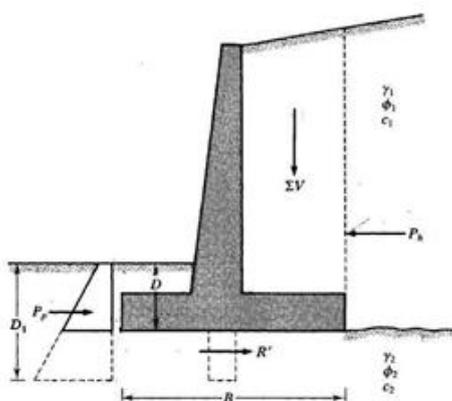
*Coeficientes de fricción*

MATERIAL	f
Arena o grava gruesa sin limo	0.50 – 0.70
Materiales granulares gruesos con limo	0.45
Arena o grava fina	0.40 – 0.60
Arcillas densas	0.30 – 0.50
Arcillas blandas o limo	0.20 – 0.30

Los coeficientes de rozamiento que podrían utilizarse cuando no se cuenta con datos experimentales se encuentran en la tabla 2.

**Figura 12**

*Análisis por deslizamiento a lo largo de la zapata*



*Nota.* Das (2001).

Se recomienda que el factor de seguridad al deslizamiento sea de al menos 1.50, sin embargo, en la práctica es común utilizar un factor de 2.00, especialmente en puentes.

#### **2.2.10. MUROS DE CONTENCIÓN**

Son estructuras diseñadas para resistir o contrarrestar el empuje ejercido por masas de tierra, considerando especialmente los esfuerzos horizontales que pueden causar efectos como el volteo y el deslizamiento. La magnitud de este empuje está directamente relacionada con el peso del suelo y su volumen, los cuales a su vez dependen de las características naturales del suelo y su contenido de humedad (McCormac & Brown, 2011)

Para garantizar la estabilidad frente al deslizamiento y al volteo de un muro de contención, es necesario equilibrar las fuerzas internas con los empujes horizontales generados por la masa de suelo o relleno (Hoek & Bray, 1981)

Das (2001) explica que para el diseño de muros de contención es fundamental conocer los parámetros básicos del terreno donde se construirá y del relleno retenido detrás del muro, como el peso específico, el ángulo de fricción y la cohesión. Esto permite determinar la distribución uniforme del empuje lateral en el diseño del muro.

Según Suarez (1998), el propósito principal de una estructura de contención es resistir las fuerzas generadas por el suelo contenido y transferirlas de manera segura a la cimentación u otro plano fuera de la masa de suelo afectada. En este estudio se analizarán dos tipos de muros de contención, a saber, muros a gravedad y muros voladizos. Estos servirán como referencia o alternativa de solución para garantizar la estabilidad del talud inferior.

#### **2.2.11. MUROS EN VOLADIZA O DE CONCRETO ARMADO**

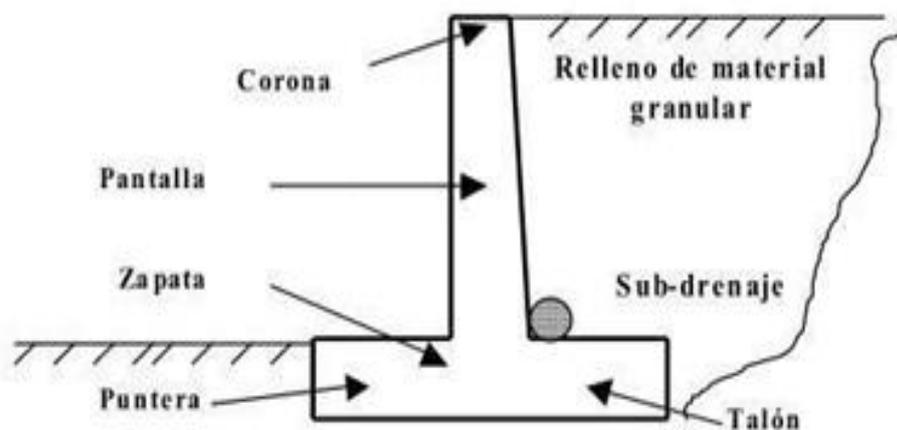
Desde la perspectiva de Torres (2008), los muros de contención en voladizo están contruidos con concreto reforzado con acero y se utilizan ampliamente para desniveles de hasta 9 metros debido a su costo

económico. Estos muros están diseñados para resistir los empujes generados por la presión del relleno mediante una estructura vertical que se proyecta hacia fuera (en voladizo) y una base de cimentación horizontal. Esto asegura la estabilidad del muro al permitir que soporte los momentos flectores y cortantes generados por los empujes del suelo. La forma en T invertida del muro en voladizo y el ancho de la zapata, combinados con la adecuada preparación del terreno en la parte posterior del muro, contribuyen a prevenir el volcamiento y el deslizamiento (p. 05)

Desde la óptica de Bernuy & Bueno (2015), los muros de contención en voladizo son estructuras de concreto reforzado que constan de un elemento vertical delgado y una base tipo losa. Estos muros son una opción económica para alturas máximas de hasta 25 pies (aproximadamente 8 metros) (p. 387)

**Figura 13**

*Muro de contención en voladizo*



*Nota.* Torres (2008).

## **2.2.12. MUROS DE CONTENCIÓN**

Teniendo en cuenta a Torres (2008), los muros de contención a gravedad son estructuras de gran masa que resisten las fuerzas laterales del suelo o rellenos mediante su propio peso y el peso del suelo que descansa sobre ellos. Estos muros suelen ser macizos y no requieren refuerzos adicionales, lo que los hace económicamente viables para alturas inferiores a 5 metros.

Desde el punto de vista de Das (2001) describe los muros de contención a gravedad como estructuras construidas con concreto simple o mampostería, que dependen de la resistencia del terreno sobre el que descansan y de su propio peso para lograr estabilidad. Este tipo de estructura no es económico lo que resulta en esfuerzos estructurales de baja magnitud. Das sugiere utilizar concreto de baja calidad ( $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$ ) para construir estos muros.

El análisis estructural de un muro a gravedad, según McCormac & Brown (2011), debe cumplir con los parámetros establecidos para resistir esfuerzos de tensión y compresión en todas sus secciones:

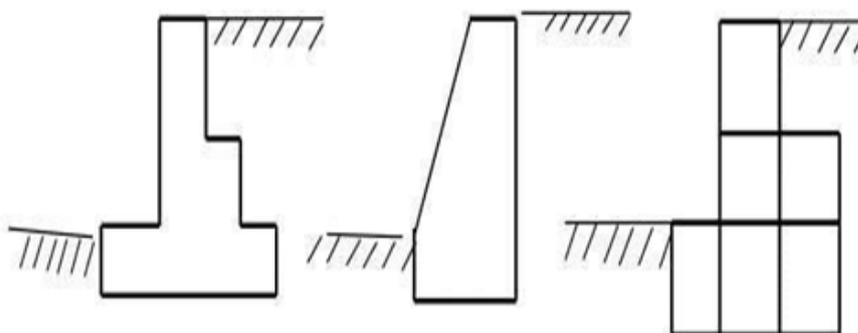
Dónde:

$f_t$  = 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.

**Figura 14**

*Muro a gravedad*



*Nota.* Torres (2008).

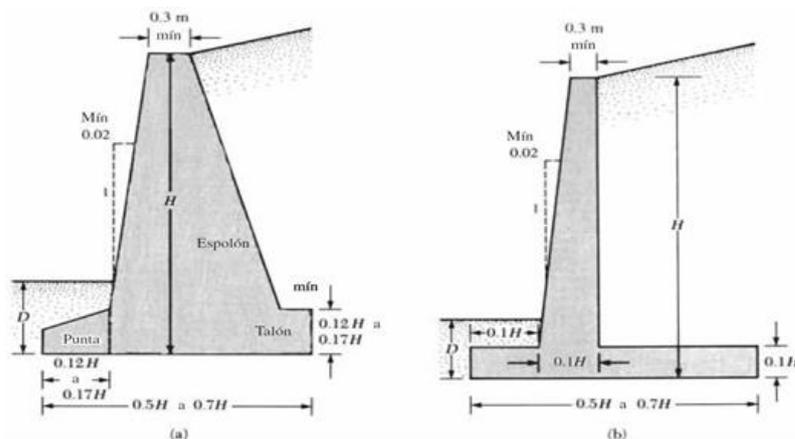
### **2.2.13. PREDIMENSIONAMIENTO DE MUROS DE CONTENCION**

Según Das (2001), en el diseño de estructuras como muros de contención, es crucial realizar estimaciones iniciales de dimensiones y dosificaciones de materiales. Estas estimaciones proporcionan una base inicial para verificar la estabilidad y el comportamiento estructural del muro. Si los resultados de las pruebas de estabilidad no cumplen con los criterios de diseño establecidos, se requiere revisar y ajustar las dimensiones y dosificaciones para garantizar que el muro sea seguro y funcional (p. 220)

Este enfoque inicial es fundamental para asegurar que el muro de contención pueda resistir adecuadamente las fuerzas laterales del suelo o relleno y mantener su estabilidad a lo largo del tiempo.

**Figura 15**

*Dimensiones de muros a gravedad y en voladizo para verificación es iniciales de estabilidad ( $D$  mínimo de 0.60 m)*

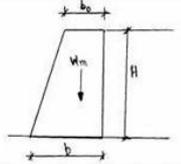
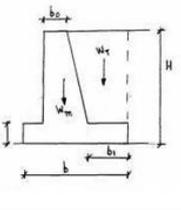
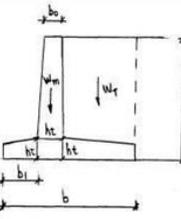


*Nota.* Torres (2008).

Según la Norma CE.020 (2012) del Reglamento Nacional de Edificaciones, se establecen los predimensionamientos recomendados para muros de gravedad y muros en voladizo. En este informe de tesis, se considerarán estos predimensionamientos como base para los cálculos iniciales que se realizarán en base al sostenimiento y considerando la Norma C.E.020.

**Figura 16**

*Predimensionamiento de muros de sostenimiento*

Tipo	Esquema	Predimensiones
<p><b>MUROS DE GRAVEDAD</b></p> <p><math>H \leq 5 \text{ m}</math></p>		<p><math>b_0 = (0,25 \sim 0,3) H</math></p> <p><math>b = (0,4 \sim 0,6) H</math></p>
<p><b>MUROS DE SEMIGRAVEDAD</b></p> <p><math>H \leq 5 \text{ m}</math></p>		<p><math>b = (0,5 \sim 0,7) H</math></p> <p><math>b_0 = 0,3 \sim 0,5 \text{ m}</math></p> <p><math>ht = (\frac{1}{8} \sim \frac{1}{16}) H</math></p> <p><math>b_1 = 0,5 ht</math></p>
<p><b>MUROS EN VOLADIZO</b></p> <p><math>H \leq 10 \text{ m}</math></p>		<p><math>b_0 = 0,2 \sim 0,5 \text{ m}</math></p> <p><math>b_1 = (\frac{1}{4} \sim \frac{1}{5}) B</math></p> <p><math>ht = (\frac{1}{8} \sim \frac{1}{12}) H</math></p> <p><math>b = (0,4 \sim 0,7) H</math></p>

*Nota.* Norma CE.020 (2012).

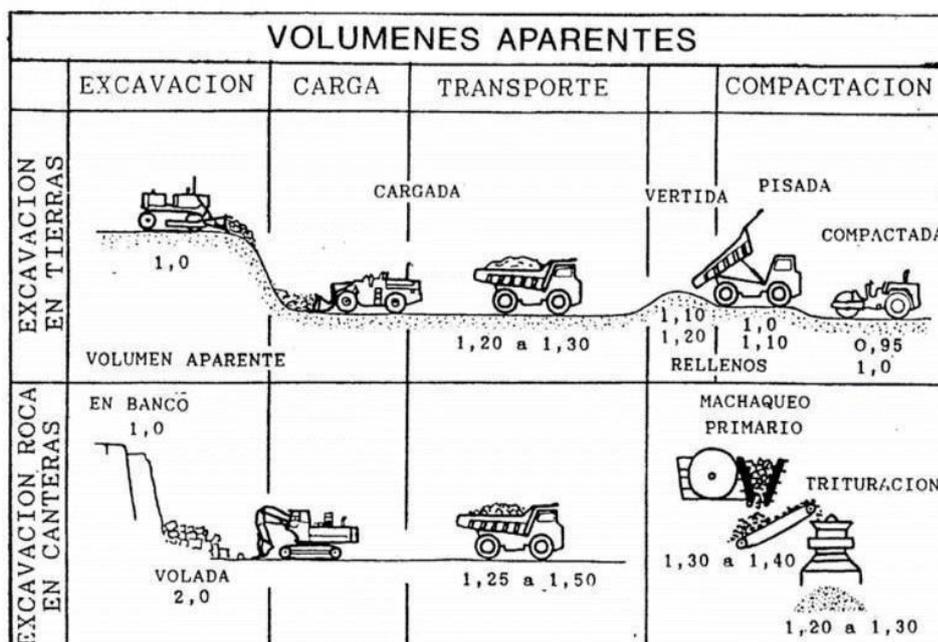
## 2.2.14. MOVIMIENTO DE TIERRA

Según Cherné & Gonzales (2005), el término movimiento de tierras se refiere a una serie de actividades o procesos realizados manualmente o con maquinaria, con el propósito de modificar la topografía de los terrenos naturales para satisfacer las necesidades de proyectos de obras públicas, minería o industria.

Las operaciones involucradas en el movimiento de tierras incluyen una variedad de actividades como la excavación o arranque del suelo, la carga del material excavado, su transporte o acarreo, la descarga en lugares específicos, el extendido o distribución del material, la humectación o desecación según sea necesario, la compactación para mejorar la estabilidad del suelo, refinamientos adicionales y procesos de saneamiento, entre otros. Estas actividades son fundamentales para preparar el terreno de manera adecuada antes de iniciar la construcción o cualquier otra actividad planificada (p. 7).

**Figura 17**

*Fases de movimiento de tierra en volúmenes*



*Nota.* Cherné y Gonzales (2005).

En la figura 17 se ilustra el concepto de volumen aparente, utilizando como referencia un metro cúbico (1 m<sup>3</sup>) de material en su estado original en el banco, a lo largo de las distintas etapas del movimiento de tierras.

Este enfoque permite a los ingenieros y operadores estimar con precisión la cantidad de material necesario para un proyecto, planificar las rutas de acarreo y gestionar de manera efectiva los recursos durante las operaciones de construcción o excavación.

### 2.2.15. IMPORTANCIA DE LOS MUROS DE CONTENCION EN LA SEGURIDAD SOCIAL

Esta clase de muros juega un papel crucial en la seguridad social, especialmente en áreas urbanas y rurales propensas a deslizamientos de tierra y erosión. Estos muros no solo protegen las infraestructuras y propiedades, sino que también salvaguardan la vida de las personas al prevenir catástrofes naturales. La estabilidad de los taludes y terrenos en pendientes es esencial para evitar derrumbes que pueden causar

daños significativos a viviendas, carreteras y otras estructuras vitales para la comunidad (Herrera, 2023)

La construcción de este tipo de muros contribuye a la prevención de accidentes y desastres, lo cual es fundamental para la seguridad social. En regiones donde las lluvias intensas y la escorrentía pueden desestabilizar el terreno, estos muros actúan como barreras que controlan y dirigen el flujo de agua, reduciendo así el riesgo de deslizamientos y erosión. Al mantener la estabilidad del suelo, se garantiza un entorno más seguro para los residentes, protegiendo tanto sus hogares como su integridad física (Herrera, 2023)

Además, tienen un impacto positivo en la economía y la calidad de vida de las comunidades. Al asegurar la estabilidad del terreno, permiten el desarrollo de infraestructuras y la expansión urbana en zonas que de otro modo serían inadecuadas para la construcción. Esto facilita el acceso a servicios básicos como agua, electricidad y transporte, mejorando así la calidad de vida de los habitantes. La inversión en estos muros se traduce en una reducción de los costos asociados a reparaciones y reconstrucciones tras desastres, contribuyendo a una economía local más robusta y resiliente. Esta es una medida preventiva que refleja una gestión proactiva del riesgo por parte de las autoridades y los planificadores urbanos. Esta proactividad es esencial para la construcción de comunidades seguras y sostenibles. La planificación y construcción de estos muros demuestran un compromiso con la protección y el bienestar de la población, fortaleciendo la confianza en las instituciones y promoviendo un entorno donde las personas puedan vivir y trabajar con mayor seguridad y tranquilidad.

### 2.3. DEFINICIONES CONCEPTUALES

1. **Acciones y Cargas:** Son las fuerzas y efectos externos que actúan sobre una estructura y que deben ser consideradas en su diseño para asegurar su estabilidad y seguridad.
2. **Análisis de Fases:** El análisis de fases en ingeniería civil se refiere al estudio detallado de las diferentes etapas o aspectos del comportamiento de una estructura bajo diversas condiciones de carga. Estas leyes ayudan a comprender cómo se distribuyen y actúan las fuerzas dentro de la estructura.
3. **Ángulo de Fricción Interna:** Una medida de la resistencia al deslizamiento entre partículas de suelo. Un mayor ángulo de fricción interna indica una mayor resistencia al esfuerzo cortante.
4. **Características Geotécnicas:** Eulalio (2011) se refieren a las propiedades físicas y mecánicas del suelo y las rocas que afectan su comportamiento bajo cargas. Estas propiedades son esenciales para el diseño y la construcción de cimientos, muros de contención, taludes y otras estructuras.
5. **Carga Permanente:** Son cargas constantes y de larga duración que actúan sobre una estructura, tales como el peso propio de los materiales de construcción y otros elementos permanentes.
6. **Círculo de deslizamiento:** En la estabilidad de taludes y muros de contención, se refiere a la superficie potencial de falla que sigue una trayectoria circular. Se utiliza para analizar y predecir la estabilidad del suelo detrás del muro.
7. **Deformidad:** La capacidad del suelo para deformarse bajo cargas aplicadas. Incluye propiedades como la compresibilidad (cómo se comprime el suelo bajo carga) y el módulo de elasticidad (cómo el suelo se deforma elásticamente bajo carga).
8. **Densidad del Suelo:** La masa del suelo por unidad de volumen, que afecta su comportamiento mecánico y su capacidad para soportar cargas.
9. **Deslizamiento:** Este análisis asegura que la base del muro de contención tenga suficiente fricción con el suelo subyacente para

prevenir el deslizamiento horizontal causado por las fuerzas de empuje del suelo.

10. **Dimensionamiento:** Se refiere al proceso de determinar las dimensiones óptimas y adecuadas de los componentes de una estructura para asegurar su estabilidad, seguridad y funcionalidad. Este proceso incluye la selección de materiales, el cálculo de las fuerzas que la estructura debe soportar y la determinación de las dimensiones necesarias para resistir estas fuerzas sin fallar.
11. **Empuje de tierra:** Es la presión ejercida por el suelo contra el muro de contención. Incluye la presión activa del suelo (cuando el muro se desplaza ligeramente) y la presión pasiva (resistencia del suelo cuando se presiona contra el muro).
12. **Esfuerzo Normal:** La fuerza perpendicular aplicada a una superficie dentro del suelo o la estructura. Es fundamental para evaluar la resistencia del suelo y la estabilidad estructural.
13. **Factor de Seguridad:** El factor de seguridad (FS) en ingeniería civil es un coeficiente que se utiliza para asegurar que las estructuras y componentes sean seguros bajo las condiciones de carga esperadas. Este coeficiente proporciona un margen adicional de seguridad para cubrir incertidumbres en las cargas, materiales y condiciones de operación (Yukio & Fukuoka, 1984).
14. **Ley de Axiales:** Describe cómo se distribuyen las fuerzas axiales (fuerzas que actúan a lo largo del eje longitudinal) dentro de los elementos estructurales, como columnas y vigas.
15. **Ley de Cortantes:** Detalla la distribución de las fuerzas cortantes (fuerzas que actúan perpendicularmente al eje longitudinal de un elemento) en los componentes estructurales. Es fundamental para evitar fallos por corte.
16. **Ley de Empujes:** Explica cómo se distribuyen las fuerzas de empuje lateral del suelo contra un muro de contención, permitiendo el diseño adecuado para resistir estas fuerzas.
17. **Ley de Momento Flector:** Describe la distribución de los momentos flectores (fuerzas que causan flexión o doblamiento) a lo largo de los elementos estructurales. Es crucial para diseñar

elementos que puedan resistir la flexión sin fallar (Yaccirema, 2013).

18. **Método de Equilibrio Límite:** El método de equilibrio límite es una técnica utilizada en la ingeniería geotécnica para analizar la estabilidad de taludes, muros de contención y otras estructuras de suelo. Este método evalúa las condiciones de equilibrio de fuerzas y momentos en la estructura para determinar si se encuentra en un estado estable o inestable.
19. **Presión Hidrostática:** Se refiere a la presión ejercida por el agua sobre el muro de contención. Un adecuado diseño de drenaje es necesario para mitigar esta presión y prevenir fallos estructurales
20. **Presupuesto:** Según Chero (2020), se trata de un análisis detallado que examina el desarrollo presente y futuro de un proceso productivo y financiero de una empresa. Este análisis implica calcular tanto los recursos utilizados (input) como los resultados obtenidos (output), considerando recursos como dinero, tiempo, materiales, uso de maquinaria y espacio, entre otros. El objetivo principal es evaluar la rentabilidad de los recursos invertidos y utilizados eficientemente en la empresa.
21. **Rendimiento:** Como señala Ibáñez (2012) el término rendimiento se refiere al producto o utilidad que una persona o cosa produce. En términos matemáticos, el rendimiento se define como la relación entre el resultado obtenido y los recursos empleados para alcanzar ese resultado.
22. **Sísmico:** Se refiere a las fuerzas generadas por movimientos sísmicos o terremotos. Estas fuerzas dinámicas deben ser consideradas en el diseño estructural, especialmente en zonas propensas a terremotos, para asegurar que la estructura pueda resistir y permanecer estable durante y después de un evento sísmico (Yaccirema, 2013).
23. **Sobrecarga:** Cargas adicionales aplicadas al suelo que aumentan la presión lateral sobre estructuras como muros de contención.
24. **Teorías de Coulomb:** Describen la resistencia al esfuerzo cortante de un material en términos de su cohesión y ángulo de

fricción interna. El criterio de falla de Coulomb establece que la falla ocurre cuando el esfuerzo cortante en un plano alcanza un valor crítico, que depende de la cohesión y la fricción interna del material

- 25. Teorías de Mohr:** Basadas en el círculo de Mohr, estas teorías relacionan el esfuerzo cortante y el esfuerzo normal en un material para predecir las condiciones de falla. El círculo de Mohr es una representación gráfica utilizada para encontrar el esfuerzo cortante máximo y el esfuerzo normal en un plano inclinado.
- 26. Volteo:** En el contexto de los muros de contención, el volteo se refiere al análisis del potencial de la estructura para volcar debido a las fuerzas de empuje lateral del suelo. Es crucial garantizar que el momento resistente de la base del muro sea mayor que el momento de vuelco provocado por estas fuerzas.

## **2.4. HIPÓTESIS**

### **2.4.1. HIPÓTESIS GENERAL**

H1: El análisis estructural de los muros de contención proporciona una mejora en la estabilización de taludes en el barrio La Florida del Callejón de Conchucos – 2023.

### **2.4.2. HIPÓTESIS ESPECÍFICOS**

HE1: Los parámetros estructurales de muros de contención de tipo por gravedad y en voladizo mejoran significativamente la estabilización de taludes en el barrio La Florida del Callejón de Conchucos - 2023.

HE2: La estabilidad en condiciones estáticas y pseudoestáticas es adecuada en muros de contención para la estabilización de taludes en el barrio La Florida del Callejón de Conchucos – 2023.

HE3: Los procesos geodinámicos afectan el diseño de muros de contención en la estabilización de taludes en el barrio La Florida del Callejón de Conchucos - 2023.

## **2.5. VARIABLES**

### **2.5.1. VARIABLE DEPENDIENTE**

V1: Análisis estructural de muros de contención.

### **2.5.2. VARIABLE INDEPENDIENTE**

V2: Estabilidad de Taludes.

## 2.6. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

### ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE MUROS DE CONTENCIÓN PARA LA ESTABILIZACIÓN DE TALUDES EN EL BARRIO LA FLORIDA DEL CALLEJÓN DE CONCHUCOS - 2023

VARIABLES	DEFINICIÓN OPERACIONAL	TIPO DE VARIABLE	DIMENSIONES	INDICADORES
VARIABLE INDEPENDIENTE				
ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE MUROS DE CONTENCIÓN	Los muros de contención son estructuras diseñadas para retener o contener materiales, como tierra, grava o escombros, en una pendiente o desnivel. Su análisis se llevará a cabo en base al dimensionamiento. Las acciones y cargas relevantes y un análisis de fases.	Cuantitativo	Dimensionamiento	Volteo Deslizamiento Circulo de deslizamiento
			Acciones y cargas	Carga Permanente Empuje de tierra Sobrecarga Sísmico
			Análisis de fases	Ley de axiles Ley de cortantes Ley de momento flector Ley de empujes Presión hidrostática
VARIABLE DEPENDIENTE				
ESTABILIZACIÓN DE TALUDES	Para la estabilización de taludes se debe tener en cuenta las características geotécnicas, los factores de seguridad y el método de equilibrio libre, en base a las teorías y fundamentos geotécnicos.	Cuantitativo	Características geotécnicas	Resistencia, deformidad
			Factor de seguridad	Cohesión, ángulo de fricción, esfuerzo normal, sobrecarga, densidad del suelo
			Método de equilibrio limite	Teorías de Mohr, Teorías de Coulomb

## **CAPÍTULO III**

### **MARCO TEÓRICO**

#### **3.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN**

Dado el planteamiento del estudio, se requirió realizar un análisis exhaustivo de los diferentes tipos de investigación disponibles para identificar aquel que mejor se adecuara a los objetivos y alcance del proyecto en cuestión.

##### **3.1.1. ENFOQUE**

El enfoque cuantitativo, sigue un proceso secuencial y probatorio en el que cada etapa se construye sobre la anterior sin omitir pasos. Este método implica partir de una idea inicial que se va delimitando progresivamente para establecer objetivos y preguntas de investigación claros.

Posteriormente, se realiza una revisión exhaustiva de la literatura pertinente y se desarrolla un marco teórico o perspectiva adecuada. Este enfoque se caracteriza por la necesidad de medir de manera precisa, para abordar problemas de estudio específicos y bien definidos.

La investigación cuantitativa se centra en la recolección de datos numéricos que posteriormente se cuantifican y analizan según su naturaleza.

##### **3.1.2. ALCANCE Y NIVEL**

El alcance de la investigación será correlacional, según lo descrito por Arias (2012). Este tipo de investigación se enfoca en determinar el grado de relación o asociación entre dos o más variables, sin implicar causalidad directa. En estos estudios, se inicia midiendo las variables relevantes y luego se emplean pruebas de hipótesis y técnicas estadísticas para estimar la correlación entre ellas. Aunque los estudios correlacionales no establecen relaciones de causa y efecto de manera explícita, pueden ofrecer indicios valiosos sobre las posibles causas subyacentes a un fenómeno (p. 25)

### 3.1.3. DISEÑO

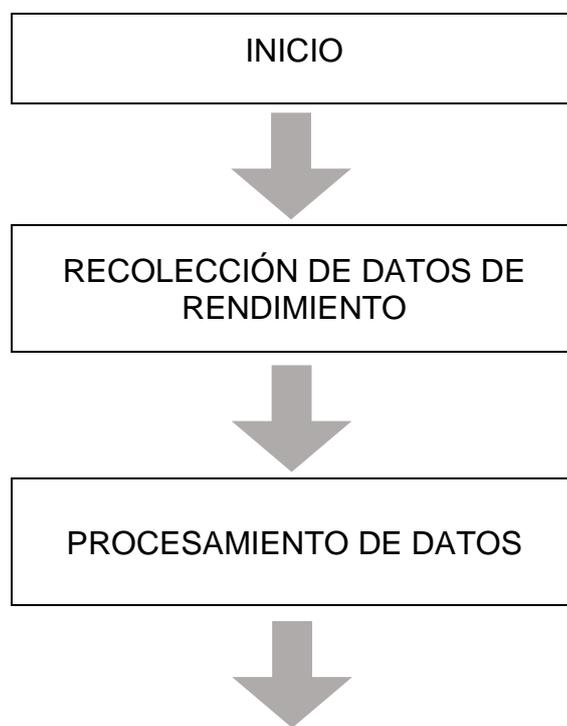
Arias (2012) define el diseño no experimental, pues en el cual los eventos (datos primarios) ocurren naturalmente, sin intervención o manipulación de variables por parte del investigador. Este tipo de investigación se caracteriza por la observación y recolección de datos sin alterar las condiciones existentes.

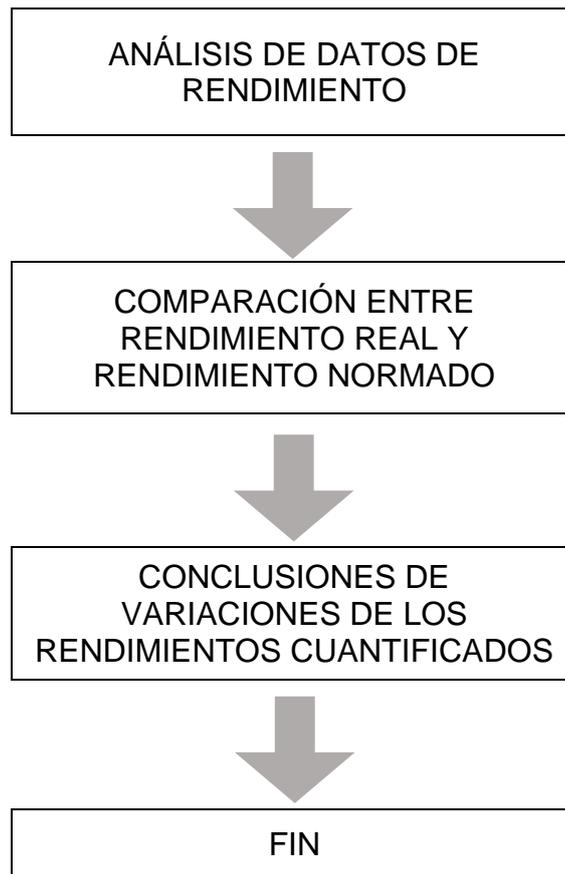
Por otro lado, Hernández et al. (2014) explican que el diseño de investigación se refiere a la estrategia empleada para obtener la información necesaria. Existen diversas clasificaciones de tipos de diseño que se adecúan a diferentes objetivos y métodos de recolección de datos.

Considerando estas perspectivas y la naturaleza del estudio, que implica observar, recolectar y analizar datos reales sobre los valores de diseño del muro de contención en el barrio La Florida, se determina que la investigación será de tipo no experimental. En este contexto, no se realizarán manipulaciones deliberadas de las variables; en su lugar, se registrarán los datos tal como se presentan en la realidad.

**Tabla 3**

*Flujograma de diseño*





## **3.2. POBLACIÓN Y MUESTRA**

### **3.2.1. POBLACIÓN**

Según lo mencionado por Arias (2012), la población de estudio se refiere al conjunto de estructuras que comparten características similares o están relacionadas entre sí, como los muros de contención ubicados en el barrio La Florida.

Para este estudio, se define como población longitudinal a lo largo de la sierra de la ciudad de Callejón de Conchucos, específicamente dentro del distrito de San Marcos, Huari, Ancash.

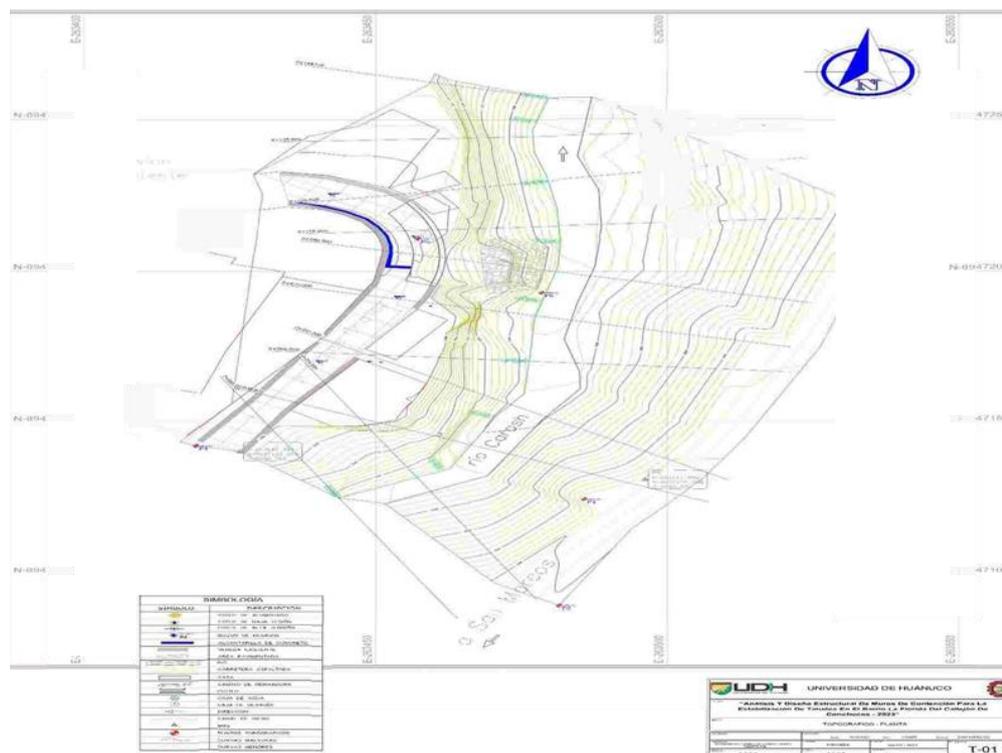
### **3.2.2. MUESTRA**

De acuerdo con Arias (2012) una muestra se define como una porción o subgrupo de unidades representativas tomadas de un conjunto más amplio, conocido como población o universo. Una vez seleccionada, esta muestra está sometida a los resultados validos que puedan generalizarse al universo.

En esta tesis se consideró como muestra el barrio La Florida de la ciudad de Callejón de Conchucos, siendo la parte más crítica del talud a base del levantamiento topográfico y de observar las pendientes del lugar de la ciudad de Callejón de Conchucos, San Marcos, Huari, Ancash.

**Figura 18**

*Plano topográfico del lugar de estudio*



*Nota.* Barrio La Florida de la ciudad de Callejón de Conchucos, 2023.

### 3.3. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

#### 3.3.1. PARA LA RECOLECCIÓN DE DATOS

**TÉCNICAS:** Ávila (2006) menciona que los trabajos o proyectos, el método principal a utilizar es la observación, ya que todo parte de ella. Es crucial describir las técnicas empleadas para recopilar datos de campo y presentar todos los formatos utilizados en esta tarea.

En este estudio, se utilizará la observación directa y la recopilación de datos in situ como técnicas principales. Se inició con el reconocimiento de los problemas relacionados con los movimientos, específicamente en el distrito de San Marcos, Huari, Ancash, y en el área de estudio específica. Posteriormente, se llevaron a cabo estudios

adicionales, como el análisis de suelos y el levantamiento topográfico del sitio.

Además, las técnicas empleadas para la recolección de datos en campo incluyeron la realización de pruebas basadas en criterios, normas y ensayos en laboratorio de suelos como:

- Normas ASTM.
- Norma CE 020.
- Norma E 030.
- DG 2018.
- Método de equilibrio libre, teorías de Mohr-Coulomb.

**INSTRUMENTOS:** Ávila (2006) indica que la recolección de datos en una investigación puede emplear diversas técnicas o sistemas para obtener información relevante. Estas técnicas pueden incluir entrevistas, encuestas, observaciones directas, fichas técnicas, cuestionarios estructurados, diagramas o diccionarios de datos (p. 174).

Entiendo, estás detallando el uso de fichas técnicas como instrumentos para recopilar datos específicos relevantes para tu investigación. En este caso, las fichas técnicas servirán para registrar información crucial como el tipo de suelo, las dimensiones de los muros, las cargas aplicadas, y otros detalles necesarios para el desarrollo del proyecto.

Además, mencionas que la validez de la investigación se fundamenta en los estudios de campo, especialmente en los análisis topográficos y geotécnicos. Estos estudios son esenciales para entender las condiciones del terreno y garantizar que los diseños propuestos para los muros de contención sean adecuados y seguros.

En resumen, las fichas técnicas y los estudios de campo son herramientas clave que aseguran la recolección de datos precisos y confiables, fundamentales para el éxito del proyecto de investigación:

- Ficha técnica de evaluación
- Plantillas para la topografía.
- Plantillas para el estudio de suelos

- Plano de localización y ubicación.

El levantamiento topográfico constituye una parte fundamental del estudio topográfico, donde se recopilan datos detallados sobre las características físicas y geográficas del terreno. Este proceso implica la medición precisa de elevaciones, pendientes, y otros elementos relevantes que son necesarios para comprender la configuración del área de estudio.

Por otro lado, el estudio geotécnico es llevado a cabo a través de la realización de diversos trabajos en laboratorio que permiten caracterizar las propiedades físicas y mecánicas del suelo. Estos ensayos incluyen pruebas para lograr conocer y aproximar la resistencia del suelo, su capacidad de carga, su permeabilidad, entre otros aspectos críticos.

- Ensayo granulométrico
- Ensayo de límite líquido
- Ensayo de límite plástico
- Ensayo de contenido de humedad
- Ensayo de gravedad específica
- Ensayo de densidad aparente

Durante el proceso de investigación, para garantizar una recolección de datos efectiva y precisa, se emplearon diversos instrumentos especializados. Estos incluyeron herramientas específicas para el levantamiento topográfico, como estaciones totales y GPS, que permitieron obtener mediciones detalladas de las características físicas del terreno, como elevaciones, pendientes y límites geográficos.

Además, para el estudio geotécnico se utilizaron equipos y métodos de laboratorio avanzados. Entre estos instrumentos se encontraron los penetrómetros estáticos y dinámicos, así como equipos para la realización de ensayos de compactación, permeabilidad y resistencia del suelo. Estos ensayos proporcionaron datos fundamentales sobre las propiedades mecánicas y físicas del suelo,

esenciales para evaluar la estabilidad del terreno y diseñar adecuadamente los muros de contención.

- Estudios básicos realizados
- Una Laptop
- Equipos de protección personal
- Equipo topográfico

### **3.3.2. PARA LA PRESENTACIÓN DE DATOS**

Para la recolección y organización de datos, se utilizó el programa Excel, donde se ingresaron y ordenaron todos los datos recopilados durante el estudio. Se crearon tablas de resumen y se generaron diversos gráficos y diagramas para facilitar la visualización y comprensión de los resultados obtenidos. Esta metodología permitió comenzar el análisis de manera estructurada y sistemática, asegurando la precisión en la interpretación de los datos.

En el análisis de la estabilidad de los taludes bajo condiciones estáticas y pseudoestáticas, se hizo referencia a los cuadros y normativas pertinentes para establecer los parámetros de diseño. Se utilizaron los softwares especializados Slide versión 6 y Geo 5, que permitieron realizar simulaciones detalladas y precisas. Estos programas facilitaron la exportación de los resúmenes de los resultados del análisis, proporcionando una presentación clara y eficiente de los factores de seguridad frente a deslizamientos y vuelcos.

### **3.3.2. PARA EL ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LOS DATOS**

Para llevar a cabo el análisis e interpretación de los datos en este estudio, se inició delimitando el área de estudio utilizando herramientas como Google Maps y Google Earth Pro. Posteriormente, se emplearon software especializados como AutoCAD Civil 3D y ArcGIS versión 10.5 para interpretar las curvas de nivel y la topografía del terreno. Estos programas también fueron útiles para exportar los puntos correspondientes a los perfiles críticos de los taludes, facilitando así un análisis detallado y preciso del entorno.

En cuanto al análisis de estabilidad de los taludes bajo condiciones estáticas y pseudoestáticas, se utilizó el software Slide versión 6 y el método de las dovelas. Este análisis se llevó a cabo utilizando los puntos exportados de los programas mencionados anteriormente. Se calcularon los factores de seguridad empleando métodos reconocidos y confiables como el método simplificado de Bishop y Fellenious. Estos métodos proporcionaron una evaluación rigurosa de la estabilidad del talud, considerando diferentes escenarios y condiciones de carga.

## **CAPÍTULO IV**

### **RESULTADOS**

#### **4.1. PROCESAMIENTO Y RECOLECCIÓN DE DATOS**

Se comenzó recolectando datos en campo, tanto datos topográficos, geotécnicos e hidrológicos e hidráulicos. De los ensayos realizados tenemos: excavación de calicatas, ensayo de laboratorio (ensayo estándar, ensayo de corte directo), en cuanto al estudio topográfico tenemos, levantamiento y procesamiento para la obtención de curvas, secciones, cortes, etc. en el estudio hidrológico e hidráulico nos interesa ver el comportamiento del río con muro de contención y sin muro de contención para poder definir la altura necesaria que proteja los lugares aledaños del barrio La Florida.

##### **4.1.1. ENSAYOS REALIZADOS EN CAMPO**

###### **4.1.1.1. EXCAVACIONES DE CALICATAS**

Se tomó dos muestras de calicatas. Estas fueron denominadas como C-1 y C-2 en dos tramos de 30.50 y 25.50 metros respectivamente, donde se planea la construcción de dos muros de contención de 12 metros cada uno. Las calicatas alcanzaron una profundidad mínima de 3,00 metros, cumpliendo con las especificaciones de la norma E050 CIMENTACIONES.

Para la calicata C-1: un estrato de 0 a 3.00 metros de grava arcillosa bien gradada, color marrón, en estado húmedo a saturado, de compacidad media a firme, con presencia de bloques hasta de 22" de tamaño máximo y de forma sub redondeados y sub angulares y para la calicata C-2: un estrato de 0 a 3.00 metros de grava arcillosa pobremente gradada, de baja plasticidad, en estado húmedo a saturado, de compacidad promedia a firme, con presencia de bloques hasta de 20" de tamaño máximo y de forma sub redondeados y sub angulares. A continuación, se muestra algunas imágenes:

### **Fotografía 1**

*Extracción de muestras de calicatas*



En la fotografía 1, se observa cómo se recolectaron muestras perturbadas del área para llevar a cabo los ensayos.

### **Fotografía 2**

*Vista interior de la calicata C-1*



En la fotografía 2, se ve el método que asegura que las muestras conserven su integridad y características iniciales hasta llegar al laboratorio, donde serán sometidas a análisis detallados.

### **Fotografía 3**

*Vista interior de la calicata C-2*



En la fotografía 3, vemos que el enfoque riguroso es fundamental para obtener datos precisos y confiables que respalden el diseño y la evaluación de estructuras.

#### **4.1.1.2. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO**

Con la finalidad de que las demás especialidades como higrología e hidráulica puedan apoyarse en la geometría para la buena praxis en la ubicación del muro de contención, así mismo poder determinar la altura necesaria para poder salvaguardar los terrenos aledaños. A continuación, se puede apreciar algunas fotografías del levantamiento realizado.

**Fotografía 4**

*Levantamiento topográfico del rio de San Marcos para fines de ubicación del muro de contención con contrafuertes*



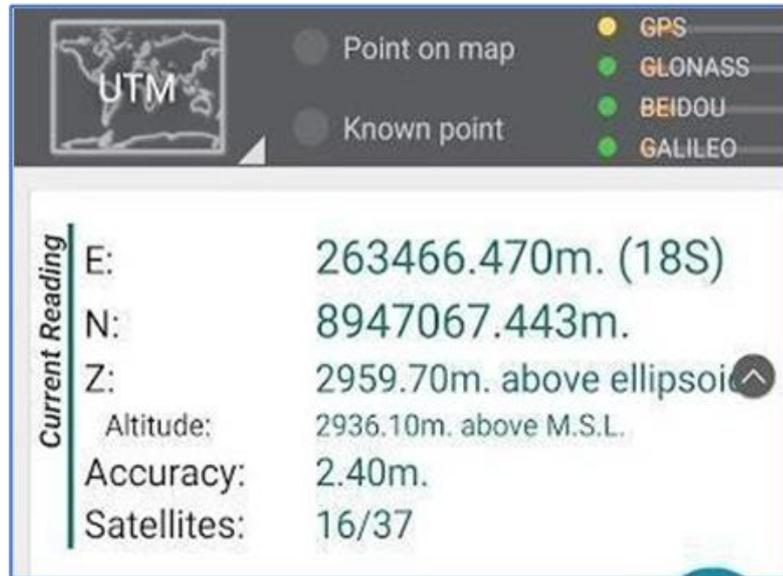
**Fotografía 5**

*Levantamiento topográfico del rio de San Marcos para fines de ubicación del muro de contención con contrafuertes*



**Figura 19**

*Datos del BM-1*



**Fotografía 6**

*Levantamiento de las obras existentes (muro de gaviones)*



En la fotografía 6 vemos el estudio topográfico se realizó en el lugar específico donde se recolectaron los datos utilizados para este análisis. En esta ubicación, se realizaron mediciones detalladas del terreno para evaluar las condiciones geotécnicas y topográficas del talud.

Estos estudios permitieron obtener una comprensión precisa de las características del suelo. Estas muestras fueron

cuidadosamente embaladas y enviadas al laboratorio para realizar ensayos detallados que permitieron determinar propiedades físicas, químicas y mecánicas del suelo.

**Figura 20**

*Planteamientos preliminares de los muros de contrafuerte*



*Nota.* Elaborado en base a la Norma CE.020.

#### **4.1.2. ENSAYOS REALIZADOS EN GABINETE O LABORATORIO**

##### **4.1.2.1. ENSAYO ESTÁNDAR**

Estos ensayos incluyeron análisis granulométricos por tamizado y la medición del contenido de humedad, siguiendo las normativas establecidas por la ASTM (American Society for Testing and Materials), que son ampliamente reconocidas en el ámbito de la geotecnia. Los ensayos específicos realizados fueron:

- Análisis granulométrico por tamizado (ASTM D-422)

- Contenido de humedad (ASTM D-2216)
- Límites de Atterberg (ASTM D-4318)
- Clasificación SUCS (ASTM D-2487)

Se puede apreciar en la tabla 4 del análisis granulométrico por tamizado de la calicata C-1 es un terreno que tiene mucho limo apto.

**Tabla 4**

*Análisis granulométrico por tamizado C - 1*

Tamices ASTM	Abertura (ms.)	Peso Retando (gr.)	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Retenido Acumulado
3"	76.200	0.00	0.00	0.00	100.00
2"	50.800	414.2	6.60	6.60	93.40
1 1/2"	38,100	154.1	2.5	9.05	90.95
1"	25.400	684.1	10.91	19.96	80.04
3/4	19.050	424.5	6.76	26.72	73.28
1/2"	12,700	886.3	14.12	40.84	59.16
3/8"	9,525	511.8	8.15	48.99	51.05
#4	4,700	690.3	11.00	59.99	40.01
#8	2,360	690.4	11.65	71.64	28.36
#16	1,190	731.3	8.80	80.44	19.56
#30	0,599	552.7	6.68	87.12	12.88
#50	0,297	419.1	3.94	91.05	8.95
#100	0,149	247.1	0.69	91.74	8.26
#200	0,074	28.4	0.45	92.2	7.80
<#200	0,000	490.0	7.80	100.00	0.00
TOTAL		6,278.0	100.00		

*Nota.* Elaborado en base a las muestras.

La tabla 5 nos muestra el análisis granulométrico por tamizado de la calicata C-2, se observa que el suelo presenta una cantidad significativa de limo. El limo es un tipo de partícula de suelo de tamaño intermedio entre la arcilla y la arena, y es conocido por su capacidad de retener agua y suelos finos que predominan en la estructura granular del material.

**Tabla 5**

*Análisis granulométrico por tamizado C - 2*

Tamices ASTM	Abertura (ms.)	Peso Retando (gr.)	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Retenido Acumulado
3"	76.200	0.00	0.00	0.00	100.00
2"	50.800	2.413	4.08	4.08	95.92
1 1/2"	38,100	5.014	87.9	12.54	87.46
1"	25.400	1.087.6	18.37	30.91	69.09
3/4	19.050	6.829	11.53	42.45	57.55
1/2"	12,700	9.137	15	57.88	42.12
3/8"	9,525	4.688	8	65.79	34.12
#4	4,700	6.001	11	77.06	22.92

#8	2,360	4.470	756	84.63	15.37
#16	1,190	2.186	4	88.32	11.68
#30	0,599	1.183	200	90.32	9.68
#50	0,297	96.6	1.63	91.95	8.05
#100	0,149	797	1.35	93.3	6.70
#200	0,074	529	0.89	94.19	5.81
<#200	0,000	3.440	5.81	100.00	0.00
<b>TOTAL</b>		<b>59.210</b>	<b>100.00</b>		

Se puede apreciar en la tabla 6 del análisis granulométrico por tamizado de la calicata C-2 es un terreno que tiene mucho limo apto.

**Tabla 6**

*Determinación del límite líquido C - 1*

Ni de golpes	27	21	18	12
Peso suelo húmedo + recipiente	41.07	40.93	41.23	41.49
Peso suelo seco + recipiente	39.84	39.66	39.91	40.07
Peso del agua	1.23	1.27	1.32	1.42
Peso del recipiente	34.16	34.05	34.29	34.34
Peso suelo seco	5.68	5.61	5.62	5.73
Contenido de humedad (%)	21.65	22.64	23.49	24.78

Se puede apreciar en la tabla 7 del análisis granulométrico por tamizado de la calicata C-2 es un terreno que tiene mucho limo apto.

**Tabla 7**

*Determinación del límite líquido C - 2*

Ni de golpes	27	21	18	12
Peso suelo húmedo + recipiente	41.61	41.71	41.98	42.12
Peso suelo seco + recipiente	40.14	40.19	40.37	40.46
Peso del agua	1.47	1.52	1.61	1.66
Peso del recipiente	64.46	34.58	34.61	34.76
Peso suelo seco	5.68	5.61	5.76	5.72
Contenido de humedad (%)	25.88	27.09	27.95	29.02

Se puede apreciar en la tabla 8 del contenido de humedad C - 1 que el suelo tiene un contenido de humedad apropiado dentro de los parámetros establecidos por la norma técnica peruana.

**Tabla 8***Contenido de humedad C – 1*

Calicata	C-01	
Ubicación	Leche de río – lado izquierdo	
Material	Suelo de fundación	
Fecha	20 de abril del 2023	
Profundidad (m)	De 0.00 m a 3.00 m	
Solicitante	Carlos Caballero Sabrera	
Frasco Ni	19	17
(1) Peso fresco + peso del suelo húmedo (gr)	109.01	188.85
(2) Peso fresco + peso del suelo seco (gr)	173.45	172.3
(3) Peso fresco + peso del suelo seco (gr)	16.56	16.55
(4) Peso fresco (gr)	55.24	55.43
(5) Peso agua (gr) (1) – (2)	118.21	116.87
(6) Contenido de húmedo (%) (3) (4)	14.01	14.16
Contenido de húmedo promedio	13.40	

Se puede apreciar en la tabla 9 del contenido de humedad C-1 que el suelo tiene un contenido de humedad apropiado dentro de los parámetros establecidos por la norma técnica peruana.

**Tabla 9***Contenido de humedad C – 2*

Calicata	C-02	
Ubicación	Leche de río – lado izquierdo	
Material	Suelo de fundación	
Fecha	20 de abril del 2023	
Profundidad (m)	De 0.00 m a 3.00 m	
Solicitante	Carlos Caballero Sabrera	
Frasco Ni	19	
(1) Peso fresco + peso del suelo húmedo (gr)	192.91	195.44
(2) Peso fresco + peso del suelo seco (gr)	176.27	179.03
(3) Peso fresco + peso del suelo seco (gr)	16.27	16.41
(4) Peso fresco (gr)	55.79	55.92
(5) Peso agua (gr) (1) – (2)	120.85	125.11
(6) Contenido de húmedo (%) (3) (4)	13.46	13.33
Contenido de húmedo promedio	13.40	

**Tabla 10***Contenido de humedad C – 2*

Limite Liquido (%)	21.97	Limite Plástico (% <sub>9</sub> )	14.10	Índice plástico (%)	7.87
--------------------	-------	-----------------------------------	-------	---------------------	------

Se puede apreciar en la tabla 10 de los límites de atterberg de la C-1:

Limite Líquido: Tiene un límite líquido bajo el terreno de estudio apropiado dentro de los parámetros establecidos por la N.T.P

**Tabla 11**

*Contenido de humedad C – 2*

Limite Líquido (%)	26.34	Limite Plástico (%)	18.55	Índice plástico (%)	7.79
--------------------	-------	---------------------	-------	---------------------	------

Se puede apreciar en la tabla 11 de los límites de atterberg de la C-2:

Limite Líquido: está dentro de los parámetros establecidos por la norma técnica peruana N.T.P

Limite Plástico: está dentro de los parámetros establecidos por la norma técnica peruana N.T.P

Índice plástico: está dentro de los parámetros establecidos por la norma técnica peruana N.T.P

**Tabla 12**

*Resumen de resultado del ensayo estándar C - 1*

Calicata	C-01	
Ubicación	Lecho de río – lado izquierdo	
Material	Suelo de fundación	
Fecha	20 de abril den 2023	
Profundidad (m)	De 0.00 m a 3.00 m	
Solicitante	Carlos Caballero Sabrera	
Análisis Granulométrico	2	93.4
	#4	40.01
	“200	7.8
Coef. De uniformidad Cu.	34.62	
Coef. De Curvatura Cc.	1.47	
Porcentaje de material	Grava	59.99
	Arena	32.21
	Finos	7.8
Límites de consistencia	L.L(%)	21.97
	L.P(%)	14.1
	I.P(%)	7.87
Clasificación S.U.C.S	GW-GC	
Contenido de Humedad (%)	14.09	

En la tabla anterior se aprecia el resumen de los resultados del laboratorio de la calicata número 01, cada indicar que todos los resultados están dentro de los parámetros técnicos (N.T.P) y tiene el tipo de suelo.

- GW: Grava bien grabada, mezclas gravosas, poco o ningún fino.
- GC: Grava arcillosa mezclas gravo – arenas arcillosas.

Con estos resultados obtenidos del estudio de la calicata 01 tendremos un buen diseño de la zapata del muro de contención en el barrio La Florida.

**Tabla 13**

*Resumen de resultado del ensayo estándar C-2*

Calicata	C-01	
Ubicación	Lecho de río – lado izquierdo	
Material	Suelo de fundación	
Fecha	20 de abril den 2023	
Profundidad (m)	De 0.00 m a 3.00 m	
Solicitante	Carlos Caballero Sabrera	
Análisis Granulométrico	2	95.92
	#4	22.92
	"200	5.81
Coef. De uniformidad Cu.	29.44	
Coef. De Curvatura Cc.	4.25	
Porcentaje de material	Grava	77.08
	Arena	17.11
	Finos	5.81
Límites de consistencia	L.L (%)	26.34
	L.P (%)	18.55
	I.P (%)	7.79
Clasificación S.U.C.S	GP-GC	
Contenido de Humedad (%)	13.04	

La tabla 13 nos deja ver el resumen de datos obtenidos en laboratorio respecto a la calicata número 02, cada indicar que todos los resultados están dentro de los limites considerados por el Reglamento Técnico peruano (N.T.P) y tiene el tipo de suelo.

- GP: Grava bien grabada, mezclas gravosas, poco o ningún fino.

- GC: Grava arcillosa mezclas gravo – arenas arcillosas.

Con estos resultados obtenidos del estudio de la calicata 01 tendremos un buen diseño de la zapata del muro de contención en el barrio La Florida.

#### 4.1.2.2. ENSAYO CORTE DIRECTO

Para determinar los parámetros de resistencia del suelo, como el coeficiente de fricción (c) y el ángulo de fricción (φ), se llevó a cabo:

**Figura 21**

*Ensayo de densidad de campo Normas ASTM D1556 (Método del cono de arena)*

CAPACIDAD ADMISIBLE DEL TERRENO DE FUNDACION					
DATOS					
Angulo de Friccion (θ)	22.5 °		0.393 Rad.		
Cohesion ( c )	0.069 Kg/cm <sup>2</sup>		0.069 Kg/cm <sup>2</sup>		
Densidad (δ)	1.914 gr/cm <sup>3</sup>		0.00191 Kg/cm <sup>3</sup>		
Ancho cimentacion (B)	5.00 m		500 cm		
Largo cimentacion (L)	50.00 m		5000 cm		
Profundidad Nivel Freatico	0.50 m		0.50 cm		
Factores adimensionales	N <sub>c</sub>	17.45		17.45	
	N <sub>q</sub>	8.23		8.23	
	N <sub>y</sub>	5.39		5.39	
Factores de forma	S <sub>c</sub>	1.05		1.05	
	S <sub>q</sub>	1.41		1.01	
	S <sub>y</sub>	0.96		0.96	
Relacion de Poisson (μ)	0.15		0.15		
Modulo de Deformacion (Es)	8000 Tn/m <sup>2</sup>		812.84 Kg/cm <sup>2</sup>		
Factor de Forma (fp) Ciment. Rigida	210 cm/m		210.00 cm/m		
Asentamiento maximo permisible (S)	2.50 cm		2.50 cm		
Factor de seguridad (FS)	3		3		
CAPACIDAD ADMISIBLE POR CORTE					
FORMULA					
$q_{ult} = CN'_c S_c + qN'_{qy} S_q + 0.5 \gamma BN'_y S_y$			$q_{adm} = q_{ult} / FS$		
$S_c = 1 + (Nq/Nc) (B/L)$		$S_y = 1 - 0.4 (B/L)$		$S_q = 1 + tg \phi (B/L)$	
CALCULO					
Profundidad (m)	Q ult Kg/cm <sup>2</sup>	Q adm Kg/cm <sup>2</sup>	Profundidad (m)	Q ult Kg/cm <sup>2</sup>	Q adm Kg/cm <sup>2</sup>
2.00	4.35	1.45	2.60	4.92	1.64
2.10	4.44	1.48	2.70	5.01	1.67
2.20	4.54	1.51	2.80	5.11	1.70
2.30	4.63	1.54	2.90	5.20	1.73
2.40	4.73	1.58	3.00	5.30	1.77
2.50	4.82	1.61	3.10	5.39	1.80

En la figura 2º, se representan los ensayos de corte directo realizados en muestras remoldeadas a la densidad de campo. Estas muestras fueron obtenidas específicamente de las calicatas 1 y 2, ubicadas en dos tramos de longitud, 30.50 metros y 25.50 metros respectivamente, en el sector del barrio La Florida.

**Figura 22**

Resultado del ensayo de corte directo AST M – D 3080

CAPACIDAD ADMISIBLE DEL TERRENO DE FUNDACION	
CAPACIDAD ADMISIBLE POR ASENTAMIENTO	
FORMULA	
$S = \frac{B q_s (1 - \mu^2) l_f}{E_s}$	
CALCULO	
ANCHO m	$q_s$ Kg/cm <sup>2</sup>
5.00	1.98
RESULTADO DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE	
$q_s = 1.61 \text{ Kg/cm}^2$	

El asentamiento elástico inicial será.

$$S_1 = \Delta q s_1 = B (1 - \gamma^2) l_f$$

Donde

$B =$  Asentamiento (cm)

$\Delta q s =$  Esfuerzo neto transmisible (tn /m<sup>2</sup>) = 5.03 tn /m<sup>2</sup>

$\gamma =$  Relación de Poisson = 0.15

$l_f =$  Factor de influencia depende de la forma y a rigidez de la cimentación (cm/m) = 210

$E_1 =$  Modulo de elasticidad (tn /m<sup>2</sup>) = 8,000 tn /m<sup>2</sup>

$B =$  Ancho de la cimentación (cm)

Reemplazando valores se obtiene:

$$S_t = S_1 = 0.64 \text{ cm}$$

**Figura 23**

Ensayo 2 de densidad de campo Normas ASTM D1556 (Método del cono de arena)

CAPACIDAD ADMISIBLE DEL TERRENO DE FUNDACION					
DATOS					
Angulo de Friccion ( $\phi$ )	22.4 °	0.391 Rad.			
Cohesion (c)	0.068 Kg/cm <sup>2</sup>	0.068 Kg/cm <sup>2</sup>			
Densidad ( $\gamma$ )	1.908 gr/cm <sup>3</sup>	0.00191 Kg/cm <sup>3</sup>			
Ancho cimentacion (B)	5.00 m	500 cm			
Largo cimentacion (L)	50.00 m	5000 cm			
Profundidad Nivel Freatico	0.50 m	0.50 cm			
Factores adimensionales	N'c	17.34	17.34		
	N'q	8.15	8.15		
	N'y	5.30	5.30		
Factores de forma	Sc	1.05	1.05		
	Sq	1.41	1.01		
	Sy	0.96	0.96		
Relacion de Poisson ( $\mu$ )	0.15	0.15			
Modulo de Deformacion (Es)	8000 Tn/m <sup>2</sup>	812.84 Kg/cm <sup>2</sup>			
Factor de Forma (fp) Ciment. Rigida	210 cm/m	210.00 cm/m			
Asentamiento maximo permisible (S)	2.50 cm	2.50 cm			
Factor de seguridad (FS)	3	3			
CAPACIDAD ADMISIBLE POR CORTE					
FORMULA					
$q_{ult} = CN'_c S_c + qN'_q S_q + 0.5 \gamma BN'_y S_y$			$q_{adm} = q_{ult} / FS$		
$S_c = 1 + (Nq/Nc) (B/L)$		$S_y = 1 - 0.4 (B/L)$		$S_q = 1 + tg \phi (B/L)$	
CALCULO					
Profundidad (m)	Q ult Kg/cm <sup>2</sup>	Q adm Kg/cm <sup>2</sup>	Profundidad (m)	Q ult Kg/cm <sup>2</sup>	Q adm Kg/cm <sup>2</sup>
2.00	4.27	1.42	2.60	4.83	1.61
2.10	4.36	1.45	2.70	4.92	1.64
2.20	4.46	1.49	2.80	5.02	1.67
2.30	4.55	1.52	2.90	5.11	1.70
2.40	4.64	1.55	3.00	5.21	1.74
2.50	4.74	1.58	3.10	5.30	1.77

En el laboratorio, las muestras fueron preparadas remodelándolas de acuerdo con la densidad medida en el ensayo de densidad natural realizado previamente. Todos los procedimientos de ensayo se hicieron siguiendo las normas establecidas por ASTM (D-3080)

**Figura 24**

Resultado del ensayo de corte directo AST M – D 3080

CAPACIDAD ADMISIBLE DEL TERRENO DE FUNDACION							
CAPACIDAD ADMISIBLE POR ASENTAMIENTO							
FORMULA							
$S = \frac{B q_u (1 - \mu^2) l_f}{E_s}$							
CALCULO							
<table border="1"> <thead> <tr> <th>ANCHO</th> <th><math>q_u</math></th> </tr> <tr> <th>m</th> <th>Kg/cm<sup>2</sup></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>5.00</td> <td>1.98</td> </tr> </tbody> </table>	ANCHO	$q_u$	m	Kg/cm <sup>2</sup>	5.00	1.98	
ANCHO	$q_u$						
m	Kg/cm <sup>2</sup>						
5.00	1.98						
RESULTADO DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE							
<table border="1"> <tbody> <tr> <td><math>q_u =</math></td> <td>1.61</td> <td>Kg/cm<sup>2</sup></td> </tr> </tbody> </table>		$q_u =$	1.61	Kg/cm <sup>2</sup>			
$q_u =$	1.61	Kg/cm <sup>2</sup>					

El asentamiento de los cimientos se llevará en base a la teoría de elasticidad (Lambe y Whitman 1926). El asentamiento elástico inicial será.

$$S_1 = \Delta q s_1 = B (1 - \gamma^2) l_f$$

Donde

$S =$  Asentamiento (cm)

$\Delta q s =$  Esfuerzo neto transmisible (tn /m<sup>2</sup>) = 5.01 tn /m<sup>2</sup>

$\gamma =$  Relación de Poisson = 0.15

$l_f =$  Factor de influencia depende de la forma y a rigidez de la cimentación (cm/m) = 210

$E_1 =$  Modulo de elasticidad (tn /m<sup>2</sup>) = 8,000 tn /m<sup>2</sup>

$B =$  Ancho de la cimentación (cm) = 5.00

Reemplazando valores se obtiene:

$$S_t = S_1 = 0.64 \text{ cm}$$

#### 4.1.2.3. MODELAMIENTO HIDRÁULICO EN LA OBTENCIÓN DEL NAME Y SOCAVACIÓN

El informe abarca los objetivos, métodos, detalles y conclusiones de un estudio de modelado hidráulico realizado con el software HEC-RAS. Este programa facilita el análisis de los niveles de la superficie del agua en flujos gradualmente variados, ya sea en un solo río o en una red de ríos.

HEC-RAS es capaz de calcular regímenes de flujo subcrítico, supercrítico, así como combinaciones de ambos. Es una herramienta esencial para estudiar y simular el comportamiento hidráulico en diferentes configuraciones de sistemas fluviales, proporcionando datos cruciales.

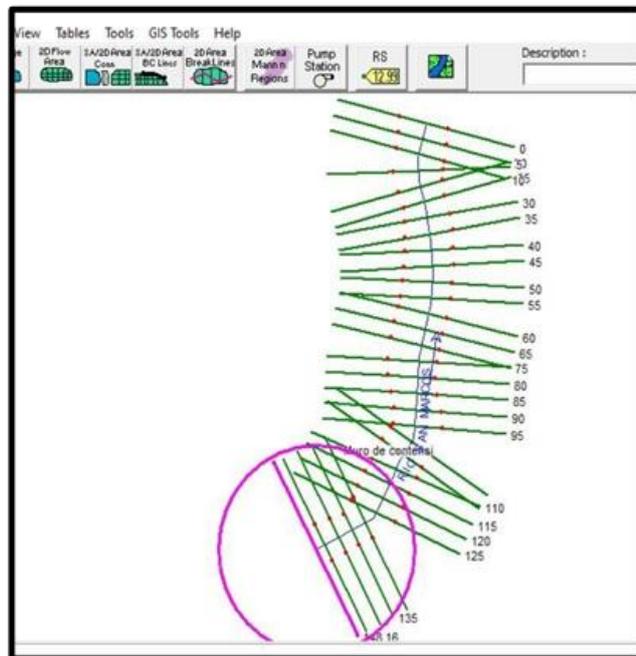
Objetivo: Generar el modelamiento hidráulico del Río Carash, Distrito de San Marcos, Provincia de Huari, Departamento de Ancash., y obtener la socavación que puede provocar el río mencionado.

Obtención de parámetros: Nivel de máxima avenida con muro de contención con contrafuerte y socavación.

Modelamiento hidráulico en HECRAS: Generar el modelamiento hidráulico del Río Carash, Distrito de San Marcos, Provincia de Huari, Departamento de Ancash., y obtener la socavación que puede provocar el río mencionado.

**Figura 25**

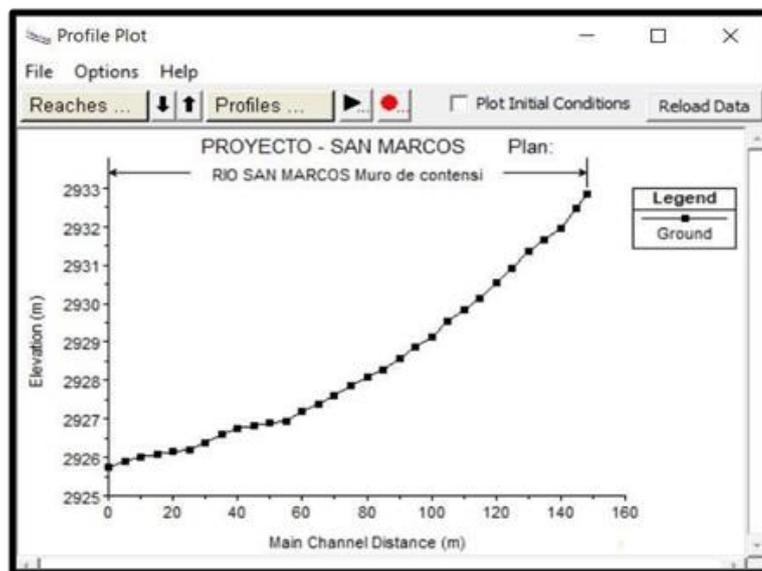
*Vista en plano del Río Carash, Tramo 0+00 km a 0+148.16 km*



Se identifican tramos con pendientes adversas, las cuales ocurren cuando el fondo del cauce no coincide con el centro geométrico de la sección transversal ni con la profundidad de los puntos circundantes.

**Figura 26**

*Perfil del río y accesos acuíferos*



Esta discrepancia puede deberse a variaciones en la topografía del lecho del río o a condiciones geomorfológicas locales que afectan la configuración del flujo.

**Figura 27**

*Ingresamos el número de Manning 0.033 tanto para el lado izquierdo como el derecho y el cauce principal con derrubio e irregularidades*

Edit Manning's n or k Values

River: RIO SAN MARCOS  Edit Interpolated XS's Channel n Values have a light green background

Reach: Muro de contención All Regions

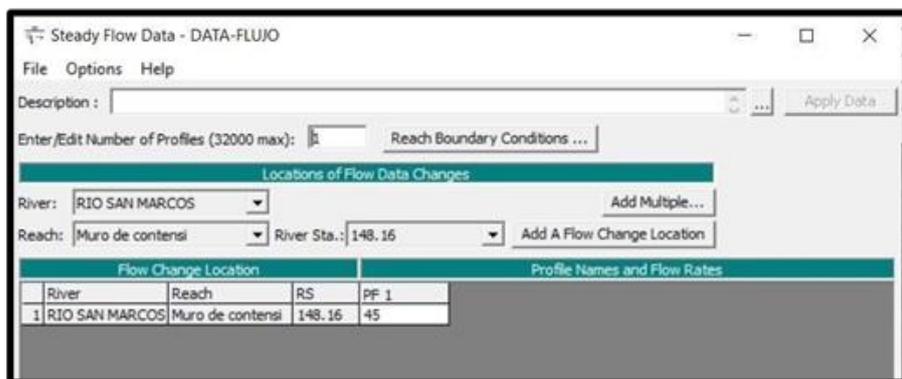
Selected Area Edit Options: Add Constant ... Multiply Factor ... Set Values ... Replace ... Reduce to L Ch R ...

River Station	Frcn (n/K)	n #1	n #2	n #3
1 148.16	n	0.033	0.033	0.033
2 145	n	0.033	0.033	0.033
3 140	n	0.033	0.033	0.033
4 135	n	0.033	0.033	0.033
5 130	n	0.033	0.033	0.033
6 125	n	0.033	0.033	0.033
7 120	n	0.033	0.033	0.033
8 115	n	0.033	0.033	0.033
9 110	n	0.033	0.033	0.033
10 105	n	0.033	0.033	0.033
11 100	n	0.033	0.033	0.033
12 95	n	0.033	0.033	0.033
13 90	n	0.033	0.033	0.033
14 85	n	0.033	0.033	0.033
15 80	n	0.033	0.033	0.033
16 75	n	0.033	0.033	0.033
17 70	n	0.033	0.033	0.033
18 65	n	0.033	0.033	0.033
19 60	n	0.033	0.033	0.033
20 55	n	0.033	0.033	0.033
21 50	n	0.033	0.0331	0.033
22 45	n	0.033	0.033	0.033
23 40	n	0.033	0.033	0.033

OK Cancel Help

**Figura 28**

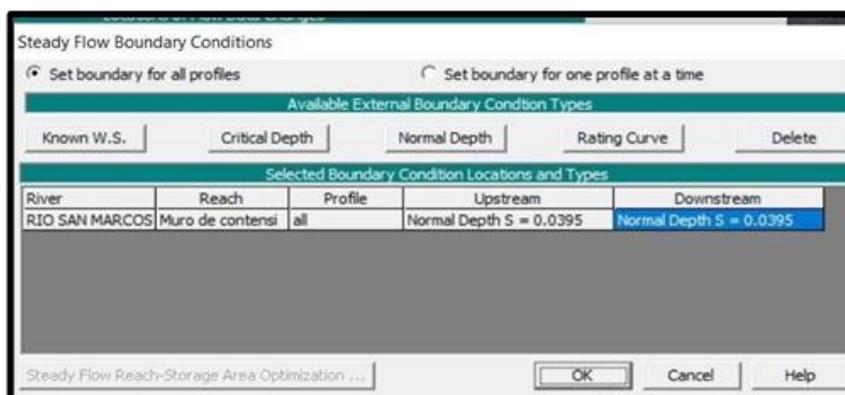
*Ingresamos el caudal para un periodo de retorno de 10 años de 45.0 m<sup>3</sup>/s*



Estas secciones con pendientes adversas pueden influir significativamente en el comportamiento hidráulico del agua, afectando la velocidad y la distribución de las corrientes, lo que es crucial para la correcta modelización y predicción de inundaciones y erosión en estudios hidráulicos.

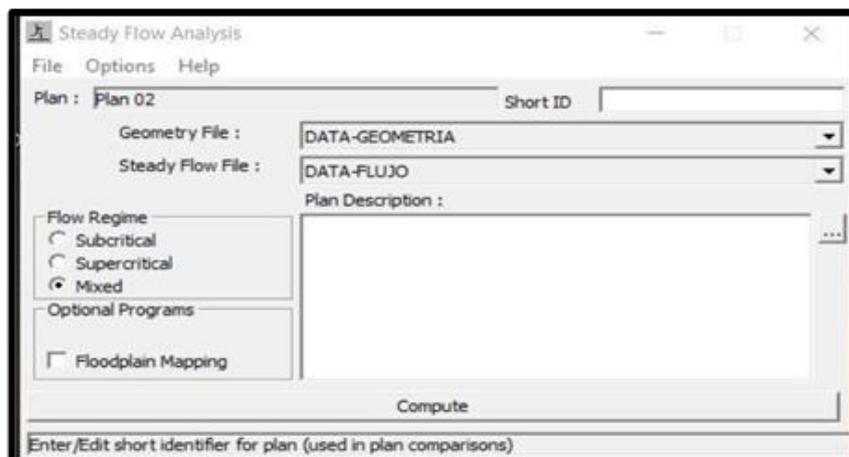
**Figura 29**

*Definimos las condiciones del borde reach boundary conditions y en profundidad normal normal depth ingresamos la pendiente del río (0.0395) aguas abajo y aguas arriba*



**Figura 30**

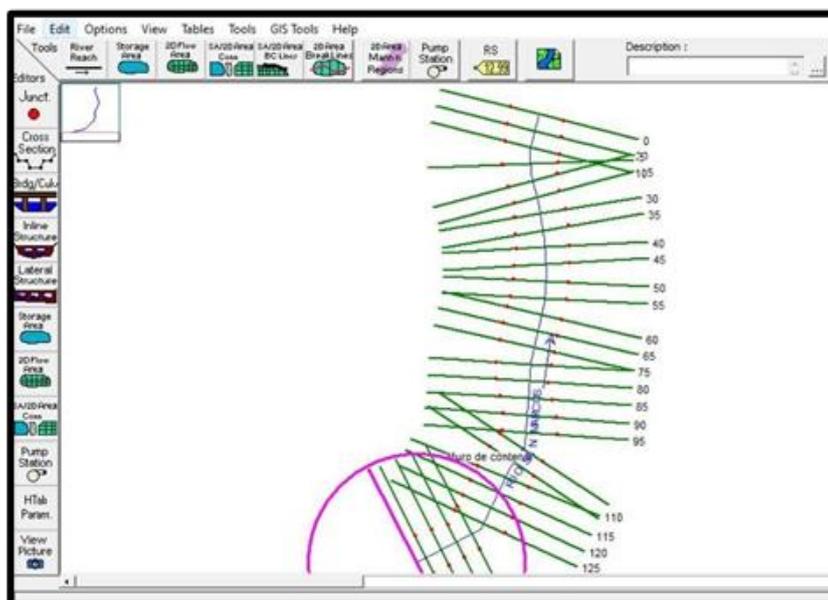
*Finalmente corremos los datos ingresados al software.*



**Resultados de la simulación hidráulico:** Realizamos las pruebas con un retorno de 10 años.

**Figura 31**

*Secciones Generadas*



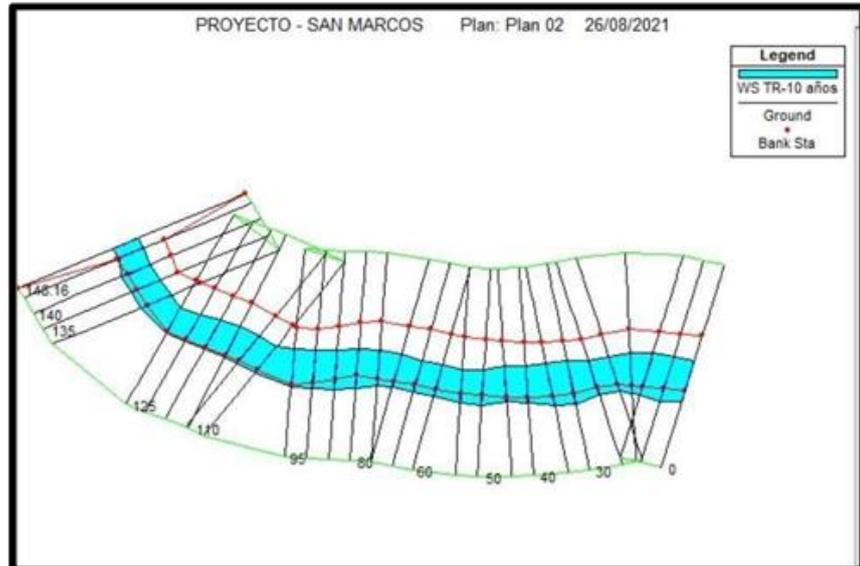
El software HEC-RAS muestra los resultados mediante gráficos y tablas. En las figuras siguientes, se representa la sección transversal del flujo. La línea continua en color negro muestra la forma del canal, mientras que la línea azul indica el nivel máximo alcanzado por el agua durante la simulación.

Estas representaciones visuales son fundamentales para visualizar y analizar cómo se comporta el flujo en diferentes

condiciones, lo que permite evaluar la estabilidad y la capacidad hidráulica del sistema fluvial modelado.

**Figura 32**

*Vista 3D del modelo progresivo Km 0+00 A Km 0+148.16*



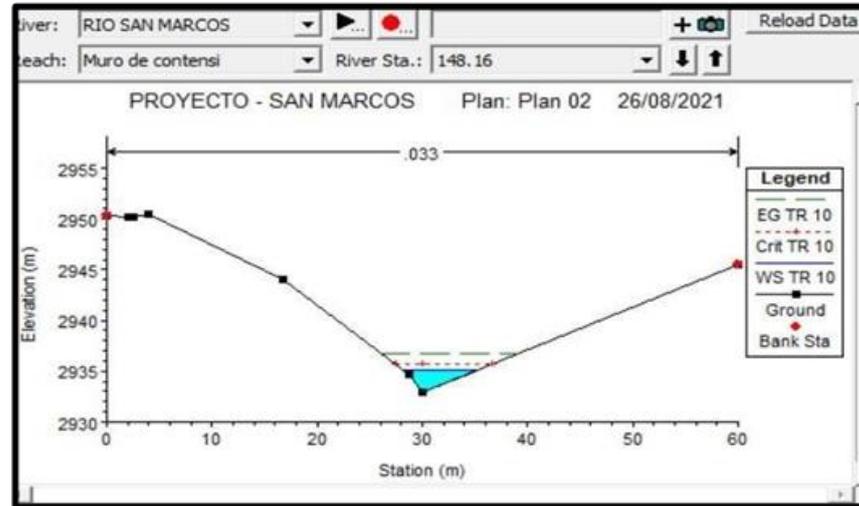
Las secciones transversales fueron identificadas y referenciadas según su ubicación a lo largo del río. Por ejemplo, la sección 0+000 corresponde al tramo final aguas abajo, mientras que la sección ubicada en la estación 1+148 se encuentra cerca del inicio de nuestro tramo de estudio del río.

Esta numeración permite organizar y entender la ubicación específica de cada sección a lo largo del curso del agua, facilitando así el análisis comparativo y detallado de las características hidráulicas en diferentes puntos del río.

Secciones donde ocurre desbordamiento, punto máximo que alcanza el río:

**Figura 33**

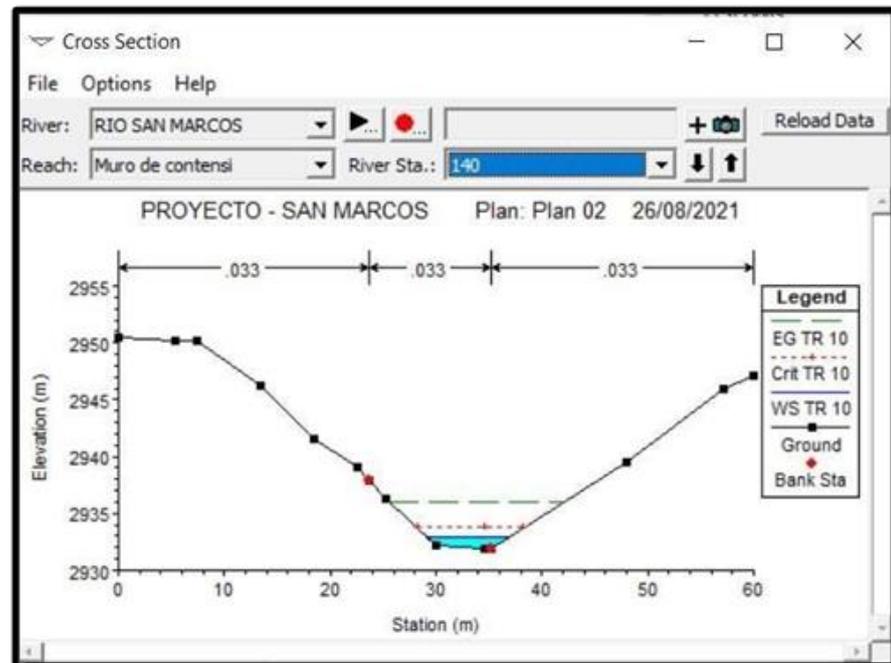
*Vista 3D del modelo progresivo Km 0+148.16*



Se puede ver en la figura 32 los puntos de desbordamiento en el alcance máximo del río a progresivo Km 0+148.16.

**Figura 34**

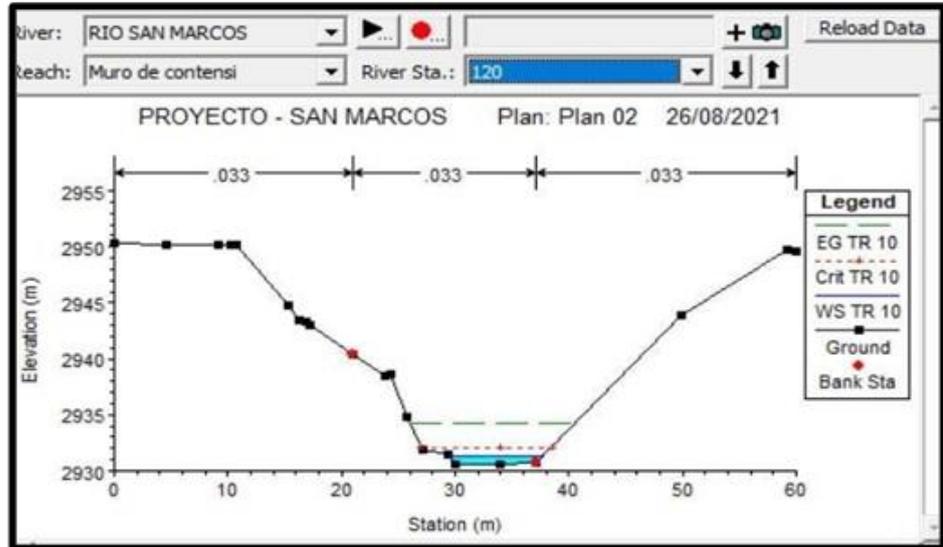
*Vista 3D del modelo progresivo Km 0+140*



Se puede ver en la figura 33 los puntos de desbordamiento en el alcance máximo del río a progresivo Km 0+140.

**Figura 35**

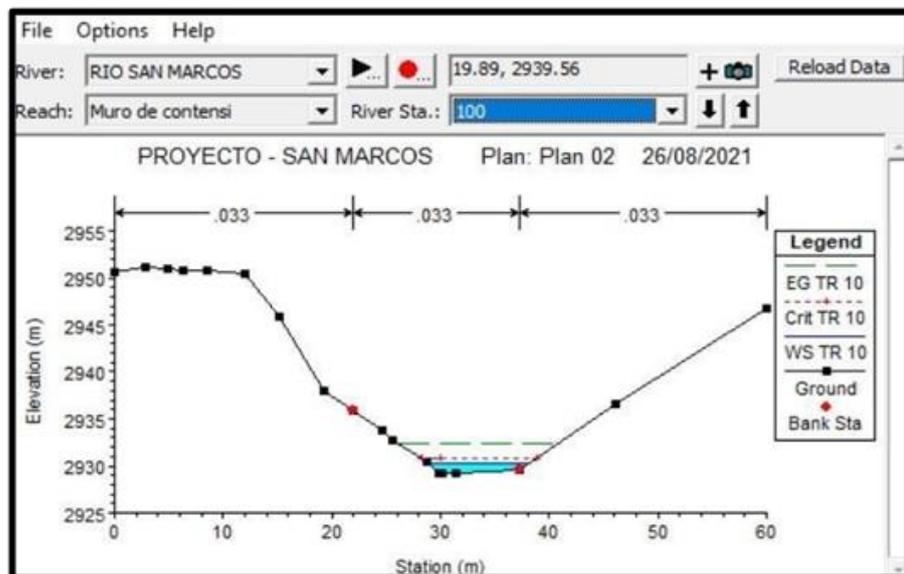
*Vista 3D del modelo progresivo Km 0+120*



Se puede ver en la figura 34 los puntos de desbordamiento en el alcance máximo del río a progresivo Km 0+120.

**Figura 36**

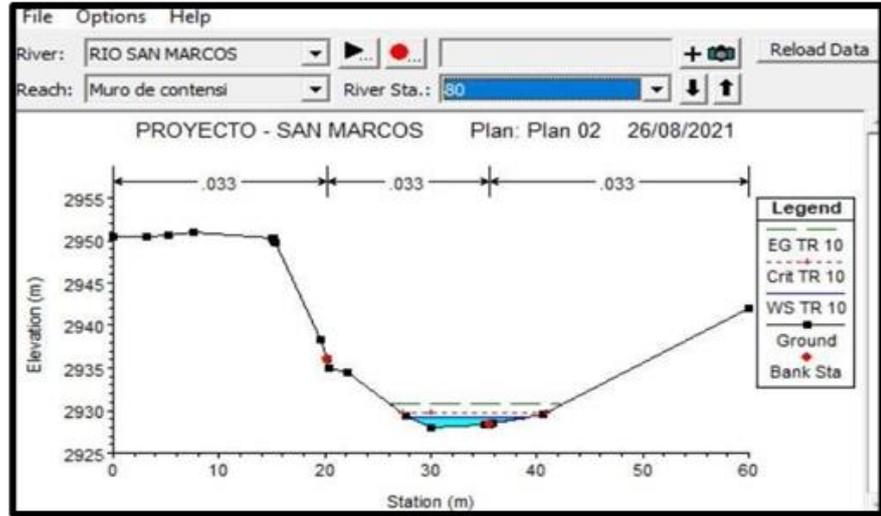
*Vista 3D del modelo progresivo Km 0+100*



Se puede ver en la figura 36 los puntos de desbordamiento en el alcance máximo del río a progresivo Km 0+100.

**Figura 37**

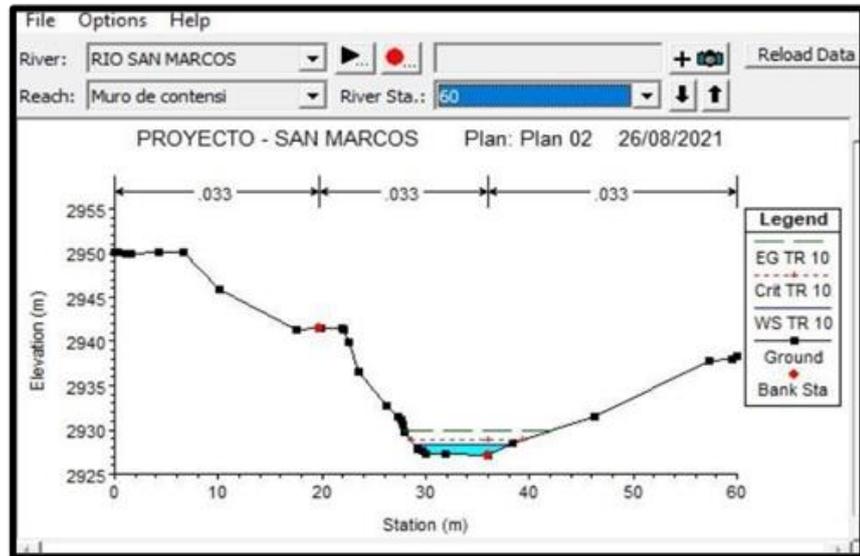
*Vista 3D del modelo progresivo Km 0+80*



Se puede ver en la figura 37 los puntos de desbordamiento en el alcance máximo del río a progresivo Km 0+80.

**Figura 38**

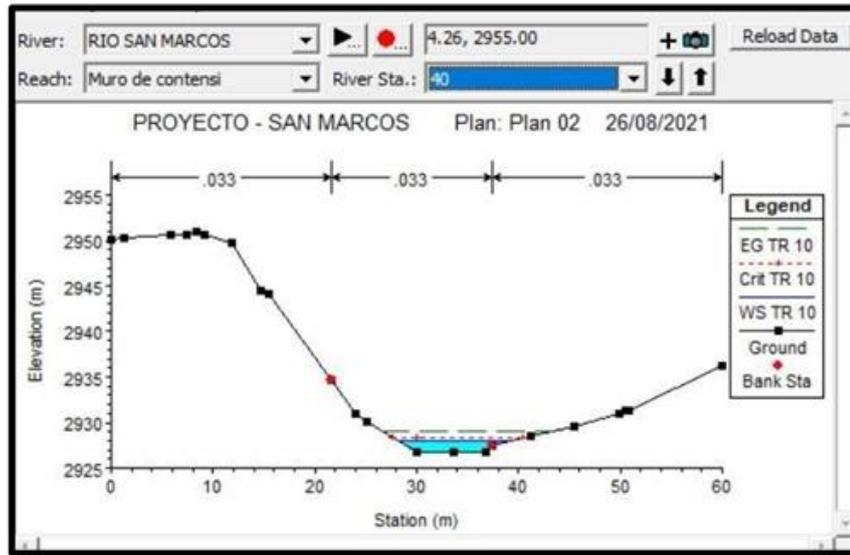
*Vista 3D del modelo progresivo Km 0+60*



Se puede ver en la figura 38 los puntos de desbordamiento en el alcance máximo del río a progresivo Km 0+60.

**Figura 39**

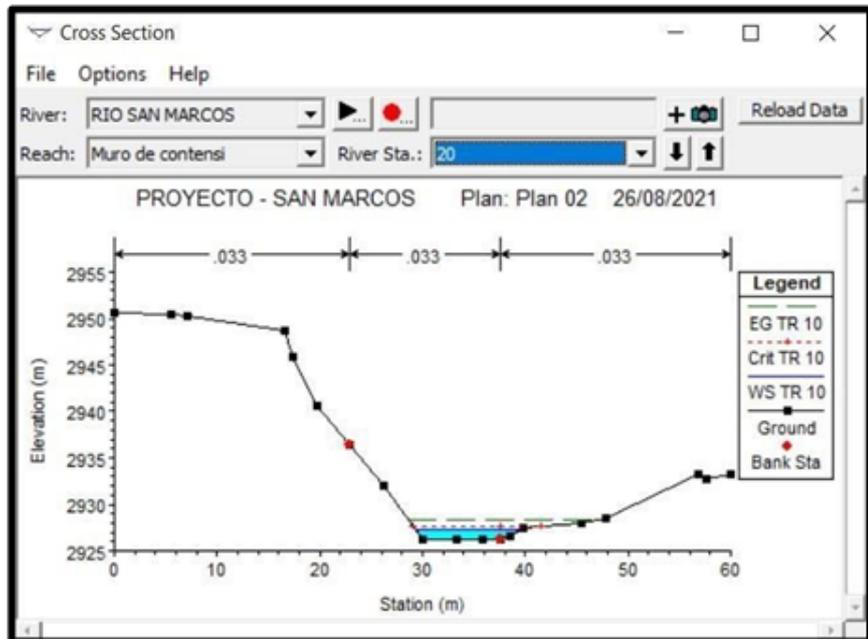
*Vista 3D del modelo progresivo Km 0+40*



Se puede ver en la figura 39 los puntos de desbordamiento en el alcance máximo del río a progresivo Km 0+40.

**Figura 40**

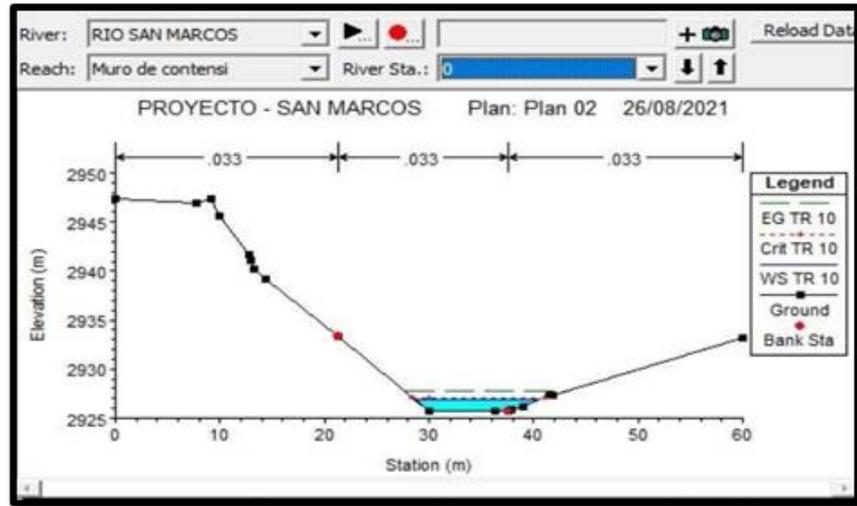
*Vista 3D del modelo progresivo Km 0+20*



Se puede ver en la figura 40 los puntos de desbordamiento en el alcance máximo del río a progresivo Km 0+20.

**Figura 41**

*Vista 3D del modelo progresivo Km 0+00*



Se puede ver en la figura 41 los puntos de desbordamiento en el alcance máximo del río a progresivo Km 0+00.

**Tabla 14***Resumen de resultado del ensayo estándar C-1*

Reach	River Station	Profile	Q. Total	Min Ch El	W.S Elev	Cri W. S	E.G Elev	E.G Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Wdth	Floude #Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)		
Muro de C.	148.16	TR10	45.00	2932.13	2935.13	2935.13	2936.75	0.039515	5.64	7.98	7.27	1.72
Muro de C.	145	TR10	45.00	2932.47	2933.47	2933.94	2936.50	0.065961	7.08	6.35	6.36	2.26
Muro de C.	140	TR10	45.00	2931.96	2931.66	2932.97	2936.05	0.095941	8.00	5.91	7.84	2.82
Muro de C.	135	TR10	45.00	2931.66	2931.36	2932.66	2935.55	0.84155	7.71	6.12	7.8	2.65
Muro de C.	130	TR10	45.00	2931.36	2931.92	2932.38	2935.08	0.012368	7.45	6.32	7.84	2.52
Muro de C.	125	TR10	45.00	2930.92	2931.53	2931.77	2934.70	0.028758	7.60	6.07	8.18	2.75
Muro de C.	120	TR10	45.00	2930.53	2931.39	2931.14	2934.27	0.045148	7.45	6.17	8.3	2.69
Muro de C.	115	TR10	45.00	2930.14	2931.00	2931.14	2933.84	0.061538	7.26	6.29	9.18	2.24
Muro de C.	110	TR10	45.00	2929.83	2930.73	2930.29	2933.41	0.077928	6.92	6.61	9.41	2.27
Muro de C.	105	TR10	45.00	2929.54	2930.66	2929.75	2932.98	0.094318	6.31	7.28	9.45	2.69
Muro de C.	100	TR10	45.00	2929.12	2930.23	2929.22	2932.55	0.010708	6.47	7.08	9.06	2.43
Muro de C.	95	TR10	45.00	2928.88	2929.4	2928.69	2932.13	0.227098	6.78	7.72	10.75	2.12
Muro de C.	90	TR10	45.00	2928.58	2929.31	2928.16	2931.70	0.243488	6.43	7.18	10.66	1.81
Muro de C.	85	TR10	45.00	2928.29	2929.18	2927.63	2931.27	0.259878	6.01	7.95	11.25	1.88
Muro de C.	80	TR10	45.00	2928.07	2928.97	2927.10	2930.84	0.276268	5.49	8.84	11.42	1.92
Muro de C.	75	TR10	45.00	2927.62	2928.87	2926.57	2930.41	0.292658	5.63	8.25	9.98	1.93
Muro de C.	70	TR10	45.00	2927.39	2928.72	2926.04	2929.98	0.009048	5.69	8.81	10.01	1.55

Muro de C.	65	TR10	45.00	2927.18	2928.55	2925.51	2929.55	0.025438	5.62	8.27	9.36	1.51
Muro de C.	60	TR10	45.00	2926.95	2928.30	2924.98	2929.12	0.041828	5.71	8.10	9.28	1.49
Muro de C.	55	TR10	45.00	2926.82	2928.01	2924.45	2928.69	0.058218	5.90	9.29	9.76	1.71
Muro de C.	50	TR10	45.00	2926.77	2928.03	2923.92	2928.26	0.074608	5.14	9.46	10.25	1.75
Muro de C.	45	TR10	45.00	2927.61	2928.09	2923.39	2927.84	0.090998	4.82	9.46	10.07	1.30
Muro de C.	40	TR10	45.00	2927.37	2927.94	2922.86	2917.41	0.007388	4.73	9.21	10.93	1.51
Muro de C.	35	TR10	45.00	2927.66	2927.66	2922.33	2926.98	0.023778	5.05	9.25	10.07	1.66
Muro de C.	30	TR10	45.00	2927.15	2927.43	2921.8	2926.55	0.40168	5.14	9.58	10.93	1.57
Muro de C.	25	TR10	45.00	2926.11	2927.21	2921.27	2926.12	0.056558	4.47	10.10	12.27	1.42
Muro de C.	20	TR10	45.00	2926.07	2927.16	2920.74	2925.69	0.072948	4.79	10.95	12.51	1.64
Muro de C.	15	TR10	45.00	2926.06	2927.04	2920.21	2925.26	0.089338	4.90	9.88	13.34	1.22
Muro de C.	10	TR10	45.00	2926.01	2926.94	2919.68	2924.83	0.005728	4.66	10.59	11.78	1.61
Muro de C.	5	TR10	45.00	2925.89	2926.94	2919.15	2924.40	0.022118	4.40	10.95	14.01	1.45
Muro de C.	0	TR10	45.00	2925.92	2926.92	2918.61	2923.97	0.038508	4.12	11.50	11.95	1.27

*Nota.* Name crítico del río Carsah, para un tiempo de retorno de 45 m3/s.

En la tabla 14 se aprecian los resultados del ensayo estándar C-1, donde se muestra un cuadro de los name crítico para el río Carash, desde la progresiva 0+000 a la progresiva 0+148.6, tomando la progresiva 0+100, teniendo en cuenta el tiempo de retorno con un caudal de 45 m3/s, tiene un name critico de 1.72 m. (Cota de Fondo: 2929.12 m) y (Cota de Critica que llega el caudal del Río: 2930.84) = 2930.84 msnm – 2929.12 msnm = 1.72 m.

**Figura 42**

Cuadro de name crítico del río, para un tiempo de retorno de 45 m3/s.

River Sta	Timepno B	Q(m <sup>3</sup> /s)	Min Ch. El. (m)	W. S. Elev (m)	Crit W. S. (m)	E. G. Elev	Perdida (m/m)	Vel. (m/s)	Area Canal (m <sup>2</sup> )	Area (m)	Alt. Inund.
148.16	Tk 10	45	2932.87	2935.13	2935.65	2936.75	0.039535	5.64	7.98	7.27	1.72
145	Tk 10	45	2932.47	2933.84	2934.68	2936.5	0.065961	7.08	6.95	6.66	2.26
140	Tk 10	45	2931.96	2932.97	2933.76	2936.05	0.095941	8	5.91	5.84	2.82
135	Tk 10	45	2931.66	2932.66	2933.43	2935.52	0.084155	7.71	6.12	7.8	2.65
130	Tk 10	45	2931.36	2932.34	2933.12	2935.08	0.071963	7.45	6.42	7.84	2.52
125	Tk 10	45	2930.92	2931.77	2932.53	2934.66	0.084723	7.8	6.07	8.18	2.75
120	Tk 10	45	2930.53	2931.39	2932.09	2934.27	0.090605	7.45	6.17	8.3	2.69
115	Tk 10	45	2930.24	2931	2931.68	2933.66	0.096264	7.26	6.29	8.18	2.75
110	Tk 10	45	2929.89	2930.71	2931.37	2933.14	0.083192	6.92	6.61	8.41	2.59
105	Tk 10	45	2929.54	2930.46	2931.24	2932.86	0.061526	6.31	7.28	9.45	2.24
100	Tk 10	45	2929.17	2930.27	2930.84	2932.34	0.063761	6.47	7.08	9.06	2.27
95	Tk 10	45	2928.88	2929.82	2930.22	2931.94	0.082907	6.78	6.77	10.75	2.69
90	Tk 10	45	2928.58	2929.4	2929.66	2931.45	0.071864	6.43	7.18	10.66	2.43
85	Tk 10	45	2928.29	2929.11	2929.81	2931.04	0.054248	6.01	7.95	11.25	2.12
80	Tk 10	45	2928.07	2929.3	2929.75	2930.72	0.077713	5.49	8.84	11.42	1.81
75	Tk 10	45	2927.85	2928.87	2929.44	2930.51	0.040712	5.63	8.88	9.88	1.88
70	Tk 10	45	2927.62	2928.72	2929.21	2930.29	0.043276	5.69	8.26	10.03	1.92
65	Tk 10	45	2927.39	2928.51	2929.02	2930.07	0.038396	5.62	8.41	9.36	1.8
60	Tk 10	45	2927.18	2928.3	2928.79	2929.87	0.039744	5.71	8.27	9.28	1.84
55	Tk 10	45	2926.96	2928.01	2928.52	2929.66	0.044596	5.2	8.1	9.76	1.93
50	Tk 10	45	2926.88	2928.09	2928.5	2929.38	0.038287	5.14	7.29	10.23	1.55
45	Tk 10	45	2926.85	2928.01	2928.4	2929.21	0.044829	4.82	9.46	10.07	1.51
40	Tk 10	45	2926.77	2927.94	2928.29	2929.06	0.025892	4.73	9.78	10.93	1.49
35	Tk 10	45	2926.63	2927.68	2928.05	2928.9	0.034503	5.05	9.38	12.27	1.71
30	Tk 10	45	2926.37	2927.43	2927.83	2928.72	0.035736	5.14	9.25	12.53	1.76
25	Tk 10	45	2926.19	2927.52	2927.8	2928.5	0.038915	4.47	10.59	10.24	1.9
20	Tk 10	45	2926.15	2927.31	2927.61	2928.38	0.026487	4.79	9.78	10.27	1.51
15	Tk 10	45	2926.07	2927.06	2927.44	2928.27	0.021007	4.9	9.58	11.73	1.66
10	Tk 10	45	2926.05	2926.98	2927.3	2928.03	0.02842	4.66	10.1	12.51	1.57
5	Tk 10	45	2925.89	2926.84	2927.13	2927.86	0.021824	4.8	10.95	13.84	1.43
0	Tk 10	45	2925.76	2926.92	2927.11	2927.73	0.018084	4.12	11.5	11.95	1.27

Nota. Elaborado en base a especificaciones técnicas

#### 4.1.2.4. RECOMENDACIONES DEL MODELADO HIDRÁULICO

Se sugiere revisar la velocidad máxima permisible del agua para evaluar la susceptibilidad del río a períodos prolongados de flujo. Es esencial considerar este factor para mantener la estabilidad y funcionalidad a largo plazo del sistema fluvial.

Programa de limpieza del cauce: Es recomendable implementar un programa regular de limpieza del cauce para prevenir obstrucciones en el canal principal del río. Esto ayudaría a mantener un flujo hidráulico eficiente y reduciría el riesgo de inundaciones debido a acumulaciones de sedimentos o residuos que puedan bloquear el paso del agua.

Plan regulador para la gestión del riesgo de inundación: Se sugiere desarrollar un plan regulador integral para abordar el riesgo de inundaciones en la zona. Este plan permitiría establecer un orden para el desarrollo de proyectos futuros, considerando los riesgos hidrológicos y asegurando que las construcciones sean compatibles con la capacidad de drenaje y la seguridad de la población local.

Estudio topográfico a detalle: Para mejorar la precisión debemos realizar un estudio topográfico más detallado. Esto proporcionaría información crucial sobre la configuración del

terreno y las características geomorfológicas específicas del área de estudio, facilitando así un diseño más preciso y adaptado a las condiciones locales.

Ampliación de la mecánica de suelos: Se aconseja ampliar el estudio de mecánica de suelos mediante la realización de más calicatas a lo largo de los 5 km de estudio, tanto en el centro como en los bordes del río. Esto permitiría obtener datos adicionales sobre las propiedades del suelo y su comportamiento bajo cargas específicas, fundamentales para un diseño estructural robusto y resistente a largo plazo.

#### **4.1.2.5. RESUMEN DE RESULTADOS**

En la figura 40 se muestran cuadros de name crítico para el río Carash, desde la progresiva 0+000 a la progresiva 0+148.6, tomando la progresiva 0+100, teniendo en cuenta con un caudal de 45 m<sup>3</sup>/s, tiene un name crítico de 1.72 m. (Cota de Fondo: 2929.12 m) y (Cota de Critica que llega el caudal del Río: 2930.84) = 2930.84 msnm – 2929.12 msnm = 1.72 m.

En cálculo de socavación también considerando TR =10 años, con un caudal de 45 m<sup>3</sup>/s., utilizando los diferentes métodos de sección estable y ampliación del cauce, resulta un tirante del río de 0.46 m, velocidad media 3.96 m/s y presenta una profundidad de excavación Hs= 2.02, para muros de contención.

#### **4.1.3. ANÁLISIS DEL MURO DE CONTENCIÓN EN LA ESTABILIZACIÓN DE TALUDES**

**Análisis estructural de muros de contención:** El año 2019, se produjo el arrojado de material de desmonte en la bajada en curva de la Av. La Florida, en el Barrio La Florida, que desciende al Barrio Jorge Chávez. En dicha zona, se produjo la obstrucción de la evacuación del drenaje pluvial al río Carash, originando la erosión y desprendimiento paulatino del talud. Ante este peligro y riesgo en desarrollo de mayor socavación y potencial desprendimiento de un tramo de la carretera que une San Marcos con Huari, el tesista para llevar una propuesta de

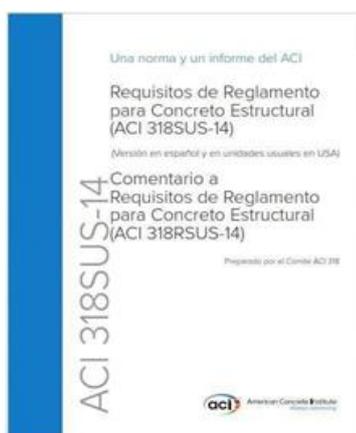
respuesta ante los problemas presentado, debido a que sufrió asentamientos, erosión y daños, por efecto de la evacuación descontrolada del drenaje pluvial y desagües clandestinos.

**Normativa y aplicable:** Para el caso del análisis estructural, modelamiento y diseño en concreto reforzado, se va a tomar en cuenta:

- ACI 318-14 Requisitos de reglamento para concreto estructural.

**Figura 43**

*ACI 318-14 en requisitos de reglamento para concreto estructural*



*Nota.* Norma CE.020 (2018)

Para la estimación de las cargas, suelos, fuerzas sísmicas, se va a consultar:

**Figura 44**

*Reglamento Nacional de Edificaciones: E.020 Cargas; E.030 Diseño sismo resistente; E.050 Suelos y cimentaciones*



*Nota.* Norma CE.020 (2018).

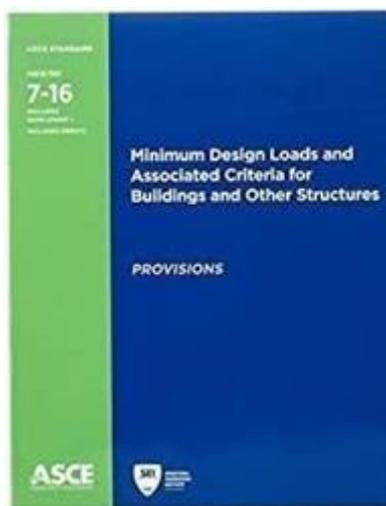
Para las especificaciones de los materiales, se va a consultar:

- Normas ASTM

Para aspectos no cubiertos en los anteriores documentos, se va a consulta.

**Figura 45**

ASCE 7-16 Cargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras



Nota. Norma CE.020 (2018)

**Concreto:** La resistencia especificada a compresión seleccionada es  $f'c=4 \text{ klb/pulg}^2=280 \text{ kg/cm}^2$ , dado que el muro de contención se ubica en una zona sísmica.

**Tabla 15**

De límites para  $f'c$

Aplicación	Concreto	Mínimo lb/pulg <sup>2</sup>	Máximo lb/pulg <sup>2</sup>
General	Peso normal y liviano	2500	Ninguno
Pórticos especiales resistentes a momentos y muros estructurales especiales	Peso normal	3000	Ninguno
	Liviano	3000	5000

El módulo de elasticidad se calcula con la expresión siguiente, según ACI 318 - 14.

Para concreto de peso normal

$$E_c = 57,000\sqrt{F'c} \text{ (en lb /pulg}^2\text{)}$$

Dado que el muro de contención tiene superficies en contacto con el suelo, y de acuerdo a los resultados del EMS, este contacto no supone

ninguna de las clases de exposición que se muestran en la tabla siguiente, según ACI 318 -14.

**Tabla 16**

*De categorías y clases de exposición*

<b>Categoría</b>	<b>Clase</b>	<b>Condición</b>
Congelamiento y deshielo (F)	F0	Concreto no expuestos a ciclos de congelamiento y deshielo.
	F1	Concreto no expuesto a ciclos de congelamiento u deshielo.
	F2	Concreto no expuesto a ciclos de congelamiento u deshielo frecuente con humedad.
	F3	Concreto no expuesto a ciclos de congelamiento u deshielo que estará en contacto frecuente con la humedad y expuesto a productos químicos descongelantes.
<b>Sulfatos solubles en agua SO 2/4</b>		
Sulfatos (S)	S0	SO 2/4 <0.10      SO 2/4 <150
	S1	0.10 ≤ SO 2/4 <0.20      1500 ≤ SO 2/4 <1500 o agua marina.
	S2	0.20 ≤ SO 2/4 <2.00      1500 ≤ SO 2/4 <10000
	S3	SO 2/4 >2.00      SO 2/4 >10000
En contacto con el agua (w)	W0	Concreto seco en servicio.
Protección de refuerzo para la comisión (c)	W1	Concreto en contacto con el agua donde no se requiere baja permeabilidad
	C0	Concreto seco protegido contra la humedad.
	C1	Concreto expuesto a la humedad y a una fuente externa de cloruros.
	C2	Concreto expuesto a la humedad, pero no a una fuente externa de cloruros.

Las propiedades del concreto utilizado en el diseño son:

**Tabla 17**

*Concreto armado*

	<b>CONCRETO ARMADO:</b>
Zapata	Fc = 280kg / cm <sup>2</sup>
Pantala	Fc = 280kg / cm <sup>2</sup>
Contrafuertes	Fc = 280kg / cm <sup>2</sup>

**Figura 46**

*Material property data*

**Acero de refuerzo:** Dado que el muro de contención tiene superficies en contacto con el suelo, y de acuerdo a los resultados del EMS, este contacto no supone ninguna de las clases de exposición que requieran algún acero de refuerzo con recubrimiento especial. Las especificaciones para los aceros de refuerzo se muestran en las tablas siguientes, según ACI 318-14.

**Tabla 18**

*Refuerzo*

<b>Las barras de corrugas deben cumplir con la (a) hasta la (e)</b>		
(a)	ASTM A615	Acero al carbón.
(b)	ASTM A706	Acero de baja aleación
(c)	ASTM A996	Acero de rieles y ejes. Las barras de acero provenientes de rieles deben ser de tipo R.
(d)	ASTM A955	Acero inoxidable.
(e)	ASTM A1035	Acero cromado bajo en carbón.

**Figura 47**

*Las barras corrugadas utilizadas en el diseño*



**Recubrimientos:** superficies en contacto con el suelo, los recubrimientos especificados.

**Tabla 19**

*Recubrimientos de la tesis*

Recubrimientos:	
Pantalla cara externa	5.0 cm
Pantalla cara interna	7.5 cm
Contrafuertes	7.5cm
Zapatatas	7.5 cm

Dado que el muro de contención tiene superficies en contacto con el suelo, los recubrimientos especificados se muestran en la tabla siguientes, según ACI 318-14.

**Tabla 20**

*De categorías y clases de exposición*

Aplicación	Concreto	Mínimo lb/pulg <sup>2</sup>	Máximo lb/pulg <sup>2</sup>
General	Peso normal y liviano	2500	Ninguno
Pórticos especiales resistentes a momentos y muros estructurales especiales	Peso normal	3000	Ninguno
	Liviano	3000	5000

**Figura 48**

*De requisitos para el concreto según la clase de exposición*

Clase de Exposición	Relación a/mc máx. <sup>(1)</sup>	$f'_c$ Mínimo lb./ pulg. <sup>2</sup>	Requisitos mínimos adicionales			Límites en los Materiales cementantes
			Contenido de aire			
F0	N/A	2500	N/A			N/A
F1	0.55	3500	Tabla 19.3.3.1			N/A
F2	0.45	4500	Tabla 19.3.3.1			N/A
F3	0.40 <sup>(2)</sup>	5000 <sup>(2)</sup>	Tabla 19.3.3.1			26.4.2.2(b)
			Tipos de material cementante <sup>(3)</sup>			Aditivo cloruro de calcio
			ASTM C 150	ASTM C 595	ASTM C 1157	
S0	N/A	2500	Sin restricción en el tipo	Sin restricción en el tipo	Sin restricción en el tipo	Sin restricción
S1	0.50	4000	II <sup>(4)(5)</sup>	Tipos IP, IS o IT con designación (MS)	MS	Sin restricción
S2	0.45	4500	V <sup>(6)</sup>	Tipos IP, IS o IT con designación (HS)	HS	No se permite
S3	0.45	4500	V más puzolanas o cemento de escoria <sup>(8)</sup>	Tipos IP, IS o IT con designación (HS) más puzolanas o escoria <sup>(8)</sup>	HS más puzolanas o escoria <sup>(8)</sup>	No se permite
W0	N/A	2500	Ninguna			
W1	0.50	4000	Ninguna			
			Contenido máximo de iones de cloruro (Cl <sup>-</sup> ) soluble en agua en el concreto, porcentaje por peso de cemento <sup>(7)</sup>		Requisitos adicionales	
			Concreto no preesforzado	Concreto preesforzado		
C0	N/A	2500	1.00	0.06	Ninguno	
C1	N/A	2500	0.30	0.06		
C2	0.40	5000	0.15	0.06	Recubrimiento de concreto <sup>(9)</sup>	

Fuente. Cherné & Gonzales (2005).

Las propiedades del concreto utilizado en el diseño son:

**Tabla 21**

*Concreto armado*

Concreto armado	
Zapata	$f'c = 280 \text{ kg / cm}^2$
Pantalla	$f'c = 280 \text{ kg / cm}^2$
Contrafuertes	$f'c = 280 \text{ kg / cm}^2$

**Figura 49**

*Material property data*

**Acero de refuerzo:** Dado que el muro de contención tiene superficies en contacto con el suelo, y de acuerdo a los resultados del EMS, este contacto no supone ninguna de las clases de exposición que requieran algún acero de refuerzo con recubrimiento especial.

Las especificaciones para los aceros de refuerzo se muestran en las tablas siguientes, según ACI 318 -14.

**Figura 50**

*Las barras corrugadas utilizadas en el diseño*

The image shows a software dialog box titled "Material Property Data". It is divided into several sections:

- General Data:** Material Name and Display Color: REFUERZO ASTM A615; Material Type: Rebar; Material Grade: Grade 60; Material Notes: Modify/Show Notes...
- Weight and Mass:** Weight per Unit Volume: 2.836E-04; Mass per Unit Volume: 7.345E-07; Units: Kip, in, F
- Uniaxial Property Data:** Modulus Of Elasticity, E: 29000; Poisson, U: 0.3; Coefficient Of Thermal Expansion, A: 6.500E-06; Shear Modulus, G: (empty)
- Other Properties For Rebar Materials:** Minimum Yield Stress, Fy: 60; Minimum Tensile Stress, Fu: 90; Expected Yield Stress, Fye: 66; Expected Tensile Stress, Fue: 99

At the bottom, there is a checkbox for "Switch To Advanced Property Display" (unchecked) and "OK" and "Cancel" buttons.

**Recubrimientos:** Recubrimientos especificados.

**Tabla 22**

*Concreto armado*

RECUBRIMIENTOS	
Pantalla cara externa	5.0 cm
Pantalla cara interna	7.5 cm
Contrafuertes	7.5 cm
Zapatatas	7.5 cm

Dado que el muro de contención tiene superficies en contacto con el suelo, los recubrimientos especificados se muestran en la tabla siguiente, según ACI 318-14.

**Ganchos estándar:** Los ganchos estándar usados tanto para estribos, como para refuerzo longitudinal se muestran en las siguientes tablas, según ACI 318 -14.

**Figura 51**

*Geometría del gancho estándar para el desarrollo de barras corrugadas en tracción*

Tipo de gancho estándar	Diámetro de la barra	Diámetro interior mínimo de doblado, pulg.	Extensión recta <sup>(1)</sup> $l_{ext}$ , pulg.	Tipo de gancho estándar
Gancho de 90 grados	No. 3 a No. 8	$6d_b$	$12d_b$	
	No. 9 a No. 11	$8d_b$		
	No. 14 y No. 18	$10d_b$		
Gancho de 180 grados	No. 3 a No. 8	$6d_b$	Mayor de $4d_b$ y 2.5 pulg.	
	No. 9 a No. 11	$8d_b$		
	No. 14 y No. 18	$10d_b$		

<sup>(1)</sup> El gancho estándar para las barras corrugadas en tracción incluye el diámetro interior específico del doblé y el largo de la extensión recta. Se permite usar una extensión recta más larga en el extremo del gancho. No se considera que esta extensión aumente la resistencia de anclaje del gancho.

*Nota.* Cherné & Gonzales (2005).

**Figura 52**

*Diámetro mínimo interior de doblado y geometría d el gancho estándar estribos, amarras y estribos cerrados de confinamiento*

Tipo de gancho estándar	Diámetro de la barra	Diámetro interior mínimo de doblado pulg.	Extensión recta <sup>(1)</sup> $l_{ext}$ , pulg.	Tipo de gancho estándar
Gancho de 90 grados	No. 3 al No. 5	$4d_b$	Mayor de $6d_b$ y 3 pulg.	
	No. 6 al No. 8	$6d_b$	$12d_b$	
Gancho de 135 grados	No. 3 al No. 5	$4d_b$	Mayor de $6d_b$ y 3 pulg.	
	No. 6 al No. 8	$6d_b$		
Gancho de 180 grados	No. 3 al No. 5	$4d_b$	Mayor de $4d_b$ y 2.5 pulg.	
	No. 6 al No. 8	$6d_b$		

<sup>(1)</sup> El gancho estándar para estribos y estribos cerrados de confinamiento incluye el diámetro interior del doblé específico y el largo de la extensión recta. Se permite usar una extensión recta más larga en el extremo del gancho. No se considera que esta extensión aumente la resistencia de anclaje del gancho.

*Nota.* Cherné & Gonzales (2005).

**Modelamiento y análisis estructural:** Los muros de contención son usados buscando retener masas de tierras, lodo u otro material suelto donde las condiciones hacen imposible que esas masas asuman sus pendientes naturales.

Este tipo de estructuras son económicas y posiblemente hasta aproximadamente 10'=3.00 m. Las paredes en voladizo son económicas para alturas hasta 20'=6.00 m, mientras que los contrafuertes se utilizan para alturas mayores.

Para el presente caso, el muro de contención, del tipo de contrafuertes, tiene una altura total de H=40'=12.00 m. Las dimensiones del muro se han verificado, realizando sucesivas iteraciones, de tal manera que cumplen con un factor de seguridad mayor o igual al normativo, para garantizar la estabilidad al volteo, al deslizamiento; y que, las presiones actuantes no excedan la capacidad portante admisible del suelo. Este análisis de la estabilidad externa del muro de contención ha incluido el caso de las cargas de sismo (Mononobe-Okabe), inclusive. Para el volcamiento: 2.9>2.0

Factor de seguridad contra el volcamiento:

$$\frac{Mr}{Mb}$$

$$evalb\left(\frac{Mr}{Mb} > FSv\right)$$

Para el deslizamiento: 1.502>1.5

Factor de seguridad contra el volcamiento:

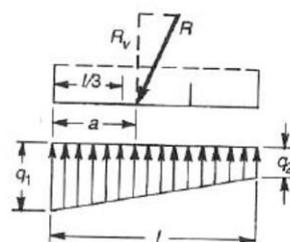
$$\frac{Fd}{Pah}$$

$$evalb\left(\frac{Fd}{Pah} > FSd\right)$$

La resultante de fuerzas actuantes o desequilibrantes, cae en el tercio central de la zapata.

### Figura 53

Resultante en el tercio medio



(a) Resultante en el tercio medio

Nota. Cherné & Gonzales (2005)

Las presiones del suelo son a compresión, y no exceden la capacidad admisible.

Esfuerzos admisibles

Verificando esfuerzos admisibles del suelo

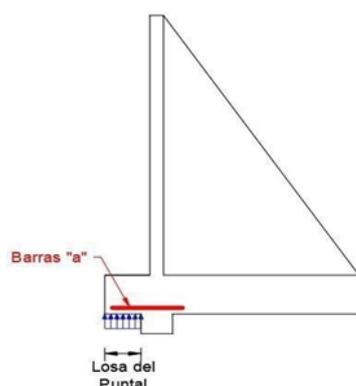
$$evalb(qadm > qprom), true$$

**Losa del puntal:** La losa del puntal es una estructura en voladizo que se extiende a lo largo de toda la cara frontal del muro de contención. Esta losa está diseñada para resistir las presiones generadas por el suelo o relleno contenido detrás del muro. La carga que soporta esta losa se transmite hacia arriba debido a la presión de contacto ejercida por el material contra el muro.

Esta configuración proporciona estabilidad adicional al muro al distribuir las cargas de manera uniforme a lo largo de su extensión, minimizando así los efectos de volteo y deslizamiento

### Figura 54

Losa a lo largo de la cara frontal del muro

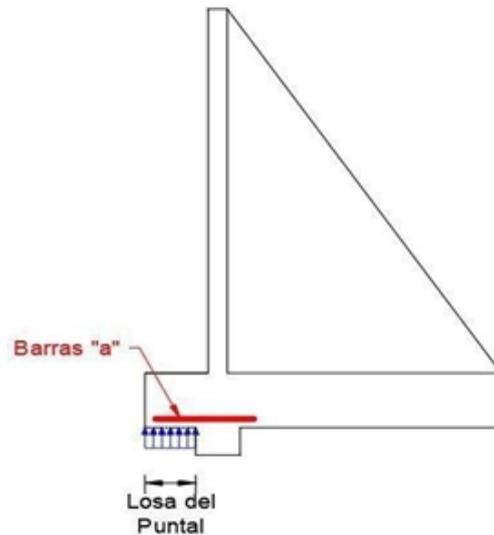


Nota. El refuerzo se proporciona mediante las barras "a".

**Panel de muro vertical:** Las barras horizontales “b” se proporcionan con espaciamientos decrecientes, para momentos positivos y negativos.

**Figura 55**

Barra “B”



*Nota.* El refuerzo se proporciona mediante las barras “B”.

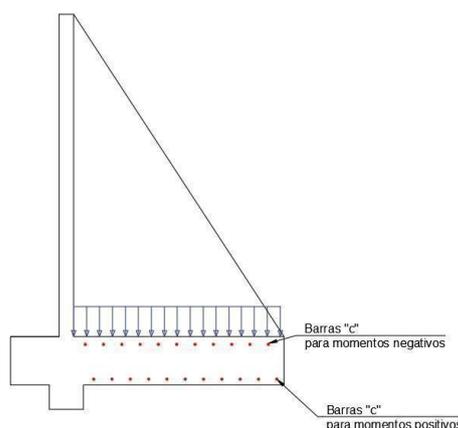
**Losa del talón:** La losa del talón es una estructura ubicada debajo de los muros de contención, apoyándose tanto en los contrafuertes como en el propio muro. Esta losa está diseñada para soportar las cargas que actúan hacia abajo. Parte de estas cargas se contrarrestan mediante la presión de contacto ejercida por el material del relleno contra la losa y el muro.

Para manejar los momentos tanto positivos como negativos generados por estas cargas, se utilizan barras de refuerzo dispuestas estratégicamente en la losa del talón. Estas barras, conocidas como barras “c”, proporcionan resistencia adicional y ayudan a distribuir las cargas de manera efectiva a través de la losa y el muro.

Esto contribuye a mantener la estabilidad estructural del muro de contención frente a las fuerzas horizontales que podrían inducir vuelco o deslizamiento.

**Figura 56**

*Barra "C"*



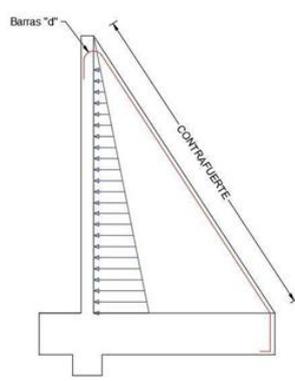
*Nota.* El refuerzo se proporciona mediante las barras "c".

**Contrafuertes:** Los contrafuertes en un muro de contención son elementos estructurales en forma de cuña que están encastrados en la parte inferior de la losa base. Su función principal es sostener la losa del muro y distribuir la carga de manera efectiva hacia la cimentación. Estos contrafuertes están diseñados para soportar completamente presión a lo largo de la distancia entre sus centros.

Desde una perspectiva estructural, los contrafuertes actúan como vigas en forma de T invertida, donde la losa del muro funciona como el ala de la viga y el contrafuerte como el alma. En este sentido cuando hay un momento flector máximo ocurre debido a la presión total del suelo y se calcula con respecto a la parte inferior de la losa del muro. Este momento se equilibra a través de las fuerzas desarrolladas en las barras de refuerzo "d".

**Figura 57**

*Barra "D"*



*Nota.* El refuerzo se proporciona mediante las barras "d".

**Diseño losa del puntal:** De la hoja de los cálculos estructurales, se verifica que el acero suministrado es mayor o igual al de diseño.

$$evalb(As > aS) , true$$

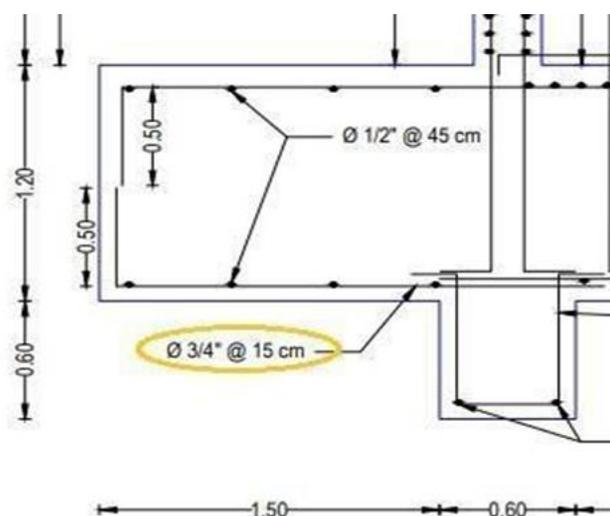
Acero suministrado

**Barra N° 6 cada 6 pulgadas**

Por lo que, colocar aceros  $\phi=3/4'' @15\text{cm}$

**Figura 58**

*Muro vertical*



Nota. El refuerzo se proporciona mediante las barras "d".

**Panel de muro vertical:** De la hoja de los cálculos estructurales, se verifica que el acero suministrado es mayor o igual al de diseño. Para momentos positivos, siendo  $h=36'=10.8\text{m}$ , y dividiendo la altura de la pantalla en cuatro franjas de  $h/4=9'=2.70\text{m}$ , para la FRANJA 1:

$$evalb(As > AS_{min} \text{ and } As > AS) , true$$

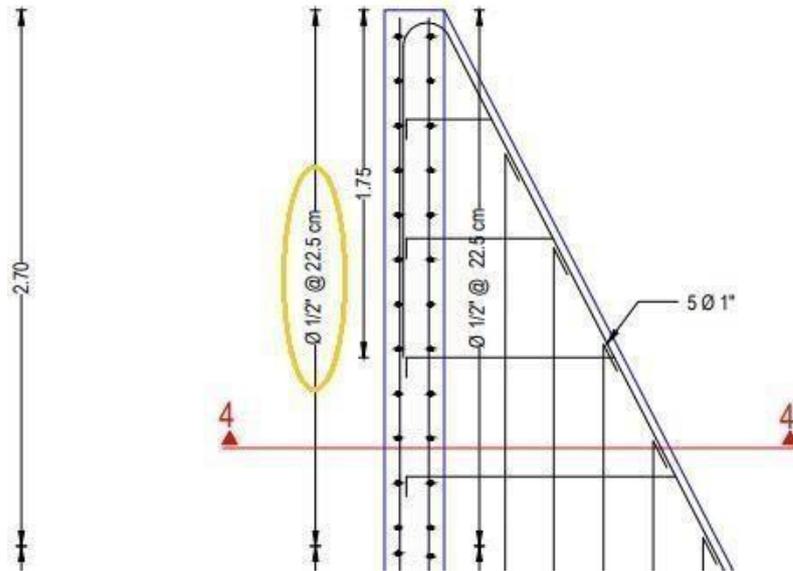
**Acero suministrado**

**Barra N° 4 cada 9 pulgadas**

Por lo que, colocar aceros  $\phi=1/2'' @22.5\text{cm}$

**Figura 59**

Franja 1



Nota. Para la franja 1.

**Para la FRANJA 2:**

*evalb(As > ASm(n) and As > AS) , true*

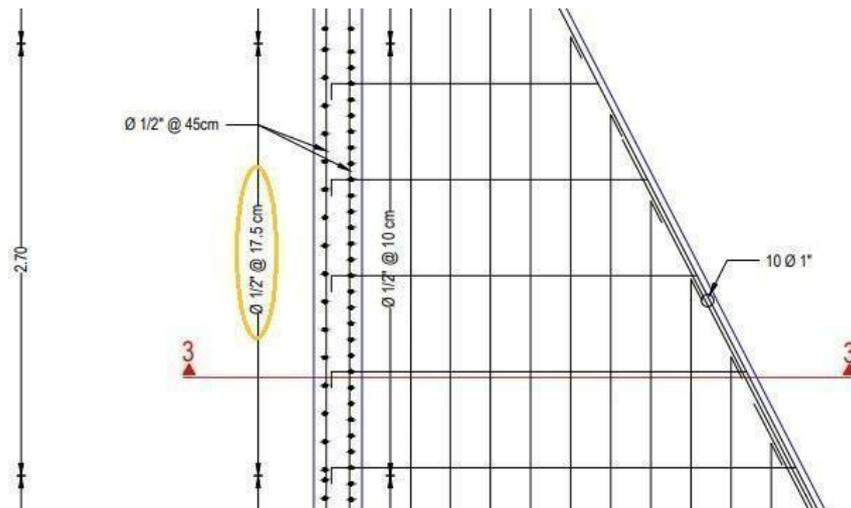
**Acero suministrado**

**Barra N° 4 cada 7 pulgadas**

Por lo que, colocar aceros  $\phi=1/2'' @ 17.5\text{cm}$ .

**Figura 60**

Franja 2



Nota. Para la franja 2.

**Para la FRANJA 3:**

*evalb(As > ASm(n) and As > AS) , true*

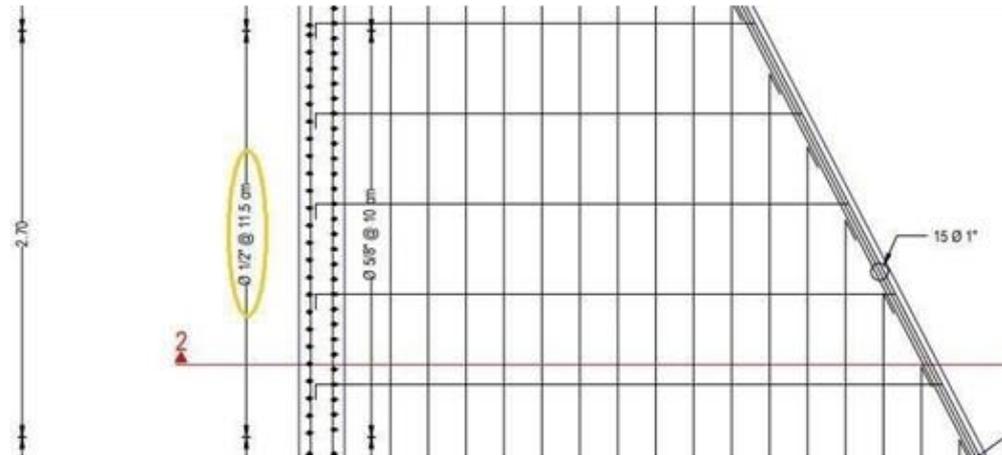
Acero suministrado

**Barra N° 4 cada 4.5 pulgadas**

Por lo que, colocar aceros  $\phi=1/2''$  @ 11.5cm

**Figura 61**

*Franja 3*



*Nota.* para la franja 3.

**Para la FRANJA 4:**

$$\text{evalb}(As > ASm(n) \text{ and } As > AS), \text{ true}$$

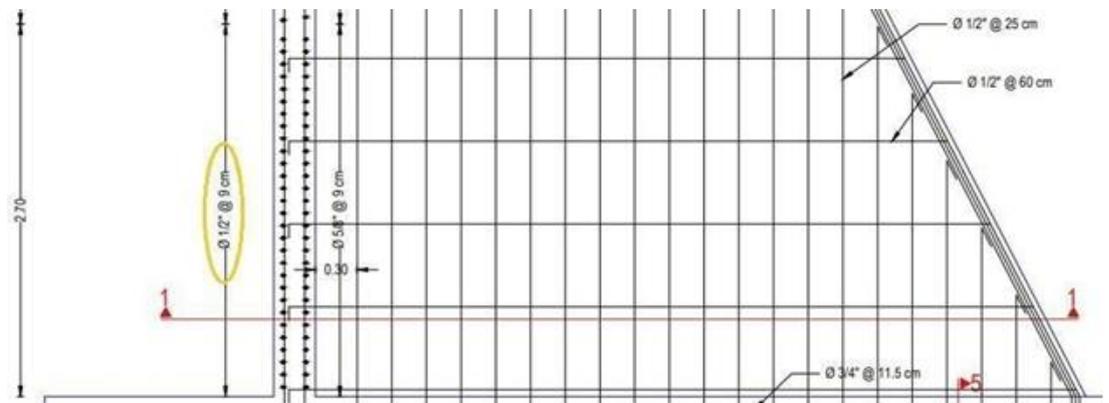
Acero suministrado

**Barra N° 4 cada 3.5 pulgadas**

Por lo que, colocar aceros  $\phi=1/2''$  @ 9cm

**Figura 62**

*Franja 4*



*Nota.* para la franja 4.

**Losa del talón:** De la hoja de los cálculos estructurales, se verifica que el acero suministrado es mayor o igual al de diseño.

En el talón, que es una zapata de  $h=4'=1.20\text{m}$ , el diseño del refuerzo a flexión para momentos positivos:

$$\text{evalb}(A_s > A_S), \text{true}$$

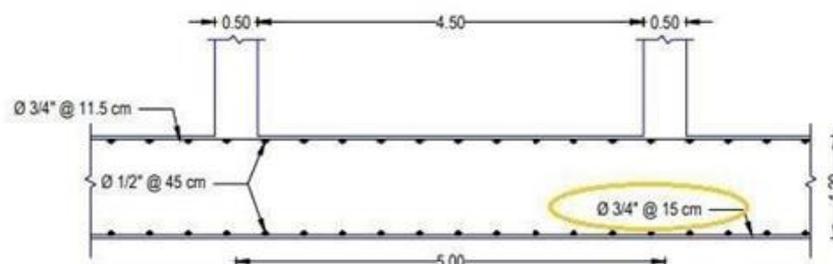
Acero suministrado

**Barra N° 6 cada 6 pulgadas**

Por lo que, colocar aceros  $\phi=3/4'' @15\text{cm}$

**Figura 63**

*Diseño del refuerzo a flexión para momentos positivos*



Nota. Para la barra 6.

Para momentos negativos:

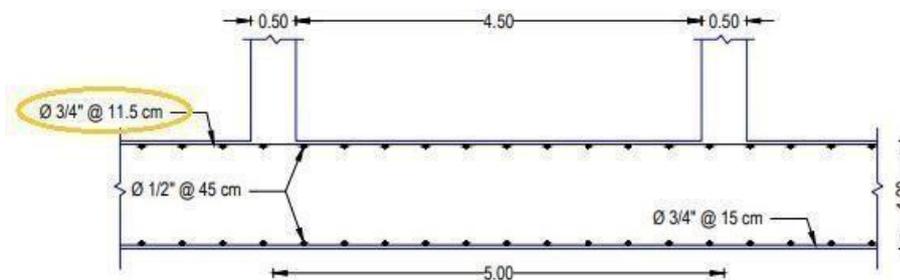
$$\text{evalb}(A_s > A_S), \text{true}$$

Acero suministrado

**Barra N° 6 cada 4.5 pulgadas**

**Figura 64**

*Diseño del refuerzo a flexión para momentos negativos*



Nota. para la barra 6.

**Contrafuertes:** De la hoja de los cálculos estructurales, se verifica que el acero suministrado es mayor o igual al de diseño.

El acero de refuerzo para el momento flector máximo en la parte inferior de la losa del muro es:

Seleccionando barras #8

$$n = 14 : dn = 1.00 : As = 11.85$$

**Acero suministrado**

**15 barras Nro. 8 colocadas en 3 filas**

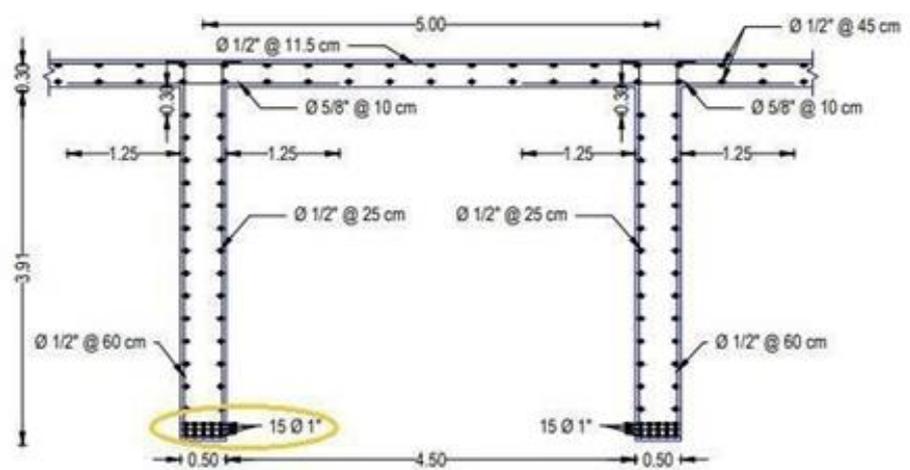
**Tabla 23**

*Areas of groups of standard bars in 2*

Pesos unitarios, ángulos efectivos de fricción interna $f$ y coeficientes de fricción con el concreto				
#	Suelo	Peso unitario, lb/pie <sup>3</sup>	$\phi$ , grados	$f$
1	Arena o grava sin partículas finas, altamente permeable.	110-120	33-40	0.5-0.6
2	Arena o grava con mezcla de limo, baja permeabilidad.	120-130	25-35	0.4-0.5
3	Arena limosa, arena y grava con alto contenido de arcilla.	110-120	23-30	0.3-0.5
4	Arcilla media o rígida.	100-120	25-35	0.3-0.4
5	Arcilla blanda, limo.	90-110	20-25	0.2-0.3

**Figura 65**

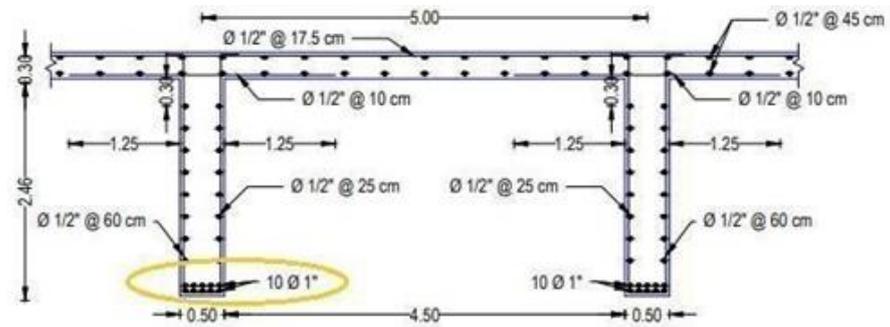
*Colocar aceros 15  $\phi=1$*



Nota. Para la barra 8.

**Figura 66**

Para "2/3As"



Nota. Para la barra 8.

Que se corta a un a distancia, medida desde la losa base:

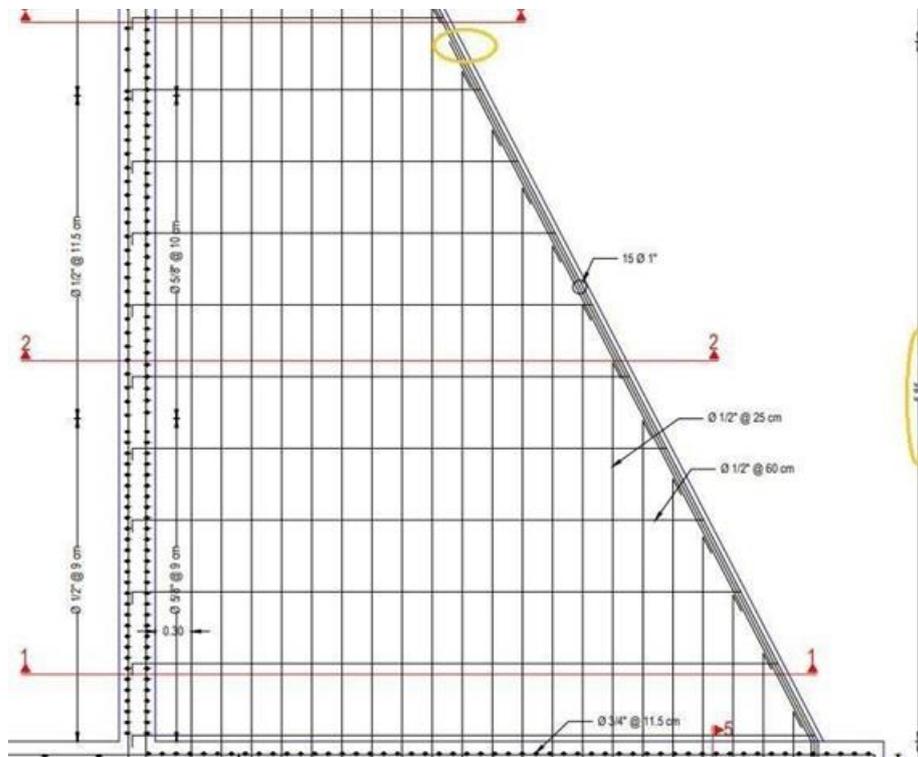
$$l_{se} = \max\left(l_s + l_e, l_d\left(\frac{1}{12}\right)\right) 19,5$$

Barras alternas: interrumpir cortando a una longitud "l<sub>se</sub>" enciam de la base 19.5 pies.

$$l_{se} = \max\left(l_s + l_e, l_d\left(\frac{1}{16}\right)\right) 10,5$$

**Figura 67**

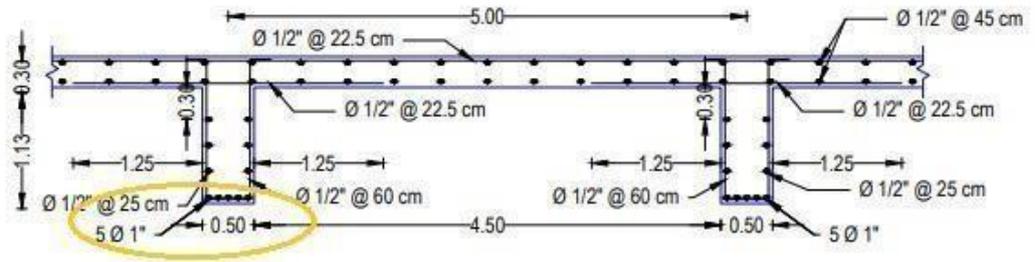
Que se corta a un a distancia, medida desde la losa base



Nota. Para la barra 8.

**Figura 68**

Para "1/3As"



Nota. Para la barra 8.

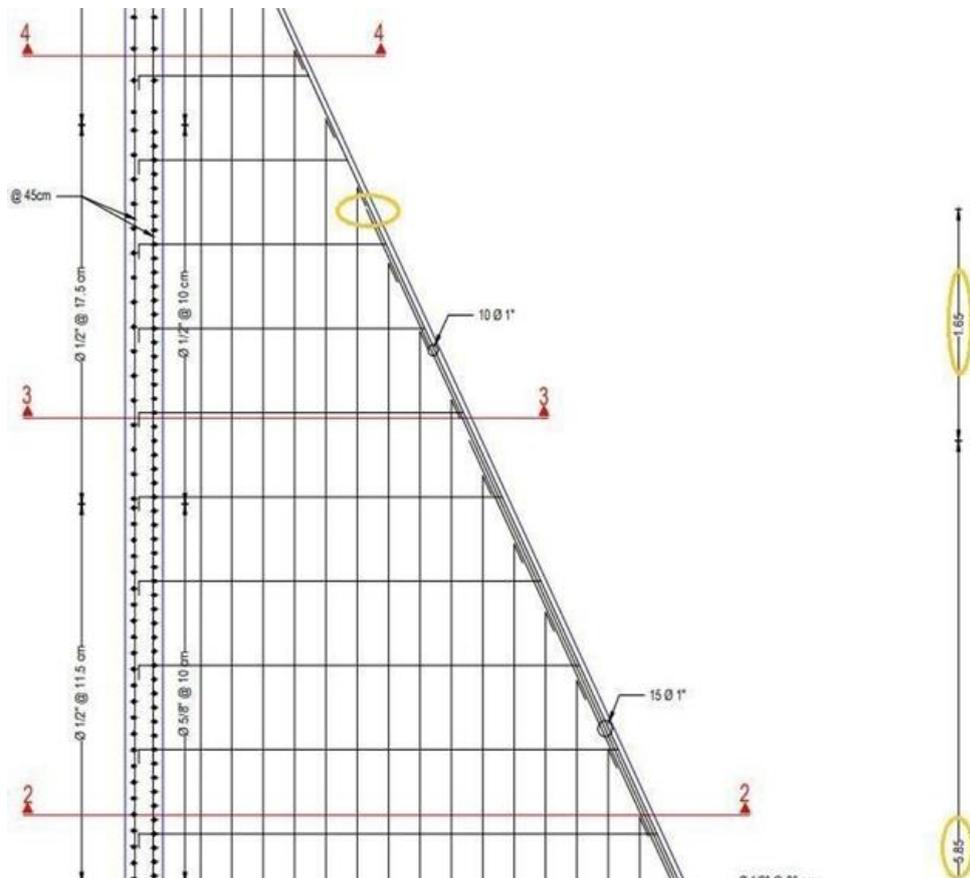
**Que se corta a un a distancia, medida desde la losa base: Se corta a un a distancia medida.**

$$l_{se} = \max \left( l_s + l_e, l_d \left( \frac{1}{12} \right) \right) 24,8$$

Barras alternas: interrumpir cortando a una longitud "l<sub>se</sub>" encima de la base 25 pies.

**Figura 69**

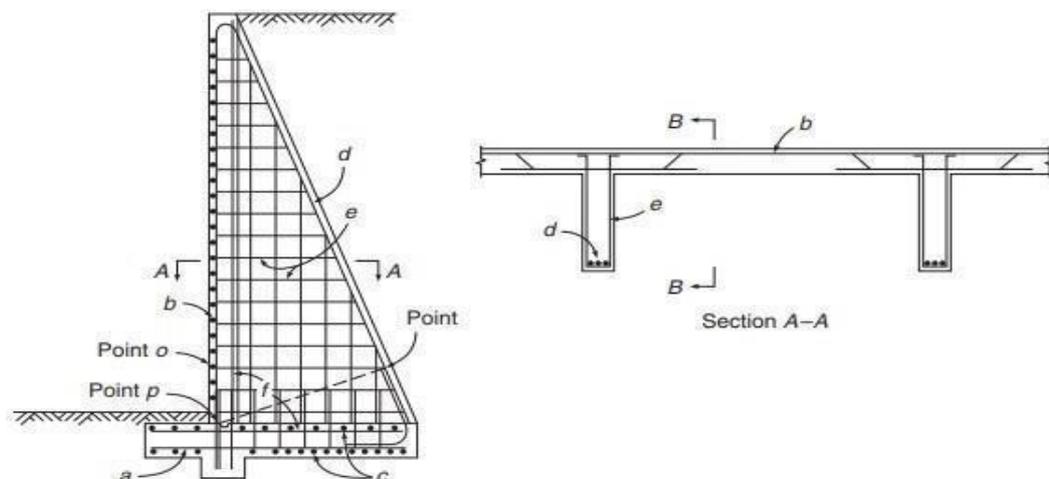
Que se corta a un a distancia, medida des de la losa base



Nota. En base a las medidas normativas.

**Figura 70**

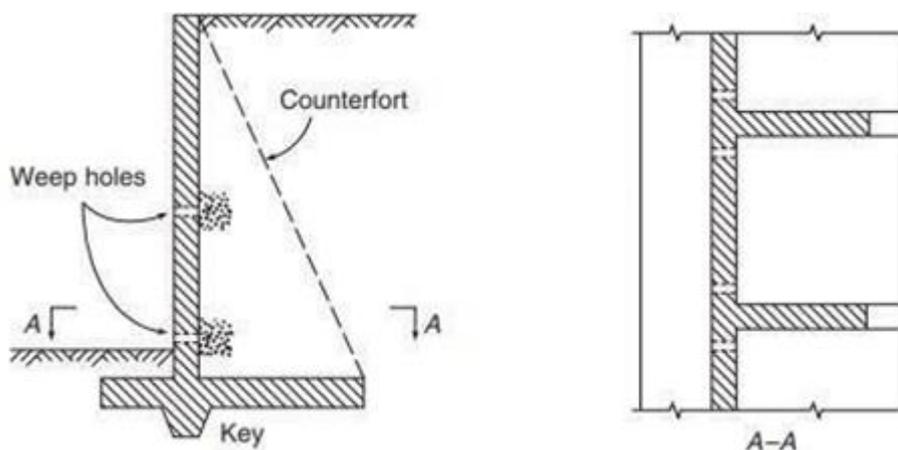
*Diseño de estabilidad y refuerzo de muro de contención con contrafuerte de 12 m*



*Nota.* En base a las medidas normativas.

**Figura 71**

*Diseño de estabilidad y refuerzo de muro de contención con contrafuerte de 12 m*



*Nota.* En base a las medidas normativas.

**Tabla 24**

*Pesos unitarios, ángulos efectivos de fricción interna y coeficientes de fricción con el concreto f*

Pesos unitarios, ángulos efectivos de fricción interna $f$ y coeficientes de fricción con el concreto				
#	Suelo	Peso unitario, lb/pie <sup>3</sup>	$\phi$ , grados	$f$
1	Arena o grava sin partículas finas, altamente permeable.	110-120	33-40	0.5-0.6
2	Arena o grava con mezcla de limo, baja permeabilidad.	120-130	25-35	0.4-0.5
3	Arena limosa, arena y grava con alto contenido de arcilla.	110-120	23-30	0.3-0.5

4	Arcilla media o rígida.	100-120	25-35	0.3-0.4
5	Arcilla blanda, limo.	90-110	20-25	0.2-0.3

A partir de la tabla 24 podemos señalar que:

**Unidades; fuerza (lb), longitud (pulg)**

$$fc = 4000 : fc = 60000$$

$$\varphi = 0.75 : \phi = 0.90 : \lambda = 0.85 : \mu = 0.50:$$

$$rec = 2.0 : Rec = 3.0:$$

$$\kappa = 3.0 : hw = 0 : lw = 5.5 : tw = 1.0$$

$$lc = 18,5 : h = 4.0 : lpn = 5.0,$$

$$ltc = 2.0 : ltn = 18.0 : htc = 2.0$$

$$B = lpn + ltc + ltn : H = \kappa + h:$$

**Unidades; fuerza (lb), longitud (pulg)**

$\alpha = 30^0$  Fricción del material del relleno  $\alpha = 30^0$

$$w = 120 : \alpha = 0.5236 : wc = 150.0 : SC = 400.0 :$$

$$Cah = \frac{1 - \sin(\alpha)}{1 + \sin(\alpha)} : Cph = \frac{1 + \sin(\alpha)}{1 - \sin(\alpha)} : h = \frac{SC}{w}:$$

$$\kappa = 36.0 : hw = 0 : lw = 5.5 : tw = 1.0$$

$$lc = 18,5 : h = 4.0 : lpn = 5.0$$

$$ltc = 2.0 : ltn = 18.0 : htc = 2.0$$

$$B = lpn + ltc + ltn : H = \kappa + h:$$

$$\theta_1 = 0 : \theta_2 = \arctan\left(\frac{lc}{\kappa}\right)$$

$$pq = (tw + lc) \cos(\theta_2) : oq = pq \cdot \cos(\theta_2)$$

Figura 72

Capacidad admisible del terreno de fundación

CAPACIDAD ADMISIBLE DEL TERRENO DE FUNDACION					
DATOS					
Angulo de Friccion (φ)		22.5 °		0.393 Rad.	
Cohesion (c)		0.069 Kg/cm <sup>2</sup>		0.069 Kg/cm <sup>2</sup>	
Densidad (δ)		1.914 gr/cm <sup>3</sup>		0.00191 Kg/cm <sup>3</sup>	
Ancho cimentacion (B)		5.00 m		500 cm	
Largo cimentacion (L)		50.00 m		5000 cm	
Profundidad Nivel Freatico		0.50 m		0.50 cm	
Factores adimensionales	N <sub>c</sub>	17.45		17.45	
	N <sub>q</sub>	8.23		8.23	
	N <sub>y</sub>	5.39		5.39	
Factores de forma	S <sub>c</sub>	1.05		1.05	
	S <sub>q</sub>	1.41		1.01	
	S <sub>y</sub>	0.96		0.96	
Relacion de Poisson (μ)		0.15		0.15	
Modulo de Deformacion (Es)		8000 Tn/m <sup>2</sup>		812.84 Kg/cm <sup>2</sup>	
Factor de Forma (Ip) Ciment. Rigida		210 cm/m		210.00 cm/m	
Asentamiento maximo permisible (S)		2.50 cm		2.50 cm	
Factor de seguridad (FS)		3		3	
CAPACIDAD ADMISIBLE POR CORTE					
FORMULA					
$Q_{ult} = CN_c S_c + qN_q S_q + 0.5 \gamma B N_y S_y$			$q_{adm} = Q_{ult} / FS$		
$S_c = 1 + (N_q/N_c) (B/L)$		$S_y = 1 - 0.4 (B/L)$		$S_q = 1 + tg \phi (B/L)$	
CALCULO					
Profundidad (m)	Q <sub>ult</sub> Kg/cm <sup>2</sup>	Q <sub>adm</sub> Kg/cm <sup>2</sup>	Profundidad (m)	Q <sub>ult</sub> Kg/cm <sup>2</sup>	Q <sub>adm</sub> Kg/cm <sup>2</sup>
2.00	4.35	1.45	2.60	4.92	1.64
2.10	4.44	1.48	2.70	5.01	1.67
2.20	4.54	1.51	2.80	5.11	1.70
2.30	4.63	1.54	2.90	5.20	1.73
2.40	4.73	1.58	3.00	5.30	1.77
2.50	4.82	1.61	3.10	5.39	1.80

Nota. En base a las medidas normativas.

**Estabilidad:** Verificando el cortante

Unidades; fuerza (lb), longitud (pulg)

Cortante en el contrafuerte a una altura "h"

$$P = \frac{1}{2} : Cah.w.\kappa.(\kappa + 2H).Sn : Vu = 1.6.P$$

Para calcular las resistencias al cortante en sección VIGA T del contrafuerte se asume un comportamiento de la viga como de gran peralte. La sección "oq" servirá para verificar la resistencia de diseño

$$\phi Vn = 8. \phi. \sqrt{f_c}. (12bw). (12oq)$$

$$evalb(\phi Vn > Vu) , true$$

### **Estabilidad: Momento estabilizante**

Unidades; Fuerza (lb), longitud (pie)

Cálculo de "W" y "Mr"

$$W1 = tw \cdot \kappa \cdot wc \cdot S : x1 = lw + \frac{tw}{2} : M1 = W1 \cdot x1:$$

$$W2 = 0 : x2 = 0 : M2 = W2 \cdot x2:$$

$$W3 = B \cdot h \cdot wc \cdot S : x3 = \frac{B}{2} : M3 = W3 \cdot x3:$$

$$W4 = ltc \cdot htc \cdot wc \cdot S : x4 = lpn + \frac{ltc}{2} : M4 = W4 \cdot x4:$$

$$W5 = lw \cdot hw \cdot w \cdot S : x5 = \frac{1}{2}lw : M5 = W5 \cdot x5:$$

$$W6 = \frac{1}{2}lc \cdot \kappa \cdot wc \cdot bw : x6 = B - : M5 = \frac{1}{2}lc : M6 = W6 \cdot x6:$$

$$W7 = lc \cdot \kappa \cdot w \cdot Sn : x7 = B + \frac{1}{2} \cdot lc : M7 = W7 \cdot x7:$$

$$W8 = lc \cdot SC \cdot S : x8 = B - \frac{1}{2}lc : M8 = W8 \cdot x8:$$

$$W9 = lc \cdot SC \cdot S : x8 = B - \frac{1}{2}lc : M9 = W9 \cdot x9:$$

$$W9 = lc \cdot SC \cdot S : x9 = B - \frac{1}{2}lc : M9 = W9 \cdot x9:$$

### **Estabilidad – Momento de volcamiento**

Unidades; Fuerza (lb), longitud (pie)

El momento de volcamiento, debido al empuje horizontal activo de tierras es:

$$y = \frac{H^2 + 3H \cdot h}{3(H + 2h)}$$

$$Pah = \frac{1}{2} \cdot Cah \cdot w \cdot H \cdot (H + 2h) \cdot S:$$

$$Mo = Pah \cdot y :$$

Factor de seguridad contra el volcamiento

$$\frac{M_r}{M_0}$$

$$evalb\left(\frac{M_r}{M_0} > FSv\right)$$

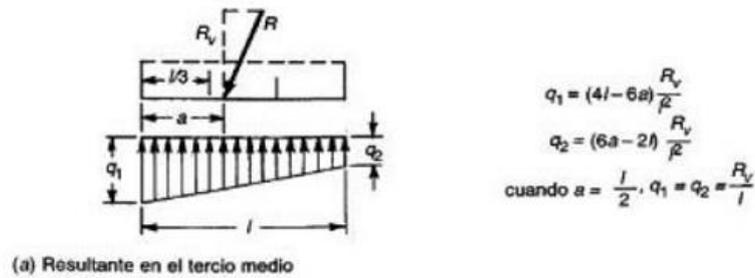
### Resultante en el tercio medio

¿La resultante cae dentro del tercio medio?

$$evalb\left(\frac{B}{3} < a < \frac{2}{3}B\right)$$

**Figura 73**

Resultante en el tercio medio



Nota. En base a las medidas normativas

Presión máxima del suelo

$$q_1 = (4B - 6a) \cdot \frac{W}{B^2 \cdot S} \quad 7213$$

Presión Mínima del suelo

$$q_2 = (6a - 2B) \cdot \frac{W}{B^2 \cdot S} \quad 1234$$

Presión promedio del suelo

$$q_{prom} = \frac{(q_1 + q_2)}{2} \quad 4224$$

**Deslizamiento:** Fuerzas opuestas al deslizamiento

$$\begin{aligned} q_{pn} = q_1 : q_{tc} &= \frac{(q_1 - q_2)}{B} \cdot (l_{tc} + l_{tn}) + q_2 : q_{tn} \\ &= \frac{(q_1 - q_2)}{B} \cdot (l_{tn}) + q_2 : \end{aligned}$$

Fuerza debida a presión de contacto en el tacón y talón

$$F\alpha = \frac{1}{2} \cdot (qtc + q2) \cdot (ltc + ltn) \cdot \mu:$$

Fuerza debida a presión pasiva de tierras

$$hp = htc : Pph = \frac{1}{2} \cdot Cph \cdot w \cdot hp^2:$$

Total, fuerzas opuestas al deslizamiento

$$Fd = (F\alpha + F\mu + Pph) \cdot S:$$

Factor de seguridad contra el deslizamiento

$$\frac{Fd}{Pah} \geq 1,5$$

$$evalb\left(\frac{Fd}{Pah} > FSd\right) \text{ True}$$

**Esfuerzos admisibles:** Verificados esfuerzos admisibles del suelo

$$evalb(qadm > qprom)$$

**Refuerzo principal en contrafuerte (barras “d”):** Momento de diseño a flexión

Unidades: fuerza (lb). Longitud(pulg)

$$M_\mu := 1.6 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot Cah \cdot w \cdot \kappa \cdot (\kappa + 2h) \cdot Sn\right) \cdot \left(\frac{\kappa + 3\kappa \cdot h}{3(\kappa + 2h)}\right) \cdot 12):$$

$$b = 12 \text{ bw} : d = 12 \text{ pq} - 2\text{Rec} : As = \left(\frac{200}{fy}, \frac{3\sqrt{fc}}{fy}, \frac{fc\lambda}{fy} \sqrt{\frac{b^2 d^2 fc^2 \lambda^2 \phi^2 - 2M\mu\lambda bfc\lambda\phi}{b\phi fyd}}\right) \cdot (b \cdot d)$$

Seleccionado barras #8

$$n = 15 : db = 1.00 : As = 11.85 \text{ 11,85}$$

**Acero suministrado:** 15 barras NRO. 8, colocados en tres filas

$$Id = \text{piecewise} \left( db < 0.875 \left(\frac{fy}{25\sqrt{fc}}\right) db, db \geq 0.875, \left(\frac{fy}{20\sqrt{fc}}\right) db \right)$$

**Refuerzo principal en panel de muro:** Varas horizontales “b”

**Figura 74**

*Tensión simplificada*

Momento	Localización	Condición	M. MAX
---------	--------------	-----------	--------

Positivo	Vanos extremos	Extremo discontinuo monolítico con el apoyo	$w_n l^2 / 14$
		El extremo discontinuo no está registrado	$w_n l^2 / 11$
	Vanos interiores	Todos	$w_n l^2 / 24$
Negativo	Cara interior de apoyo exteriores	Miembros construidos monolíticamente con viga dintel de apoyo	$w_n l^2 / 16$
		Miembros construidos monolíticamente con columna de apoyo	$w_n l^2 / 9$
	Cara exterior del primer apoyo	Dos vanos	$w_n l^2 / 10$
		Mas de dos vanos	$w_n l^2 / 11$
	Las demás caras de apoyo	Todas	$w_n l^2 / 12$

*Nota.* En base a las los daros obtenidos en el instrumento.

**Momento positivo de diseño a flexión:** Presiones en los fondos de cada franja (medido desde a corona):

Unidades; Fuerza (lb), longitud (pulg)

$$wz0 = eval(Cah. w. (z + h), z = 0)$$

$$wz1 = eval \left( Cah. w. (z + h), z \frac{1}{4} . \kappa \right):$$

$$wz2 = eval \left( Cah. w. (z + h), z \frac{1}{2} . \kappa \right):$$

$$wz3 = eval \left( Cah. w. (z + h), z \frac{3}{4} . \kappa \right):$$

### Acero mínimo

$$Ag = 12.12tw : A_{smin} = \max \left( \frac{0.0018 \cdot 60000}{fy}, 0.0014 \right) . Ag ,26$$

### Franja 1 (medido desde la corona)

$$wf1 = \frac{(wz0 - wz1)}{2} :$$

$$M\mu = (1.6 \cdot \left( \left( \frac{1}{16} \cdot wfl \cdot Sn^2 \right) \cdot 12 \right)) :$$

La distribución del acero para una longitud unitaria de 1 será en pulgadas:

$$d = 12tw - rec = A_s = \left( \frac{fc\lambda}{fy2} - \frac{1}{6} \frac{\sqrt{36d^2 fc^2 \lambda^2 \phi^2 - 6M\mu fc\lambda\phi}}{\phi fyd} \right) \cdot 12d$$

Seleccionando barras #4 y seleccionado espaciamiento

$$A = 0.20 : \delta = 9 :$$

$$A_s = \frac{1}{\delta} \cdot Ab ,27$$

*evalb(As > Asmin) and (As > λs) true*

Franja 2 (medido desde a corona)

$$wf2 = \frac{(wz1 - wz2)}{2} :$$

$$M\mu = 1.6 \left( \left( \frac{1}{16} \cdot wf2 \cdot Sn^2 \right) \cdot 12 \right) :$$

La distribución del acero para una longitud unitaria de 1 pie será, en pulgadas:

$$A_s = \left( \frac{fc\lambda}{fy2} - \frac{1}{6} \frac{\sqrt{36d^2 fc^2 \lambda^2 \phi^2 - 6M\mu fc\lambda\phi}}{\phi fyd} \right) \cdot (12d) ,34$$

Seleccionando barras #4 y seleccionando espaciamiento

$$Ab = 0.20 : \delta = 6.5 :$$

$$A_s = \frac{12}{\delta} \cdot Ab ,37$$

*evalb(As > Asmin) and (As > λs) true*

Acero suministrado

Barras NRO. 4 cada 7 pulgadas

Franja 3 (Medido desde la corona)

$$wf3 = \frac{(wz2 - wz3)}{2} :$$

La distribución del acero para una longitud unitaria de 2 pies será en pulgadas

$$M\mu = 1.6 \left( \left( \frac{1}{16} \cdot wf3 \cdot Sn^2 \right) \cdot 12 \right) :$$

La distribución del acero para una longitud unitaria de 1 pie será en pulgadas

$$As = \left( \frac{fc\lambda}{fy} - \frac{1}{6} \frac{\sqrt{36d^2fc^2\lambda^2\phi^2 - 6M\mu fc\lambda\phi}}{\phi fy d} \right) \cdot (12d) ,54$$

Seleccionando barras #4 y seleccionando esparcimientos.

$$A = 0.20 : \delta = 4 :$$

$$As = \frac{12}{\delta} \cdot Ab ,60$$

*evalb(As > Asmin) and (As > λ<sub>s</sub>) true*

### **Acero suministrado**

### **Barras NRO. 4 cada 4.5 pulgadas**

Franja 4 (medido desde la corona)

$$A = 0.20 : \delta = 4 :$$

$$wf4 = \frac{(wz3 - wz3)}{2} :$$

$$M\mu = 1.6 \left( \left( \frac{1}{16} \cdot wf4 \cdot Sn^2 \right) \cdot 12 \right) :$$

La distribución del acero para una longitud unitaria de 1 pie será en pulgadas

$$As = \left( \frac{fc\lambda}{fy} - \frac{1}{6} \frac{\sqrt{36d^2fc^2\lambda^2\phi^2 - 6M\mu fc\lambda\phi}}{\phi fy d} \right) \cdot (12d) ,64$$

Seleccionando barras #4 y seleccionando esparcimiento

$$A = 0.20 : \delta = 3.5 :$$

$$As = \frac{12}{\delta} \cdot Ab ,69$$

$$A = 0.20 : \delta = 4 :$$

$$A_s = \frac{12}{\delta} \cdot A_b ,68$$

$$A_s = \frac{12}{\delta} \cdot A_b ,67$$

$$A_s = \frac{12}{\delta} \cdot A_b ,66$$

$$A_s = \frac{12}{\delta} \cdot A_b ,65$$

$$A_s = \frac{12}{\delta} \cdot A_b ,64$$

$$A_s = \frac{12}{\delta} \cdot A_b ,63$$

$$A = 0.20 : \delta = 4 :$$

*evalb(As > Asmin) and (As > λs) true*

Acero suministrado.

**Barras NRO. 4 cada 3.5 pulgadas.**

Momento Negativo de diseño a flexión.

Unidades; Fuerza (lb), longitud (pulg)

FRANJA 1 (medido desde la corona)

$$M\mu = 1.6 \left( \left( \frac{1}{11} \cdot wf4 \cdot Sn^2 \right) \cdot 12 \right) :$$

La distribución del acero para una longitud unitaria de 1 pie será en pulgadas

$$d = 12tw - Rec = A_s = \left( \frac{fc\lambda}{fy2} - \frac{1}{6} \frac{\sqrt{36d^2 fc^2 \lambda^2 \phi^2 - 6M\mu fc \lambda \phi}}{\phi fy d} \right) \cdot 12d ,26$$

Seleccionando barras #4 y seleccionando espaciamiento

$$A = 0.20 : \delta = 9 :$$

$$A_s = \frac{12}{\delta} \cdot A_b \text{ ,27}$$

*evalb(A<sub>s</sub> > A<sub>smin</sub>) and (A<sub>s</sub> > λ<sub>s</sub>) true*

### **Acero suministrado**

#### **Barras NRO. 4 cada pulgada**

Franja 2 (medido desde la corona)

$$M_\mu = 1.6 \left( \left( \frac{1}{11} \cdot wf2 \cdot S_n^2 \right) \cdot 12 \right) :$$

$$M_\mu = 1.6 \left( \left( \frac{1}{11} \cdot wf2 \cdot S_n^2 \right) \cdot 11 \right) :$$

$$M_\mu = 1.6 \left( \left( \frac{1}{11} \cdot wf2 \cdot S_n^2 \right) \cdot 10 \right) :$$

La distribución del acero para una longitud unitaria de pie será en pulgadas:

$$A_s = \left( \frac{fc\lambda}{fy} - \frac{1}{6} \frac{\sqrt{36d^2fc^2\lambda^2\phi^2 - 6M_\mu fc\lambda\phi}}{\phi fy d} \right) \cdot (12d) \text{ ,57}$$

Seleccionando barras #4 y seleccionando espaciamiento

$$A = 0.20 : \delta = 4 :$$

$$A_s = \frac{12}{\delta} \cdot A_b \text{ ,60}$$

*evalb(A<sub>s</sub> > A<sub>smin</sub>) and (A<sub>s</sub> > λ<sub>s</sub>) true*

### **Acero suministrado**

#### **Barras NRO. 4 cada 4 pulgadas**

Franja 3 (Medido desde la corona)

$$M_\mu = 1.6 \left( \left( \frac{1}{11} \cdot wf3 \cdot S_n^2 \right) \cdot 12 \right) :$$

$$M_\mu = 1.6 \left( \left( \frac{1}{11} \cdot wf3 \cdot S_n^2 \right) \cdot 11 \right) :$$

$$M\mu = 1.6 \left( \left( \frac{1}{11} \cdot wf3 \cdot Sn^2 \right) \cdot 10 \right) :$$

La distribución del acero para una longitud unitaria de 1 pie será en pulgadas:

$$As = \left( \frac{fc\lambda}{fy} - \frac{1}{6} \frac{\sqrt{36d^2fc^2\lambda^2\phi^2 - 6M\mu fc\lambda\phi}}{\phi fyd} \right) \cdot (12d) ,90$$

Seleccionando barras #5 y seleccionando espaciamiento

$$A = 0.31 : \delta = 4 :$$

$$As = \frac{12}{\delta} \cdot Ab ,93$$

*evalb(As > Asmin) and (As > λ<sub>s</sub>) true*

**Acero suministrado**

**Barras NRO. 5 cada 4 pulgadas**

Franja 4 (medido desde la corona)

$$M\mu = 1.6 \left( \left( \frac{1}{11} \cdot wf4 \cdot Sn^2 \right) \cdot 12 \right) :$$

$$M\mu = 1.6 \left( \left( \frac{1}{11} \cdot wf4 \cdot Sn^2 \right) \cdot 11 \right) :$$

$$M\mu = 1.6 \left( \left( \frac{1}{11} \cdot wf4 \cdot Sn^2 \right) \cdot 10 \right) :$$

La distribución del acero para una longitud unitaria de 1 pie será en pulgadas:

$$As = \left( \frac{fc\lambda}{fy} - \frac{1}{6} \frac{\sqrt{36d^2fc^2\lambda^2\phi^2 - 6M\mu fc\lambda\phi}}{\phi fyd} \right) \cdot (12d) 1,07$$

Seleccionando barras #5 y seleccionando espaciamiento

$$A = 0.31 : \delta = 3 :$$

$$A_s = \frac{12}{\delta} \cdot A_b \quad 1,24$$

*evalb(A<sub>s</sub> > A<sub>smin</sub>) and (A<sub>s</sub> > λ<sub>s</sub>) true*

### **Acero suministrado**

### **Barras NRO. 5 cada 3.5 pulgadas**

Refuerzo por cortante:

Para miembros no prees forzados sin fuerza axial, V debe calcularse por medio de:

$$V_c = 2\lambda \sqrt{\int_0^1 b_8 d}$$

Cortante en sección crítica (Franja más esforzada)

$$V_u = 1.6 \left( \left( \frac{1}{2} \cdot w_f \cdot 4 \cdot S_n \right) \right) :$$

Resistencia a cortante

$$d = 12tw - rec : \phi V_c = (\phi \cdot 3.5 \sqrt{f_c} \cdot 12 \cdot d)$$

$$evalb(\phi V_c \geq V_u)$$

No se requiere esfuerzo por cortante

Refuerzo en panel de muro (barras verticales)

### **Acero vertical por retracción y temperatura**

Momentos y cortantes resistentes con el acero suministrado:

$$\phi M_{ni} = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot (12pq - 2 Rec) \cdot \left( \frac{1}{2} \right) :$$

$$\phi M_{ns} = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot (12tw - Rec) \cdot \left( \frac{1}{2} \right) :$$

$$\phi M_{ns} = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot (12tw - Rec) \cdot \left( \frac{1}{4} \right) :$$

$$\phi M_{ns} = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot (12tw - Rec) \cdot \left( \frac{1}{16} \right) :$$

$$\phi Mns = \phi . As . fy . (12tw - Rec) . \left(\frac{1}{32}\right):$$

Seleccionando barras #4

$$Ab = 0.20 : As = \frac{1}{2} . Asmin:$$

$$\delta = \frac{12}{As} . Ab ,18$$

Verificando espaciamiento del refuerzo de retracción y temperatura

$$\delta = 18 : evalb(\delta \leq \min (5 . (12tw), 18) true$$

**Acero suministrado**

**Barras NRO. 4 cada 18 pulgadas**

*with(plots) : with (plottools):*

**Primer corte de barras longitudinales en contrafuertes**

Unidades; Fuerza (lb), longitud (pie)

Par el corte de las barras, se va a suministrar 2/3 de acero.

$$As = \left(\frac{2}{\delta 3}\right) . (16) 1,24$$

Funciones "M" (Momento flector)

$$M1 = 1.6 . Cah \left( \left( w . \frac{1}{11} + SC . \frac{x^2}{2} \right) . Sn \right) :$$

$$M2 = \left( \frac{\phi Mni - \phi Mns}{\kappa} \right) . x + \phi Mns :$$

Intercepción de las curvas momento ultimo con momento resistente

$$SS = Solve(M1 = M2)[1] 30,8$$

Peralte efectivo del muro a esa altura

$$ds = \left( 12SS . \frac{pq}{\kappa} - 2 Rec \right) . \left(\frac{1}{2}\right):$$

**Diagrama de momento flector para 2/3 as**

```

Mu = piecewise(0 ≤ x ≤ κ, M1): C1
= plot (Mu, x = 0.κ): rotate (C1, 3π/2):

φMn = piecewise(0 ≤ x ≤ κ, M2): C2
= plot (φMn, x = 0.κ, color = blue): R2 = rotate (C1, 3π/2):

display (R1, R2)

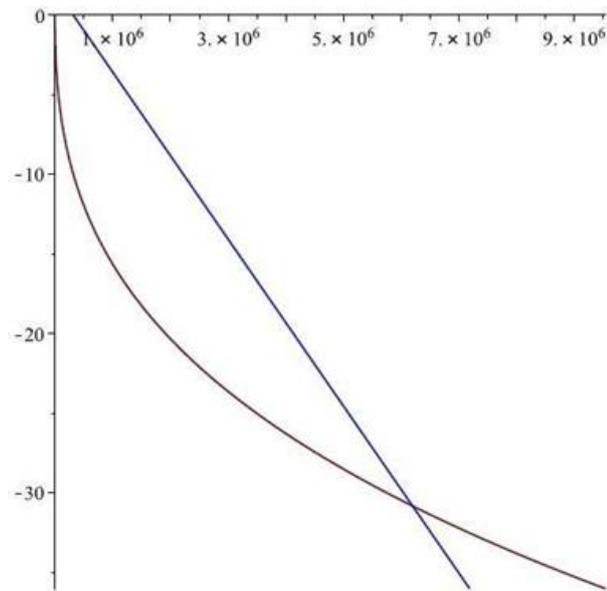
φMn = piecewise(0 ≤ x ≤ κ, M2): C3
= plot (φMn, x = 0.κ, color = blue): R2 = rotate (C3, 3π/2):

display (R1, R2)

```

**Figura 75**

Diagrama de momento Flector para 2/3 AS



Nota. En base a las medidas normativas.

Corte del primer paquete de barras (medidos desde el plano superior de la zapata o base)

$$ls = \kappa - SS:$$

Extensión del paquete de barras alternadas más allá del punto de corte

$$le = \max \left( ds, 12db. \left( \frac{1}{12} \right) \right):$$

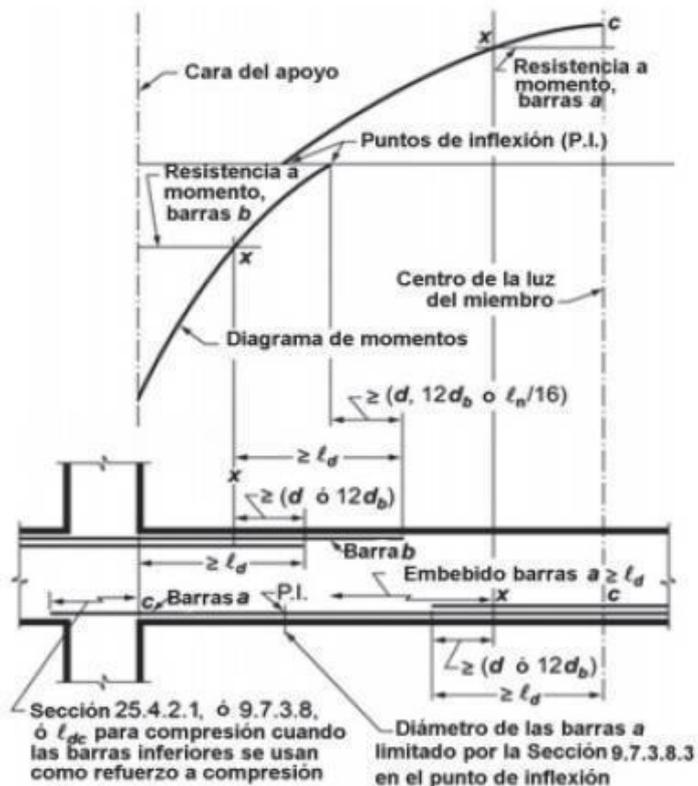
Finalmente

$$l_{se} = \max\left(l_s + l_e, lb \cdot \left(\frac{1}{12}\right)\right) :$$

Barras alternas: Interrumpir cortando a una longitud “l<sub>se</sub>” encima de la base 19.5 pies.

**Figura 76**

*Longitud del desarrollo por flexión de una viga continua típica*



*Nota.* En base a las medidas normativas.

Peralte efectivo “d<sub>se</sub>” del muro al turno “l<sub>se</sub>”

**Dowel:** Para el resto de las barras, que cumple:

Acero suministrado entre acero requerido <2

No se empalma más del 50% del acero

Por lo tanto, usar

Empalme clase B

$$l_{st} = \max(1.3 \cdot l_d, 12) \cdot \left(\frac{1}{12}\right) 5,1$$

Barras alternas: Interrumpir cortando a una longitud "1st" encima de la base para empalme por traslapes 5 pies

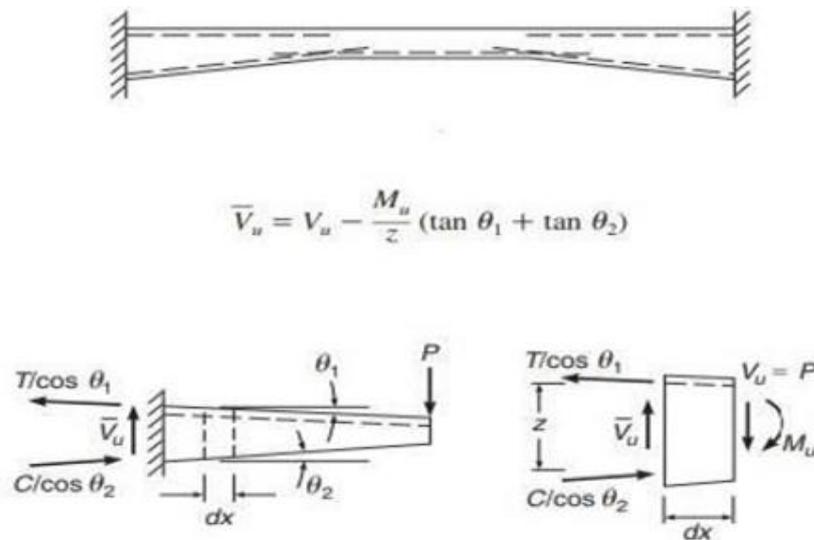
**Diagrama de fuerza cortante:**  $V_u \leq (2/3)\phi V_n$  en el punto de terminación

Para barras NRO. 11 y menores, cuando el refuerzo que continúa proporciona el doble del área requerida por flexión en el punto de terminación  $V_u \leq (3/4)\phi V_n$ .

Se proporciona un área de estribos y estribos cerrados de confinamiento del punto de terminación del refuerzo igual a  $(3/4) d$ . El área de estribos en exceso no debe de ser menor que  $60b_w s / f_{yt}$ . El espaciamiento  $x$  no debe exceder a  $d / (8\beta_b)$

**Figura 77**

*Longitud del desarrollo por flexión de una viga continua típica*



*Nota.* En base a las medidas normativas.

Unidades; Fuerza (lb), longitud (pie)

$$\begin{aligned} \phi V_n i &= \phi V_n : oq = d s e - d \cos(\theta_2) : \phi V_n s \\ &= 3.5 \cdot \phi \cdot \sqrt{f_c} \cdot (12 b w) \cdot (12 o q) : \end{aligned}$$

Funciones V (Fuerza Cortante)

$$A_s = \frac{(47)}{144} : V_1 = \frac{d}{dx} M_1 - \frac{M_1}{(\tan(\theta_2) \cdot x + t w) - \frac{0.59 \cdot A_s \cdot f_y}{b w \cdot f_c}}$$

$$As = \frac{(47)}{12}: V1 = \frac{d}{dx} M1 - \frac{M1}{(\tan(\theta2) \cdot x + tw) - \frac{0.59 \cdot As \cdot fy}{bw \cdot fc}}$$

$$As = \frac{(47)}{12}: V2 = \frac{d}{dx} M1 - \frac{M1}{(\tan(\theta2) \cdot x + tw) - \frac{0.59 \cdot As \cdot fy}{bw \cdot fc}}$$

$$As = \frac{(47)}{1}: V3 = \frac{d}{dx} M1 - \frac{M1}{(\tan(\theta2) \cdot x + tw) - \frac{0.59 \cdot As \cdot fy}{bw \cdot fc}}$$

$$(\tan(\theta1) + \tan(\theta2)):$$

$$V2 = \frac{2}{3} \left( \left( \frac{M1 \phi Vni - \phi Vns}{\kappa} \right) \cdot x + \phi Vns \right):$$

$$Vu = \text{piecewise}(0 \leq x \leq \kappa, V1): C3 = \text{plot}(Vu, x = 0, \kappa): \text{rotate} \left( C3, \frac{3\pi}{2} \right):$$

$$\phi Vn = \text{piecewise}(0 \leq x \leq \kappa, V2): C4$$

$$= \text{plot}(\phi Vn, x = 0, \kappa, \text{color} = \text{blue}): R4 = \text{rotate} \left( C4, \frac{3\pi}{2} \right):$$

$$C5 = \text{line} \left( (\kappa - lse, \text{eval}(V1, x = \kappa - lse)), (\kappa - lse, \text{eval}(V2, x = \kappa - lse)), \text{color} = \text{green}, \text{linestyle} \right.$$

$$\left. = \text{dash} \right): R5 = \text{rotate} \left( C5, \frac{3\pi}{2} \right):$$

$$(\text{display}(R3, R4, R5))$$

**Acero principal:** Unidades; Fuerza (lb), longitud (pie)

El peralte efectivo de la zapata es “d”

$$d = (12h - Rec) \cdot \left( \frac{1}{12} \right):$$

Presión del suelo a una distancia “d” del extremo empotrado del puntual

$$qpnd = \left( \frac{q1 - q2}{B} \right) \cdot (B - tw + d) + q2:$$

Momento flector en el empotramiento del puntual

$$M_{pn} = 1.6 \left( \frac{1}{3} \cdot q_{pn} \cdot l_{pn}^2 + \frac{1}{6} \cdot q_{tc} \cdot l_{pn}^2 \right) - 0.9 \left( \frac{1}{2} \cdot w_c \cdot h \cdot l_{pn}^2 \right):$$

Unidades; Fuerza (lb), longitud (pulg)

$$\lambda = 0.85: \beta I = \text{piecewise} \left( 2500 \leq f_c \leq 4000, 0.85, 4000 \leq f_c < 8000, 0.85 - 0.05 \cdot \left( \frac{f_c - 4000}{1000} \right), f_c \geq 8000, 0.65 \right): \phi$$

$$= 0.90 : d = 12d$$

$$M_{\mu} = M_{pn} (12):$$

**Acero de diseño:**  $A_{smin}$  Debe ser mayor que (a) y (b), excepto en lo dispuesto en el siguiente caso. Para una viga estáticamente determinada con el ala en atracción, el valor de  $b_w$  debe tomarse como el menor entre  $b_f$  y  $2b_x$

$$(a) \frac{\sqrt{f_c}}{f_y} b_w d$$

$$(b) \frac{200}{f_y} b_w d$$

Si el  $A_s$ , colocado en todas las secciones es como mínimo un tercio que el  $A_s$  requerido por el análisis no es necesario cumplir con los requisitos anteriores.

$$A_s = \left( \frac{f_c \lambda}{f_y} - \frac{1}{6} \frac{\sqrt{36d^2 f_c^2 \lambda^2 \phi^2 - 6M_{\mu} f_c \lambda \phi}}{\phi f_y d} \right) \cdot (12d), 86$$

$$A_s = \left( \frac{f_c \lambda}{f_y} - \frac{1}{6} \frac{\sqrt{36d^2 f_c^2 \lambda^2 \phi^2 - 6M_{\mu} f_c \lambda \phi}}{\phi f_y d} \right) \cdot (12d), 82$$

Seleccionando barras #6 seleccionando espaciamiento

$$\delta = 6 : A_b = 0.44 : d_b = 0.75 : I_d$$

$$= \text{piecewise} \left( d_b 0.875, \left( \frac{f_y}{25\sqrt{f_c}} \right) d_b, d_b \right)$$

$$\geq 0.875 \left( \frac{f_y}{20\sqrt{f_c}} \right) d_b \quad 28,$$

$$A_s = \left(\frac{12}{\delta}\right) \cdot A_b ,88$$

$$\text{evalb}(A_s > \lambda s) , \text{true}$$

### Acero suministrado

#### Barra NRO. 6 cada 6 pulgadas

Verificación del espaciamiento máximo:

$$\text{evalb}(\delta \leq \min(18,3(12h))), \text{true}$$

Verificando longitud de desarrollo

$$\text{evalb}(12 \cdot l_w - Rec > l_d) , \text{true}$$

Fuerza cortante a una distancia “d” de extremo empotrado del puntual.

$$V_{pnd} = 1.6 \cdot \left( \left( \frac{1}{2} \right) \cdot (q_{pn} + q_{pnd} \cdot (l_{pn} - d)) \right) - 0.9 \cdot (w_c \cdot h \cdot (l_{pn} - d)):$$

Verificando el cortante

$$V_u = V_{pnd} : \phi V_c = 3.5 \cdot \phi \cdot \sqrt{f_c} \cdot 12 \cdot d : \text{evald}(\phi V_c > V_u) , \text{true}$$

Acero Principal Talón (Barras “C”)

Momento positivo de diseño a flexión

Unidades; Fuerza (lb), longitud (pie)

$$M_n = 1.2 \cdot \left( \frac{1}{16} \cdot w_c \cdot h \cdot S_n^2 \right) + 1.6 \cdot \left( \frac{1}{16} \cdot S_c \cdot S_n^2 + \frac{1}{16} \cdot w \cdot \kappa \cdot S_n^2 \right):$$

Unidades; Fuerza (lb), longitud (pulg)

$$M_\mu = M_{pn} (12):$$

$$A_s = 1.33 \left( \frac{f_c \lambda}{f_y} - \frac{1}{6} \frac{\sqrt{36d^2 f_c^2 \lambda^2 \phi^2 - 6M_\mu f_c \lambda \phi}}{\phi f_y d} \right) \cdot (12d) ,77$$

Seleccionando barras #6 y seleccionando espaciamiento

$$\delta = 6 : A_b = 0.44 :$$

$$A_s = \left(\frac{12}{\delta}\right) \cdot A_b \text{ ,88}$$

$$\text{evalb}(A_s > \lambda s) \text{ , true}$$

Acero suministrado

Barras NRO. 6 cada 6 pulgadas

Verificación del espaciamiento máximo

$$\text{evalb}(\delta \leq \min(18,3(12h))) \text{ , true}$$

Momento Negativo de diseño a flexión

Unidades; Fuerza (lb), longitud (pie)

$$M_{tn} = 1.2 \cdot \left(\frac{1}{11} \cdot w_c \cdot h \cdot S_n^2\right) + 1.6 \cdot \left(\frac{1}{11} \cdot S_c \cdot S_n^2 + \frac{1}{11} \cdot w \cdot x \cdot S_n^2\right):$$

Unidades; Fuerza (lb), longitud (pulg)

$$M_\mu = M_{pn} \text{ (12):}$$

$$A_s = 1.33 \left( \frac{fc\lambda}{fy} - \frac{1}{6} \frac{\sqrt{36d^2fc^2\lambda^2\phi^2 - 6M\mu fc\lambda\phi}}{\phi fyd} \right) \cdot (12d) \text{ 1,13}$$

Seleccionando barras #6 y seleccionando espaciamiento

$$\delta = 4,5 : A_b = 0.44 :$$

$$\delta = 4,5 : A_b = 0.45:$$

$$A_s = \left(\frac{12}{\delta}\right) \cdot A_b \text{ 1,17}$$

$$\text{evalb}(A_s > \lambda s) \text{ , true}$$

**Acero suministrado**

**Barras NRO. 6 cada 4.5 pulgadas**

Verificación del espaciamiento máximo

$$\text{evalb}(\delta \leq \min(18,3(12h))) \text{ , true}$$

Refuerzo por cortante

Cortante en sección crítica (Franja paralela al muro de 1 pie en ancho)

$$Vu = 1.2. \left( \frac{1}{2}. wc. h. Sn \right) + 1.6. \left( \frac{1}{2}. Sc. Sn + \frac{1}{2}. w. \kappa. Sn \right):$$

Resistencia a cortante, multiplicada por un factor que incrementa el espesor del panel.

$$\phi Vc = (\phi. 3.5. \sqrt{fc}. 12. d):$$

$$evalb(\phi Vc > Vu) , true$$

Acero espaciador

**Verificación de la estabilidad:** Incluyendo carga de sismo.

**Tabla 25**

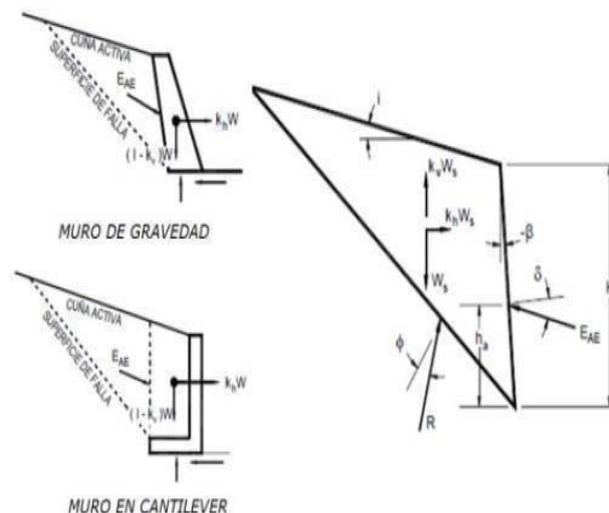
*Materiales de interfaces de concreto*

Materiales en la interfaz	Ángulo de fricción (grados)	Coefficiente de fricción (ademen)
Concreto masivo sobre los siguientes materiales de fundición		
Roca sana y limpia	35	
Grava limpia, mezcla de grava y arena gruesa	29 – 31	0.7
Arena limpia fina a media, arena limosa media gruesa, grava limosa o arcillosa	24 – 29	0.55 – 0.60
Arena fina limpia, arena limosa o arcillosa fina a media	19 – 24	0.45 – 0.55
Limo fino arenoso, limo no plástico	19 – 24	0.34 – 0.45
Arcilla residual o pre consolidada muy rígida y dura	17 – 19	0.31 – 0.34
Arcilla de rigidez media y arcilla rígida; arcilla limosa	22 – 16	0.40 – 0.49

*Nota.* En base a las normativas peruanas.

**Figura 78**

*Longitud del desarrollo por flexión de una viga continua típica*



*Nota.* En base a las medidas normativas.

En unidades lb, pie, rad

$\phi$  = *Angulo de friccion del material de relleno*

$\delta$  = *Angulo de friccion entre el material de relleno y el muro*

$\theta$  = *Angulo de la pared interior del muro con la horizontal*

$\beta = i$  *Angulo del relleno con la horizontal*

$R$  *factor de reduccion de "Kp"*

$\phi$  es  $30^\circ$ ,  $\delta$  es  $30^\circ$ ,  $\theta$  es  $90^\circ$ ,  $\beta = i = 0^\circ$

Unidades; Fuerza (lb), longitud (pie), Ángulos (rad)

$\phi = \alpha : \delta = \alpha : \theta = 1.5708 : \beta = 0 : i = 0 : R = 7,5 :$

**Tabla 26**

*Parámetros sísmicos*

Parámetros sísmicos del suelo (Norma E.030)	
Zona sísmica	Z = 0.35 Zona 3
Tipo de perfil del suelo	S3 (Suelos blandos)
Factor de suelo (S)	S = 1.20
Periodo TP (s)	1.6 s
Periodo TI (s)	1.0 s

$$Fpga = 1.20 : PGA = 0.35:$$

Coeficientes de empuje lateral

$$r = \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \beta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\sin(\phi - \beta) \cdot \sin(\phi + \beta)}} \right)^2$$

$$Ka = \frac{\sin(\phi + \beta)^2}{r \cdot (\sin(\phi - \beta) \cdot \sin(\phi + \beta))}$$

$$Kp = R \cdot Ka:$$

Empuje lateral de tierras

$$EH = \left( \frac{1}{2} \cdot Ka \cdot w \cdot H^2 \cdot S \right):$$

Peso propio del muro y del relleno

$$DC = W1 + W3 + W4 + W6:$$

$$EV = W7$$

Sismo (Método Mononobe - Okabe)

$$Kho = Fpga \cdot PGA: kh = 0.5 \cdot kho : kv = 0 : \theta = \arctan\left(\frac{kh}{1 - kv}\right):$$

$$evalb(\phi > i + \theta) , true$$

$$Kae = \frac{\cos(\phi - \vartheta - \beta)}{\cos(\vartheta) \cdot \cos(\vartheta)^2 \cdot \cos(\delta + \beta + \vartheta) \cdot \left( \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \vartheta - i)}{\cos(\delta + \beta + \vartheta) \cdot \cos(i + \beta)}} \right)^2}$$

Fuerza activa del sistema

$$Pae = \frac{1}{2} \cdot kae \cdot w \cdot H^2 \cdot (1 - kv) \cdot S:$$

Fuerza de presión lateral dinámica del terreno

$$EQterr = Pae - EH:$$

Fuerza de inercia del muro

$$Pir = kh. (DC + EV):$$

Finalmente

$$EQ1 = EQ_{terr} \ 294280,$$

$$EQ2 = 0.5 \cdot Pir \ 170124,$$

Estabilidad – Momento de volcamiento

$$M_o = EH \cdot \frac{H}{3} + EQ1 \cdot \frac{H}{2} :$$

Distancia de la resultante al puntual

$$\alpha = \frac{Mr - M_o}{W} \ 7,6$$

Factor de seguridad contra el volcamiento

$$\frac{Mr}{M_o} \ 2,1$$

$$evalb\left(\frac{Mr}{M_o} > FS_v\right) , true$$

Presión del suelo

$$q1 = (4B + 6a) \cdot \frac{W}{B^2 \cdot S} :$$

Presión promedio del suelo

$$q2 = (6a - 2b) \cdot \frac{W}{B^2 \cdot S} :$$

Presión promedio del suelo

$$q_{prom} = \frac{(q1 + q2)}{2} \ 4224,$$

Esfuerzos admisibles

Verificados esfuerzos admisibles del suelo

$$evalb(q_{adm} < q_{prom}) , true$$

Ángulo de Falla Crítica del empuje activo

$$C1 =$$

$$\sqrt{\tan(\phi - \beta) \cdot (\tan(\phi - \beta) + \cot(\phi - \theta) \cdot (1 + \tan(\delta + \theta) \cdot \cot(\phi - \theta)))}$$

$$C2 = 1 + \tan(\delta + \theta) \cdot \tan(\phi - \beta) + \cot(\phi - \theta):$$

$$\alpha A = \phi + \arctan\left(\frac{\tan(\phi - \beta) + C1}{C2}\right) \quad 1,0490$$

El relleno tiene un talud 1:5. lo que da un ángulo

$$Talud = \arctan\left(\frac{5}{1}\right) \quad 1,3734$$

$$evalb(\alpha A < Talud) , false$$

Incremento de empujes activos debido a cargas dentro del área de falla crítica, se incrementa el refuerzo del alma.

#### 4.1.3.2. ESTABILIZACIÓN DE TALUDES

El área inestable del barrio La Florida enfrenta desafíos significativos relacionados con el deslizamiento del talud inferior y el asentamiento de la plataforma, fenómenos que han sido provocados por las saturaciones del suelo y el escurrimiento superficial de aguas. Debido a estas condiciones, se ha planificado una obra de remediación para abordar y mitigar estos problemas geotécnicos.

En cuanto a los cálculos realizados bajo condiciones pseudoestáticas, se ha aplicado un coeficiente sísmico del 0.25 g, de acuerdo con las especificaciones de la norma E0.30 para la zona 2, que define la máxima aceleración horizontal esperada en la región. En el contexto de nuestra investigación, hemos adoptado el 50% de este coeficiente como parte de nuestra metodología de análisis.

Los análisis se han llevado a cabo siguiendo las directrices establecidas por la Norma AASHTO 2010, utilizando el software Slide para evaluar la estabilidad de manera integral y precisa. Este enfoque nos permite asegurar que los diseños propuestos cumplen con los estándares requeridos.

**Tabla 27***Resultado de factores de seguridad en condiciones estáticas y pseudoestáticas*

Tipo de muro	Factor de seguridad	
	Condiciones	Condiciones
	Estáticas	Pseudoestáticas
Muro en voladizo 1	2.59 5	1.75 2
Muro de voladizo 2	2.77 7	1.88 3

*Nota.* En base a la simulación.

Basado en los datos presentados en la tabla 27, se concluye que los factores de seguridad obtenidos para la estabilización global de taludes mediante muros de contención, tanto en voladizo como de gravedad, cumplen con el requisito mínimo establecido por la norma CE.0.20, que es de 1.5 como mínimo. Esto indica que los diseños de los muros evaluados son adecuados para resistir las cargas y presiones esperadas, garantizando así la estabilidad necesaria en las condiciones analizadas.

La norma CE.0.20 establece criterios específicos para la estabilidad de estructuras de contención, asegurando que los factores de seguridad sean suficientes para prevenir fallas o deslizamientos bajo diferentes condiciones de carga y presión del suelo. Los resultados reflejan que estos muros diseñados cumplen con estos estándares, proporcionando una protección efectiva contra los riesgos geotécnicos identificados en el área de estudio del barrio La Florida.

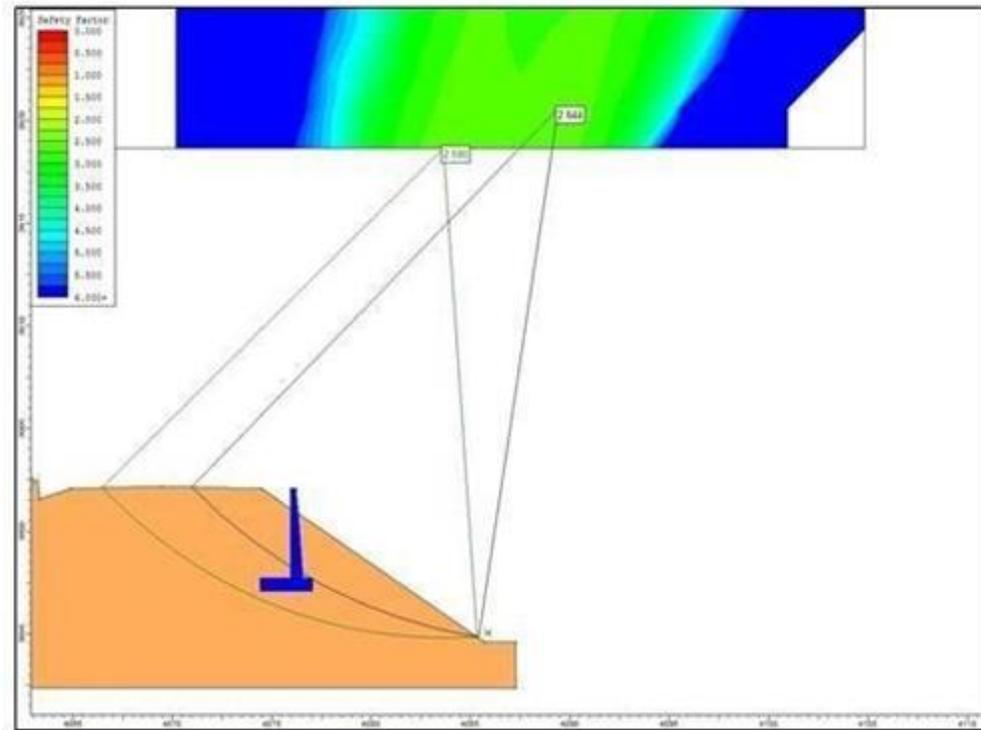
### **Análisis de estabilidad en condiciones estáticas y pseudoestáticas con muros en voladizo**

Se empleó el software Slide v6.0 para llevar a cabo el análisis de estabilidad de taludes utilizando varios métodos, incluyendo el método de las dovelas con enfoques como Bishop Simplificado, Morgenstern y Price, Janbu Simplificado, Ordinary/Fellenius y Spencer. La efectividad y precisión del software geotécnico Slide v6.0 dependen críticamente de la precisión de los valores de resistencia cohesiva, peso específico y coeficiente de fricción interna del suelo específico bajo estudio. Estos

parámetros son esenciales para realizar un análisis confiable y determinar la estabilidad del talud de manera efectiva.

**Figura 79**

*Análisis de estabilidad global en condiciones estáticas con muro voladizo*



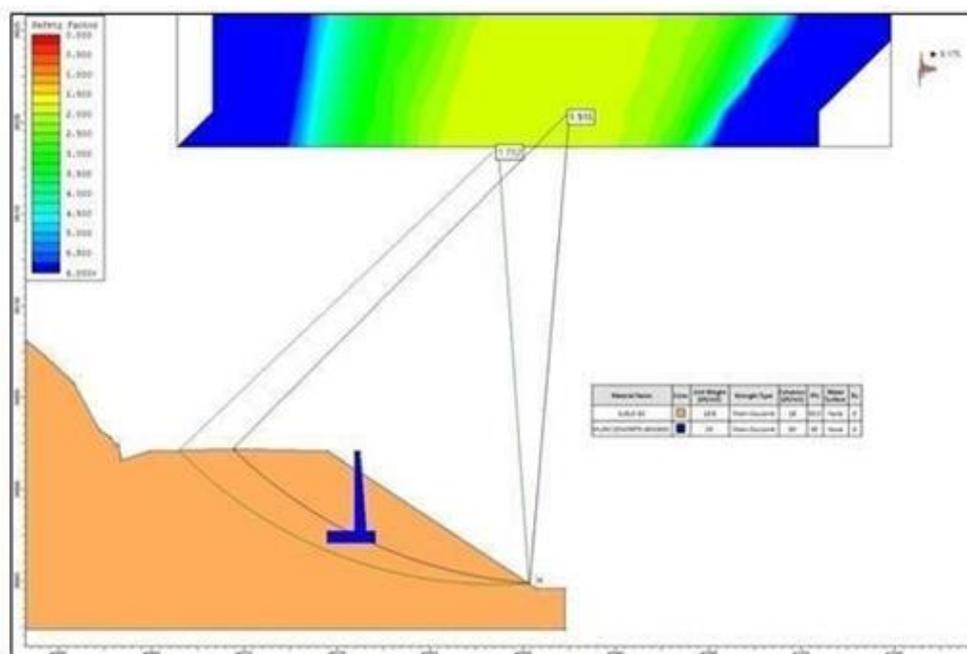
*Nota.* En base a las medidas normativas CE.020.

El uso de métodos como Bishop Simplificado permite evaluar las presiones críticas que suceden en el muro de contención, considerando la geometría del talud y las propiedades del suelo. Mientras tanto, los métodos de Morgenstern y Price, junto con Janbu Simplificado, son herramientas valiosas para calcular los factores de seguridad contra deslizamientos y volcamientos bajo diferentes condiciones de carga y suelo.

La aplicación adecuada de Slide v6.0 en este estudio se aseguró un análisis detallado de la estabilidad del talud, asegurando que los diseños de los muros de contención sean robustos y capaces de resistir las presiones y cargas esperadas en el área de estudio del barrio La Florida.

**Figura 80**

*Análisis de estabilidad global en condiciones pseudoestáticas con muro voladizo*



*Nota.* En base a las medidas normativas CE.020.

Vemos en la figura 80 y 81 se utiliza el programa Slide bajo condiciones estáticas. Es importante destacar que los índices de seguridad se determinaron mediante el método de las rebanadas. Según la normativa CE. 020, los índices calculados cumplen con el factor de seguridad mínimo requerido ( $FS > 1.5$ ). se obtuvieron los siguientes índices de seguridad: el método Bishop Simplified arrojó un valor de 1.590, el método Morgenstern y Price resultó en 1.689, el método Janbu Simplified mostró un valor de 1.755, el método Ordinary/Fellenius presentó un índice de 1.662 y, finalmente, el método Spencer indicó un valor de 1.752

Donde se muestran que los taludes son estables con muros de contención, obteniendo factores de seguridad óptimos superando el mínimo de 1.5.

## **4.2. CONTRASTACIÓN DE DATOS Y PRUEBA DE HIPÓTESIS**

A continuación, responderemos si nuestra hipótesis es afirmativa en función de los resultados obtenidos.

### **4.2.2. HIPÓTESIS GENERAL**

**HG: El análisis estructural de los muros de contención proporciona una mejora en la estabilización de taludes en el barrio La Florida del Callejón de Conchucos – 2023.**

De acuerdo al cálculo podemos afirmar la hipótesis ya que los empujes sometidos por la tierra son estabilizados por el muro de contención de contrafuerte con un rango de 2.1 veces el momento estabilizador sobre el volteo, además se puede verificar mediante el programa Slide V6.0 que, la estabilidad con un muro de dicha magnitud estabiliza el talud en condiciones de seguridad de 1.752 veces para condiciones pseudoestáticas.

### **4.2.3. HIPÓTESIS ESPECÍFICAS**

**HE1: Los parámetros estructurales de muros de contención de tipo por gravedad y en voladizo mejoran significativamente la estabilización de taludes en el barrio La Florida del Callejón de Conchucos - 2023.**

Se acepta la hipótesis ya que el talud sin el muro de contención con contrafuerte presenta un círculo de corte dentro del talud, analizando con el muro de contención el círculo de corte cae fuera del talud con un rango de 2.595 veces el factor de seguridad para condiciones estáticas.

**HE2: La estabilidad en condiciones estáticas y pseudoestáticas es adecuada en muros de contención para la estabilización de taludes en el barrio La Florida del Callejón de Conchucos – 2023.**

Se acepta la hipótesis debido a que las condiciones estáticas y pseudoestáticas difieren en la carga de sismo, y en la condición segunda el factor de seguridad se ve afectado por los esfuerzos de

sismo. Por lo que se concluye que más presencia de esfuerzos en la corona del talud afecta significativamente la estabilidad del mismo.

**HE3: Los procesos geodinámicos afectan el diseño de muros de contención en la estabilización de taludes en el barrio La Florida del Callejón de Conchucos - 2023.**

Se confirma la hipótesis de la investigación, dado que los fenómenos geodinámicos que desencadenaron la inestabilidad, como el deslizamiento del talud inferior de origen antrópico, el asentamiento de la plataforma, el empuje del talud superior y la reptación de suelos, son resultado directo de la saturación de material y la erosión provocada por las precipitaciones de lluvia y escorrentías.

## **CAPITULO V**

### **DISCUSIÓN DE RESULTADOS**

#### **5.1. DISCUSIÓN DE RESULTADOS OBTENIDOS**

En mi estudio, proponemos desarrollar el análisis estructural de muros de contención para la estabilización de Taludes en el Barrio La Florida del Callejón de Conchucos -2023. Los empujes de la tierra son estabilizados por un muro de contrafuerte, con un rango de 2.1 veces el momento estabilizador contra el volteo. El programa Slide V6.0 confirma la estabilización del talud con un factor de seguridad de 1.752 en condiciones pseudoestáticas. Se cumplen parámetros y normativas, demostrando que los taludes son estables con muros de contención, superando el mínimo de 1.5. Esto guarda relación con la tesis presentada por Condori (2022) quien señala en sus conclusiones que las construcciones de muros de contención cumplen con la estabilización del talud del Asentamiento Humano, cumpliendo normativas y parámetros establecidos. Los datos obtenidos del estudio de mecánica de suelos, como la clasificación del suelo, influyen en el diseño del muro, determinando el tipo de suelo y su capacidad de carga. Se demuestra que se cumplen los parámetros de seguridad por volteo como por deslizamiento para estabilizar el talud. Se propone un muro por gravedad de 3.50 m de altura y un muro en voladizo de 4.50 m para optimizar la estabilidad del talud del asentamiento humano. Al realizar los cálculos de los parámetros estructurales para los muros de gravedad y en voladizo, asegurando resultados de factor de seguridad superior a 1.5 que garantizan la estabilización local de la estructura.

En la investigación realizada por Astudillo Lima y Parra Monje en su tesis para el predimensionamiento de los muros de contención diseñados, obteniendo resultados positivos en cuanto a los factores de seguridad. Coincide con nuestra investigación que los muros de gravedad muestran una disminución en su factor de seguridad a medida que aumenta su altura.

En el diseño de muros para la estabilización del talud, se compararon los esfuerzos entre muros de voladizo y de gravedad, obteniéndose para muros con una altura de  $H=4.00$  m esfuerzos de 104.28 kN/m y 96.31 kN/m respectivamente, y para muros con  $H=5.00$  m de 160.95 kN/m y 142.79 kN/m

respectivamente. Se observa que el incremento de esfuerzo no es proporcional al aumento de altura tanto en muros de voladizo como en muros de gravedad. Para el muro en voladizo, el incremento de esfuerzo al pasar de  $H=4.00$  m a  $H=5.00$  m es de  $56.67$  kN/m, mientras que para el muro de gravedad es de  $46.8$  kN/m. Esto indica que el muro de gravedad no experimenta un aumento proporcional de esfuerzo con la altura comparado con el muro en voladizo.

En su tesis de 2016, titulada "Estudio y análisis comparativo entre muros de contención con contrafuertes y muros de concreto armado en Huancavelica," el investigador Matamoros Huamán llevó a cabo un análisis detallado de los esfuerzos generados por estos dos tipos de estructuras. Sus hallazgos indicaron que los muros con contrafuertes presentan una mayor resistencia a los esfuerzos en comparación con los muros en voladizo. Este resultado sugiere que, desde el punto de vista estructural, los muros con contrafuertes pueden ser más robustos que los muros de gravedad. No obstante, Matamoros Huamán también señaló la necesidad de realizar investigaciones adicionales para confirmar esta conclusión de manera definitiva. Estos factores incluyen no solo la resistencia al esfuerzo, sino también el costo de construcción, la disponibilidad de materiales, las condiciones del terreno y las necesidades específicas del proyecto. Además, se debe evaluar el comportamiento a largo plazo de ambos tipos de muros bajo diferentes condiciones ambientales y de carga, así como su desempeño en situaciones de emergencia, como terremotos o inundaciones.

Al realizar la simulación, identificamos los procesos geodinámicos que causaron la inestabilidad en los suelos, que fueron provocados por la saturación de material y la erosión debido a las precipitaciones de lluvias constantes en la zona. Esta investigación se enfocó en proponer muros de contención para estabilizar los taludes, utilizando ensayos de laboratorio para determinar los parámetros del suelo, tales como ángulo de fricción interna de  $30.3$  gr, cohesión de  $0.18$  kg/cm<sup>2</sup> y teniendo una densidad de  $1.86$  grs/cc. Con estos parámetros se diseñaron las estructuras de contención, logrando estabilizar el talud.

El tesista Rojas Paz (2015) en su tesis titulada "El cálculo del Factor de seguridad como elemento principal para el diseño de obras de estabilización

de taludes en la vía Latacunga - La Mana sector Cruz Blanca", subraya la importancia del factor de seguridad en el diseño de obras para estabilización de taludes, con el objetivo de prevenir deslizamientos causados por diversos factores, recomendando mantener la inclinación de los taludes en 0.75H:1.00V. Los dos estudios concluyen que existen varias técnicas para lograr la estabilización de taludes y cumplir con un factor de seguridad mayor a 1.5, como el uso de muros de contención.

Además, tanto la investigación mencionada como otras similares destacan la eficacia de diferentes técnicas para conseguir el factor de seguridad  $n < 1.5$ , como el uso de muros de contención. Estos elementos estructurales proporcionan un soporte adicional al talud, redistribuyendo las cargas y mejorando significativamente su estabilidad global. Además, la implementación de sistemas de drenaje adecuados y el monitoreo constante del comportamiento del suelo son prácticas complementarias que contribuyen a mantener la integridad estructural y prevenir posibles deslizamientos.

## CONCLUSIONES

1. En Base al objetivo general podemos señalar que se desarrolló el análisis estructural de los muros de contención adecuados para la estabilización de Taludes en el Barrio La Florida del Callejón de Conchucos, determinando que los empujes de la tierra son estabilizados por el muro de contención de contrafuerte, logrando un rango de 2.1 veces el momento estabilizador contra el volteo. El programa Slide V6.0 confirma que un muro de estas características estabiliza el talud con un factor de seguridad de 1.752 en condiciones pseudoestáticas, garantizando que se cumpla los parámetros de diseño y factores de seguridad, se cumple con la “Norma Técnica Peruana” C.E.-0.20 y el “Reglamento Nacional de Edificaciones” E-0.50 y E-0.60, donde se muestran que los taludes son estables con muros de contención, obteniendo factores de seguridad óptimos superando el mínimo de 1.5. Concluyendo que se debe hacer uso de muros con contrafuerte para alturas superiores a 11 metros debido a los altos esfuerzos de corte, sugiriendo esta configuración para futuras investigaciones, en el Barrio La Florida del Callejón de Conchucos.
2. En base al objetivo específico 1 podemos señalar que los cálculos de parámetros estructurales realizadas tomando los datos de los muros de contención con el programa Slide V6.0, establecieron que los taludes son estables cuando se implementa la solución con muros de contención, obteniendo valores de factor de seguridad en los muros en voladizo de 2.595 y en gravedad de 2.777 para condiciones estáticas y valores de 1.752, 1.883 en condiciones pseudoestáticas respectivamente. Demostrando se encuentra superior al mínimo de 1.5. Por lo que podemos afirmar que afirmar que el talud sin el muro de contención con contrafuerte presenta un círculo de corte dentro del talud, analizando con el muro de contención el círculo de corte cae fuera del talud con un rango de 2.595 veces el factor de seguridad para condiciones estáticas satisfaciendo la estabilización local de la estructura.

3. En base al objetivo específico 2 podemos señalar que, la estabilidad en condiciones estáticas y pseudoestáticas difiere en la carga de sismo, afectando el factor de seguridad debido a los esfuerzos sísmicos. Más presencia de esfuerzos en la corona del talud afecta significativamente su estabilidad. La evaluación técnica en los muros de contención muestra que los muros en voladizo tienen un mejor comportamiento estructural que los muros de gravedad, con un esfuerzo máximo promedio de 104.28 Kg/cm<sup>2</sup> frente a 96.31 Kg/cm<sup>2</sup> y un momento máximo promedio de 264.72 Kg/cm<sup>2</sup> frente a 219.52 Kg/cm<sup>2</sup>. Además, es más factible utilizar muros de voladizo para determinar el empuje dinámico activo en suelos de relleno con baja cohesión, ya que evitaría sobreestimar los efectos de cohesión y adhesión, lo que podría llevar a sobredimensionar los muros. Los valores elevados del empuje activo, dependiendo del ángulo de falla de rotura, también deben considerarse para evitar sobredimensionamientos innecesarios.
4. En base al objetivo específico 3, podemos señalar que se han identificado los procesos geodinámicos que afectan la estabilización de los taludes en el Barrio La Florida del Callejón de Conchucos. Estos procesos incluyen el deslizamiento del talud inferior de origen antropogénico con asentamiento de la plataforma, el empuje del talud superior y la reptación de suelos, los cuales son consecuencia de la saturación del material y la erosión causada por las precipitaciones y escorrentías. Para ello, se realizaron diversos ensayos para determinar los parámetros del suelo, resultando en un ángulo de fricción interna de 30.3 grados, una cohesión de 0.18 kg/cm<sup>2</sup> y una densidad de 1.86 grs/cc. Se sustenta técnicamente que, para muros de gravedad de hasta 11.00 metros de altura, se requiere necesariamente utilizar muros con contrafuerte para lograr obtener la estabilización de los taludes e incrementar el factor de seguridad mayor a 1.5 establecido en las normas; como contener con muros de contención o mantener taludes con mayores inclinaciones.

## RECOMENDACIONES

1. Se recomienda a las autoridades del centro poblado de San Marcos. llevar a cabo un seguimiento continuo y exhaustivo del comportamiento de los muros de contención y llevar a cabo estudios adicionales para evaluar cualquier cambio en las condiciones del suelo o del entorno que pueda afectar la eficacia de los muros de contención y para determinar en profundidad las causas de inestabilidad de sector, debido a que se evidencian sectores cercanos con los mismos problemas geológicos. Esto garantizará una respuesta oportuna ante cualquier eventualidad y permitirá realizar ajustes necesarios para mantener la seguridad y estabilidad de la zona.
2. Se recomienda a las autoridades del centro poblado de San Marcos, la instalación y mantenimiento continuo de los muros de contención como medida preventiva para garantizar la estabilidad a largo plazo del talud. Además, es importante realizar inspecciones regulares para detectar posibles signos de deterioro o debilidad en los muros y tomar medidas correctivas de manera oportuna para evitar problemas futuros
3. Se recomienda a las autoridades del centro poblado de San Marcos la utilización de muros de voladizo para determinar el empuje dinámico activo. Esta elección es más factible ya que ayuda a evitar la sobreestimación de los efectos de cohesión y adhesión, lo cual podría conducir a un sobredimensionamiento innecesario de los muros de contención. Además, se recomienda la consulta con expertos en geotecnia y diseño de estructuras para validar los análisis y asegurar que se están tomando las decisiones más adecuadas en función de las condiciones específicas del sitio y los materiales involucrados.
4. Se recomienda a las autoridades del centro poblado de San Marcos que, basándose en los procesos geodinámicos evaluados, incluyan como complemento esencial al proyecto un sistema de drenaje en el área. Este sistema debe gestionar las aguas provenientes de las precipitaciones pluviales y el riego de los campos de cultivo adyacentes. El objetivo de esta medida es preservar la vida útil de los muros de contención.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alva Hurtado, & Torres Cabrejos, R. (1983). Mapa de Distribución de Máximas Intensidades
- Amaya, Y., Bejarano, L. y Marca, C. (2023). Evaluación de una estructura de contención como alternativa de solución al deslizamiento presentado en el talud en el km 37 en la vía San Juanito al calvario-Meta. [Tesis de pregrado, Universidad Cooperativa de Colombia]. Repositorio UCC. <https://repository.ucc.edu.co/server/api/core/bitstreams/991c222e-d19d-4cdf-9fb9-3462b95ff582/content>
- Arias, F. (2012). El proyecto de Investigación. Editorial Episteme. Venezuela. Disponible en <https://abacoenred.com/wp-content/uploads/2019/02/El-proyecto-de-investigaci%C3%B3n-F.G.-Arias-2012-pdf-1.pdf>
- Ávila, H. (2006). Introducción a la metodología de la investigación empírica. México: Instituto Tecnológico de Cd.
- Calavera Ruiz, J. (2001). Muros de contención y muros de sótano. Madrid - España: Intemac. Campos Campos, J. A. (2015). "Análisis de estabilidad del deslizamiento en el bajo Cacao de Atenas". (Tesis para obtener el grado de licenciatura en Ingeniería Civil). Universidad de Costa Rica, Costa Rica.
- Calderón, W. (2023). Diseño de un sistema de estabilización de un talud, en el barrio "Espejo" de la parroquia Chillotallo, Cantón Quito, Provincia De Pichincha. [Tesis de pregrado, Universidad Politécnica Salesiana] Repositorio UPS. <https://dspace.ups.edu.ec/bitstream/123456789/25528/1/TTS1382.pdf>
- Campos, J. (2015). Análisis de estabilidad del deslizamiento en el Bajo Cacao de Atenas. Universidad de Costa Rica. Proyecto de graduación (licenciatura en ingeniería civil). Disponible en <https://www.kerwa.ucr.ac.cr/handle/10669/16694>
- Cervantes Eusebio, E. A. (2018). "Estabilización de taludes en el huaico las Moras, empleando análisis y diseño de contención de concreto armado, como protección al AA.HH. Leoncio Prado". (Tesis para obtener el Título

profesional de Ingeniero Civil). Universidad Nacional Hermilio Valdizán, Huánuco.

Cherné Tarilonte, J., & Gonzales Aguilar, A. (2005). Movimiento de tierras. Madrid. Das, B. (2001). Principios de ingeniería de Cimentaciones. México: Thomson editores. DAS, B. (2013). Fundamentos de Ingeniería geotécnica. México: Cengage Learning.

Chero, A. (2020). Presupuestos. Universidad católica Los Ángeles de Chimbote. Disponible en <https://repositorio.uladech.edu.pe/bitstream/handle/20.500.13032/16622/PRESUPUESTOS%20%283%29.pdf?sequence=1&isAllowed=y#:~:text=Presupuesto%20es%20el%20an%C3%A1lisis%20sistem%C3%A1tico,y%20de%20espacio%2C%20entre%20otros>.

Condori, G. (2022). Diseño de muros de contención para la estabilización de taludes del Asentamiento Humano 15 de junio calle B- Ate, 2022. [Tesis de pregrado, Universidad César Vallejo]. Repositorio UCV. [https://repositorio.ucv.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12692/103853/Condori\\_MGA%20-%20SD.pdf?sequence=1&isAllowed=y](https://repositorio.ucv.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12692/103853/Condori_MGA%20-%20SD.pdf?sequence=1&isAllowed=y)

Das, B. (2001). Fundamentos de ingeniería geotécnica /Braja M. Das, Traducción José de la Cera. Editorial Thomson Learnig, 2001. Disponible en <http://sbiblio.uandina.edu.pe/cgi-bin/koha/opac-detail.pl?biblionumber=457>

Eulalio, R. (2004). Mecánica de suelos - Teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos. México: Noriega editores.

Hanson, W.E., & Peck, R. B. (1983). Ingeniería de cimentaciones. Illinois: Noriega. Hernandez, R., Fernandez, C., & Baptista, L. (2006). Metrología de la investigación. México: McGraw-Hill.

Hernández, R., Fernández, C. y Baptista, M. (2014). Metodología de la Investigación. Editorial McGRAW-HILL / INTERAMERICANA EDITORES, S.A. DE C.V. México. Disponible en <https://www.esup.edu.pe/wp-content/uploads/2020/12/2.%20Hernandez,%20Fernandez%20y%20Ba>

ptista-

Metodolog%C3%ADa%20Investigacion%20Cientifica%206ta%20ed.pdf

Herrera, J. (2023). Análisis estático y pseudoestático en la estabilización de talud mediante muro de suelo reforzado de la carretera PE-3N del tramo km 263+100 - 263+150, Huánuco – La Unión, 2023 [Tesis de pregrado, Universidad de Huánuco]. Repositorio UDH. <http://repositorio.udh.edu.pe/handle/20.500.14257/4672>

Hoek, E., & Bray, J. (1981). Rock slope engineering. New York: Taylor & Francis. Juarez

Hurtado, G. & Hospinal, C. (2023). Análisis Estructural De Un Muro De Contención De Concreto Armado Para La Estabilización Del Talud De La Carretera Oyón Ambo Tramo II En El Tramo Km 208+200 Al Km 208+235 En La Provincia De Pasco Desvío Chancay. [Tesis de pregrado, Universidad San Ignacio de Loyola] Repositorio USIL. <https://repositorio.usil.edu.pe/entities/publication/d7f9b883-728e-480b-875d-e52de5219c8b>

Magariño, E. (2023). Estabilización de taludes con zanjas de coronación en la carretera vecinal roque esquina – Pampamarca – Huequia Goñupa, distrito de Yarumayo, provincia y departamento de Huánuco 2021. [Tesis de pregrado, Universidad Nacional Hermilio Valdizán]. Repositorio UNHEVAL. [https://repositorio.unheval.edu.pe/bitstream/handle/20.500.13080/9531/T023\\_22527228\\_T.pdf?sequence=1&isAllowed=y](https://repositorio.unheval.edu.pe/bitstream/handle/20.500.13080/9531/T023_22527228_T.pdf?sequence=1&isAllowed=y)

Matamoros, W. (2016). "Estudio y Análisis Comparativo entre muros de contención con contrafuertes y muros de concreto armado en Huancavelica". (Tesis Para obtener el Título profesional de Ingeniero Civil). Universidad Nacional de Huancavelica, Huancavelica.

McCormac, J. & Brown, R. (2011). Diseño de Concreto Reforzado. México D.F.: Alfaomega. Mendieta Molina, E. A. (2016). "Análisis, comparación y diseño optimizado para muros de contención". Tesis de graduación para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería en Construcción. Instituto Tecnológico de Costa Rica, Costa Rica.

- Ministerio de Vivienda. (2016). Reglamento Nacional de Edificaciones. Lima: El peruano. Norma CE.020. (9 de noviembre de 2012). Reglamento Nacional de Edificaciones. Normas Legales.
- Olmos P. J. (2011). Diseño de estructuras de contención. Valladolid: Secretariado de publicaciones.
- Rojas, S. (2015). "El cálculo del Factor de seguridad como elemento principal para el diseño de obras de estabilización de taludes e la vía Latacunga - La Mana sector Cruz Blanca". (tesis para la obtención del título de ingeniero civil). Universidad Técnica de Ambato, Ambato - Ecuador.
- Ruesta, P., Díaz, J., & Alva, J. (2011). El coeficiente sísmico en el diseño de presas de tierra y enrocado. Lima: Guzlop editores.
- Ruiz, J. (2022). Proyecto de estabilización del talud, en el sector Santa Ana abscisa (0+060 a 0+100), mediante el diseño de una pantalla atirantada, considerando un análisis tridimensional con cargas sísmicas, aplicando el análisis dinámico tiempo-historia, utilizando el programa midas GTS NX (3D). [Tesis de pregrado, Universidad Politécnica Salesiana]. Repositorio UPS. <https://dspace.ups.edu.ec/bitstream/123456789/22312/1/UPS%20-%20TTS739.pdf>
- Sáez, E. (2010). Fundamentos de Geotecnia. Chile: Departamento de Ingeniería. Santiago, a. (2017). muro de contención. lima: queros.
- Sísmicas en el Perú. Revista Técnica de la universidad Nacional de Ingeniería, 33-36. Arias, F. (2012). El proyecto de Investigación Instrucción a la metodología científica. Caracas: Episteme.
- Sowers, B., & Sowers, G. (1972). Introducción a la Mecánica de suelos y cimentaciones. México: Limusa - Wiley.
- Suarez, J. (1998). Deslizamientos y estabilidad de taludes en Zonas Tropicales. Bucaramanga: Ingeniería de sules Ltda.
- Suarez, J. (2013). Deslizamientos. Colombia: Geotecnología.
- Tamayo, M. (2003). El proceso de la investigación científica. México: Limusa Noriega Editores.

Terzaghi, K., & Peck, R. B. (1973). *Mecánica de suelos en la ingeniería práctica*. Barcelona: El Ateneo S.A.

Torres, R. (2008). *Análisis y Diseño de muros de contención de concreto armado*. Mérida: Fondonorma-Milco.

Trinidad, H. (2020). *Análisis comparativo de muros de contención para la estabilización de talud en el centro poblado La Candelaria - Huaral, Lima 2019*. [Tesis de pregrado, Universidad César Vallejo.] Repositorio UCV. [https://repositorio.ucv.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12692/53385/Trinidad\\_SHG-SD.pdf?sequence=1&isAllowed=y](https://repositorio.ucv.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12692/53385/Trinidad_SHG-SD.pdf?sequence=1&isAllowed=y)

Villar, H. A. (2015). "Comparación del comportamiento estructural de muros de contención en voladizo y con contrafuertes". (Tesis para obtener el Título profesional de Ingeniero Civil). Universidad Nacional de Cajamarca, Cajamarca.

Yaccirema, J. (2013). *Construcción de unos muros de contención*. Quito: Universidad Central del Ecuador.

Yukio, O., & Fukuoka, M. (1984). *Manual de protección de Taludes*. Tokio: JRA.

### **COMO CITAR ESTE TRABAJO DE INVESTIGACIÓN**

Caballero Sabrera, Edgardo C. (2024). *Análisis estructural de muros de contención para la estabilización de taludes en el barrio La Florida del callejón de Conchucos - 2024*. [Tesis de pregrado, Universidad de Huánuco]. Repositorio institucional UDH. url: <http://...>

## **ANEXOS**

# ANEXO 1

## RESOLUCIÓN DE APROBACIÓN DEL PROYECTO DE TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

### UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO *Facultad de Ingeniería*

#### RESOLUCIÓN N° 3092-2023-D-FI-UDH

Huánuco, 19 de diciembre de 2023

Visto, el Oficio N° 2085-2023-C-PAIC-FI-UDH, mediante el cual el Coordinador Académico de Ingeniería Civil, remite el dictamen de los jurados revisores, del Trabajo de Investigación (Tesis) intitulado: "ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE MUROS DE CONTENCIÓN PARA LA ESTABILIZACIÓN DE TALUDES EN EL BARRIO LA FLORIDA DEL CALLEJÓN DE CONCHUCOS - 2024", presentado por el (la) Bach. **Edgardo Carlos CABALLERO SABRERA**.

#### CONSIDERANDO:

Que, mediante Resolución N° 006-2001-R-AU-UDH, de fecha 24 de julio de 2001, se crea la Facultad de Ingeniería, y;

Que, mediante Resolución de Consejo Directivo N° 076-2019-SUNEDU/CD, de fecha 05 de junio de 2019, otorga la Licencia a la Universidad de Huánuco para ofrecer el servicio educativo superior universitario, y;

Que, mediante Resolución N° 016-2023-D-FI-UDH, de fecha 20 de febrero de 2023, perteneciente al Bach. **Edgardo Carlos CABALLERO SABRERA** se le designó como ASESOR(A) al Mg. Martín Cesar Valdivieso Echevarría, docente adscrito al Programa Académico de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería, y;

Que, según Oficio N° 2085-2023-C-PAIC-FI-UDH, del Coordinador Académico quien informa que los JURADOS REVISORES del Trabajo de Investigación (Tesis) intitulado: "ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE MUROS DE CONTENCIÓN PARA LA ESTABILIZACIÓN DE TALUDES EN EL BARRIO LA FLORIDA DEL CALLEJÓN DE CONCHUCOS - 2024", presentado por el (la) Bach. **Edgardo Carlos CABALLERO SABRERA**, integrado por los siguientes docentes: Mg. Johnny Prudencio Jacha Rojas (Presidente), Mg. Miguel Ángel Cruz Venancio (Secretario) y Mg. Charly Fernando Rodríguez Ponce (Vocal), quienes declaran APTO para ser ejecutado el Trabajo de Investigación (Tesis), y;

Estando a las atribuciones conferidas al Decano de la Facultad de Ingeniería y con cargo a dar cuenta en el próximo Consejo de Facultad.

#### SE RESUELVE:

**Artículo Primero.** - APROBAR, el Trabajo de Investigación (Tesis) y su ejecución intitulado: "ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE MUROS DE CONTENCIÓN PARA LA ESTABILIZACIÓN DE TALUDES EN EL BARRIO LA FLORIDA DEL CALLEJÓN DE CONCHUCOS - 2024", presentado por el (la) Bach. **Edgardo Carlos CABALLERO SABRERA** para optar el Título Profesional de Ingeniero(a) Civil, del Programa Académico de Ingeniería Civil de la Universidad de Huánuco.

**Artículo Segundo.** - El Trabajo de Investigación (Tesis) deberá ejecutarse hasta un plazo máximo de 1 año de su Aprobación. En caso de incumplimiento podrá solicitar por única vez la ampliación del mismo (6 meses).

REGÍSTRESE, COMUNÍQUESE Y ARCHÍVESE



#### Distribución:

Fac. de Ingeniería - PAIC - Asesor - Exp. Graduando - Interesado - Archivo.  
BCR/EJML/nto.

## ANEXO 2

# RESOLUCIÓN DE NOMBRAMIENTO DE ASESOR

### UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO

#### Facultad de Ingeniería

#### RESOLUCIÓN N° 016-2023-D-FI-UDH

Huánuco, 20 de enero de 2023

Visto, el Oficio N° 014-2023-C-PAIC-FI-UDH presentado por el Coordinador del Programa Académico de Ingeniería Civil y el Expediente N° 372052-0000007348, del Bach. **Edgardo Carlos CABALLERO SABRERA**, quien solicita Asesor de Tesis, para desarrollar el trabajo de investigación (Tesis).

#### CONSIDERANDO:

Que, de acuerdo a la Nueva Ley Universitaria 30220, Capítulo V, Art 45º inc. 45.2, es procedente su atención, y;

Que, según el Expediente N° 372052-0000007348, presentado por el (la) Bach. **Edgardo Carlos CABALLERO SABRERA**, quien solicita Asesor de Tesis, para desarrollar su trabajo de investigación (Tesis), el mismo que propone al Mg. Martin Cesar Valdivieso Echevarría, como Asesor de Tesis, y;

Que, según lo dispuesto en el Capítulo II, Art. 27 y 28 del Reglamento General de Grados y Títulos de la Universidad de Huánuco vigente, es procedente atender lo solicitado, y;

Estando a Las atribuciones conferidas al Decano de la Facultad de Ingeniería y con cargo a dar cuenta en el próximo Consejo de Facultad.

#### SE RESUELVE:

**Artículo Primero.** - DESIGNAR, como Asesor de Tesis del Bach. **Edgardo Carlos CABALLERO SABRERA**, al Mg. Martin Cesar Valdivieso Echevarría, Docente del Programa Académico de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería.

**Artículo Segundo.**- El interesado tendrá un plazo máximo de 6 meses para solicitar revisión del Trabajo de Investigación (Tesis). En todo caso deberá de solicitar nuevamente el trámite con el costo económico vigente.

REGÍSTRESE, COMUNÍQUESE Y ARCHÍVESE



Distribución

Fac. de Ingeniería - PAIC - Asesor - Mr. y Reg. Acad. - Interesado - Archivo  
BLCR/EJME/nts.

## ANEXO 3

### MATRIZ DE CONSISTENCIA

PROBLEMAS	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES	DIMENSIONES	METODOLOGÍA
<b>GENERAL</b>					
PG: ¿Cuál es el diseño estructural adecuado en muros de contención para la estabilización de Taludes en el Barrio La Florida del Callejón de Conchucos -2023?	OG: Desarrollar el análisis estructural de muros de contención para la estabilización de Taludes en el Barrio La Florida del Callejón de Conchucos -2023	H1: El análisis estructural de los muros de contención proporciona una mejora en la estabilización de taludes en el barrio La Florida del Callejón de Conchucos – 2023.	Análisis estructural de muros de contención	Dimensionamiento Acciones y cargas Análisis de fases	El estudio es de tipo aplicado
<b>ESPECÍFICOS</b>					
PE1: ¿Cuáles son los parámetros estructurales de los muros de contención de tipo por gravedad y en voladizo para la estabilización de taludes en el barrio La Florida del Callejón de Conchucos - 2023?	OE1: Comparar los parámetros estructurales de muros de contención de tipo por gravedad y en voladizo para la estabilización de taludes en el barrio La Florida del Callejón de Conchucos - 2023.	HE1: Los parámetros estructurales de muros de contención de tipo por gravedad y en voladizo mejoran significativamente la estabilización de taludes en el barrio La Florida del Callejón de Conchucos - 2023.		Factor de seguridad	Diseño: No experimental cuantitativo proyectual.
PE2: ¿Cuál es la estabilidad en condiciones estáticas y pseudoestáticas de los muros de contención para la estabilización de taludes en el barrio La Florida del Callejón de Conchucos - 2023?	OE2: Establecer la estabilidad en condiciones estáticas y pseudoestáticas en muros de contención para la estabilización de taludes en el barrio La Florida del Callejón de Conchucos - 2023.	HE2: La estabilidad en condiciones estáticas y pseudoestáticas es adecuada en muros de contención para la estabilización de taludes en el barrio La Florida del Callejón de Conchucos – 2023.	Estabilización de taludes	Características geotécnicas	Los instrumentos empleados en la investigación son la ficha técnica y el estudio topográfico.
PE3: ¿Cuáles son los procesos geodinámicos que afectan a los muros de contención en la estabilización de taludes en el barrio La Florida del Callejón de Conchucos - 2023?	OE3: Identificar los procesos geodinámicos que afectan a los muros de contención en la estabilización de taludes en el barrio La Florida del Callejón de Conchucos – 2023.	HE3: Los procesos geodinámicos afectan el diseño de muros de contención en la estabilización de taludes en el barrio La Florida del Callejón de Conchucos - 2023.		Método de equilibrio limite	

## ANEXO 4

### INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

FICHA TÉCNICA PARA LA INVESTIGACIÓN							
<b>Título: Análisis estructural de muros de contención para la estabilización de taludes en el barrio La Florida del callejón de Conchucos - 2023</b>							
UBICACIÓN							
Departamento							
Distrito							
Zonificación							
Calle							
NRO. Talud							
Fecha							
CLASIFICACIÓN DEL TALUD				DATOS DEL TALUD			
SIMBOLOGÍA	SI	NO	NOTAS	FALLAS VISUALIZADAS	SI	NO	
GW				Bloques caídos			
GP				Existencia de grietas			
GM				Hundimientos			
SW				Daños a construcción			
SP				Excesiva pendiente			
SM				PRESENCIA DE AGUA	SI	NO	
OTRO				Napa freática			
				Superficial			
				Lluvias			
TIPOS DE CARGAS EXISTENTES				MOV. POR INESTABILIDAD	SI	NO	
CARGAS	SI	NO	DESCRIPCIÓN	Desprendimientos			
Permanente				Derrumbes			
Transitoria				Avalanchas			
				Caídas			
				ROCAS SUELTAS	SI	NO	
COBERTURA VEGETAL				Pequeñas 1" - 4"			
TIPO	SI	NO	DESCRIPCIÓN	Medianas 5" - 9"			
Arbustos				Grandes 10" - 14"			
Arboles				Muy grandes 15" a mas			
Plantas				GEOMETRÍA	SI	NO	
Otros				Longitud			
				Altura			
				Pendiente			
TÉCNICA DE ESTABILIZACIÓN EMPLEADA EN EL MURO							
DATOS DEL MURO				FOTO			
Longitud							
Altitud							
Tipo de suelo visual							
MURO A PROYECTAR							
TIPO	SI	NO	DESCRIPCIÓN				
Voladizo							
Contrafuerte							
Gravedad							
Semi gravedad							
Gaviones							
CARGAS EXISTENTES							
TIPO	SI	NO	DESCRIPCIÓN				
Terreno natural							
Vehicular							
<i>Nota.</i> En base al instrumento de Condori (2022).							

## ANEXO 5

### PANEL FOTOGRÁFICO DEL TRABAJO DE CAMPO

**Fotografía 7**

*Obtención de información topográfica con ayuda de estación total*



**Fotografía 8**

*Identificación del primer talud representativo*



**Fotografía 9**

*Obtención de información de ubicación de puntos topográficos*



**Fotografía 10**

*Toma de datos topográficos sobre el talud representativo*



**Fotografía 11**

*Toma de datos de procesos geodinámicos en talud representativo*



**Fotografía 12**

*Toma de datos de procesos geodinámicos en talud representativo*



**Fotografía 13**

*Medición de elementos existentes en el área de estudio*



**Fotografía 14**

*Toma de datos para la evaluación del estado de los muros de contención*

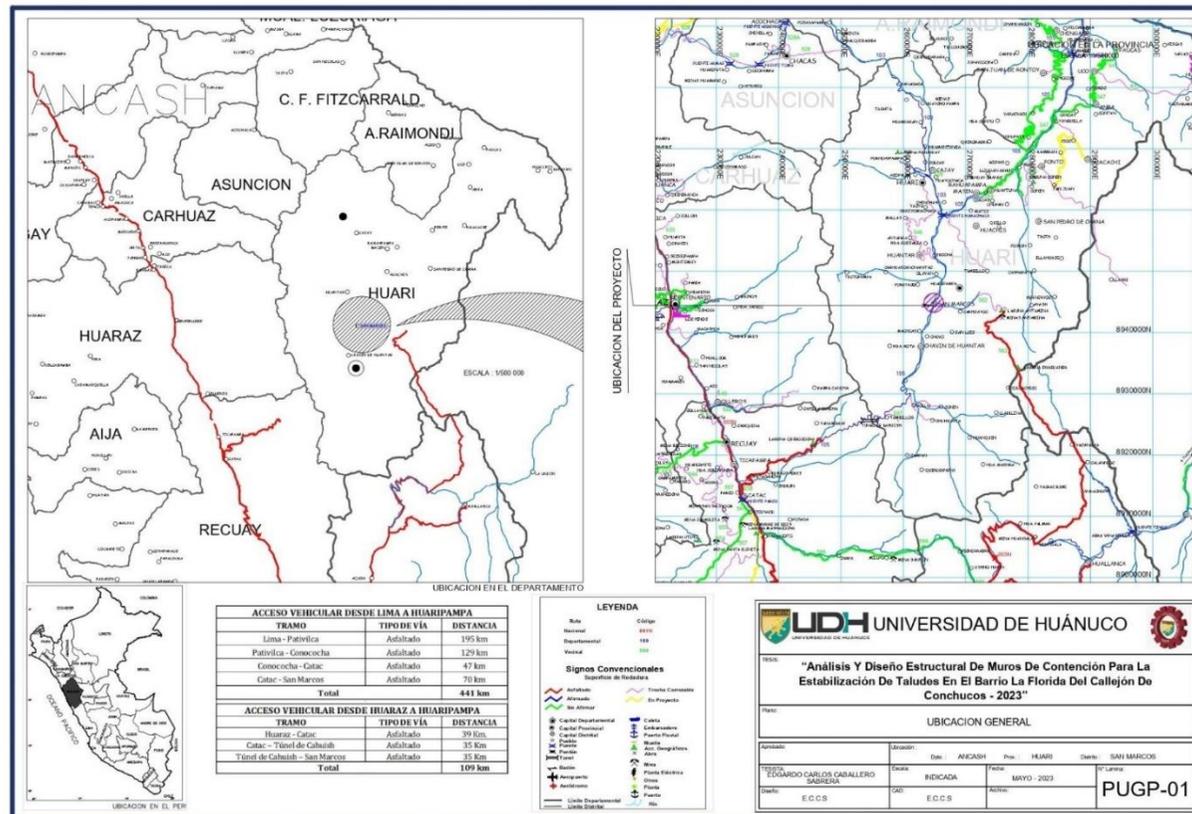


## ANEXO 6

### PLANOS DE UBICACIÓN Y LOCALIZACIÓN DE LA TESIS

**Figura 81**

*Plano de ubicación y localización*



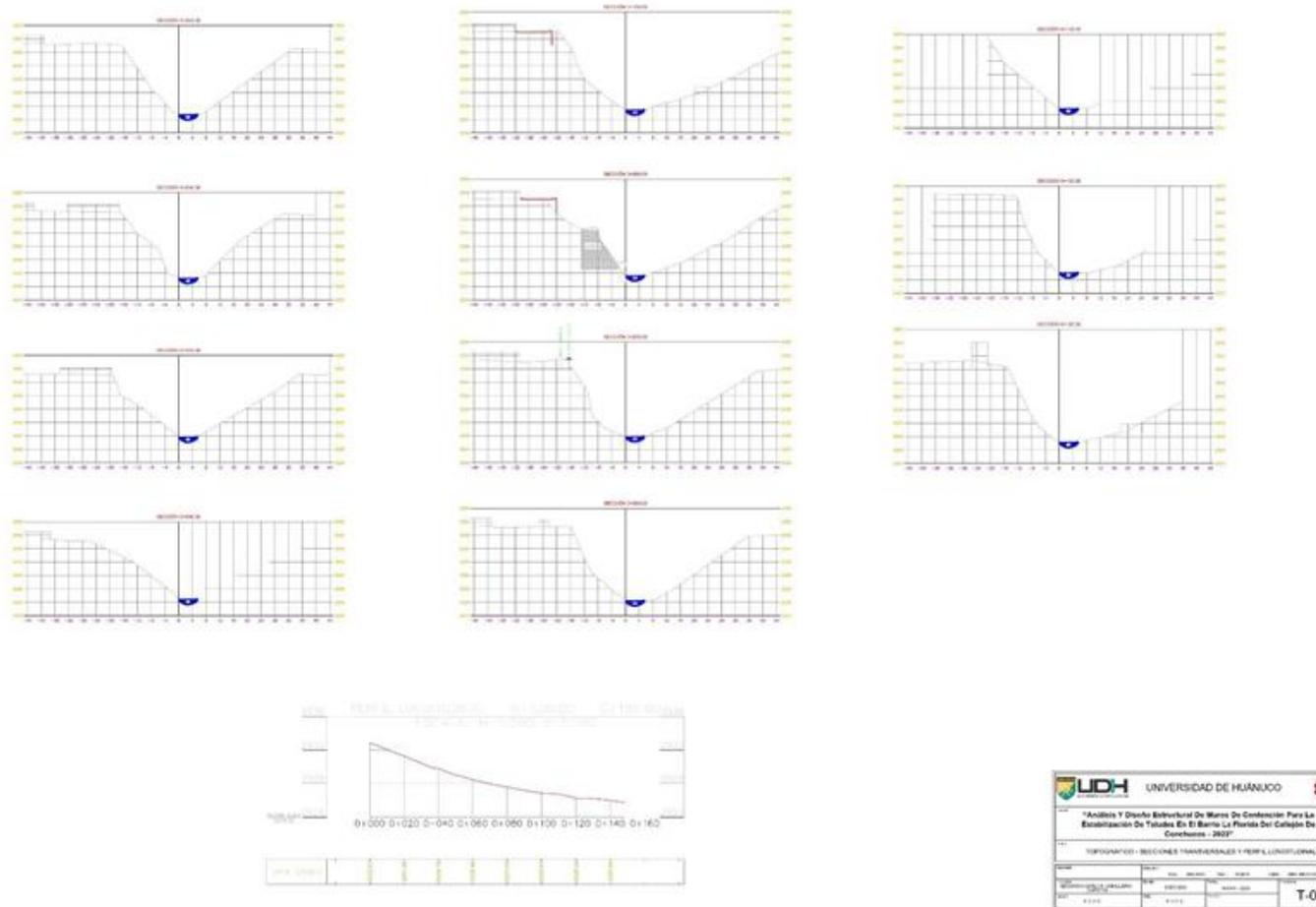


**Figura 83**  
*Plano Clave*



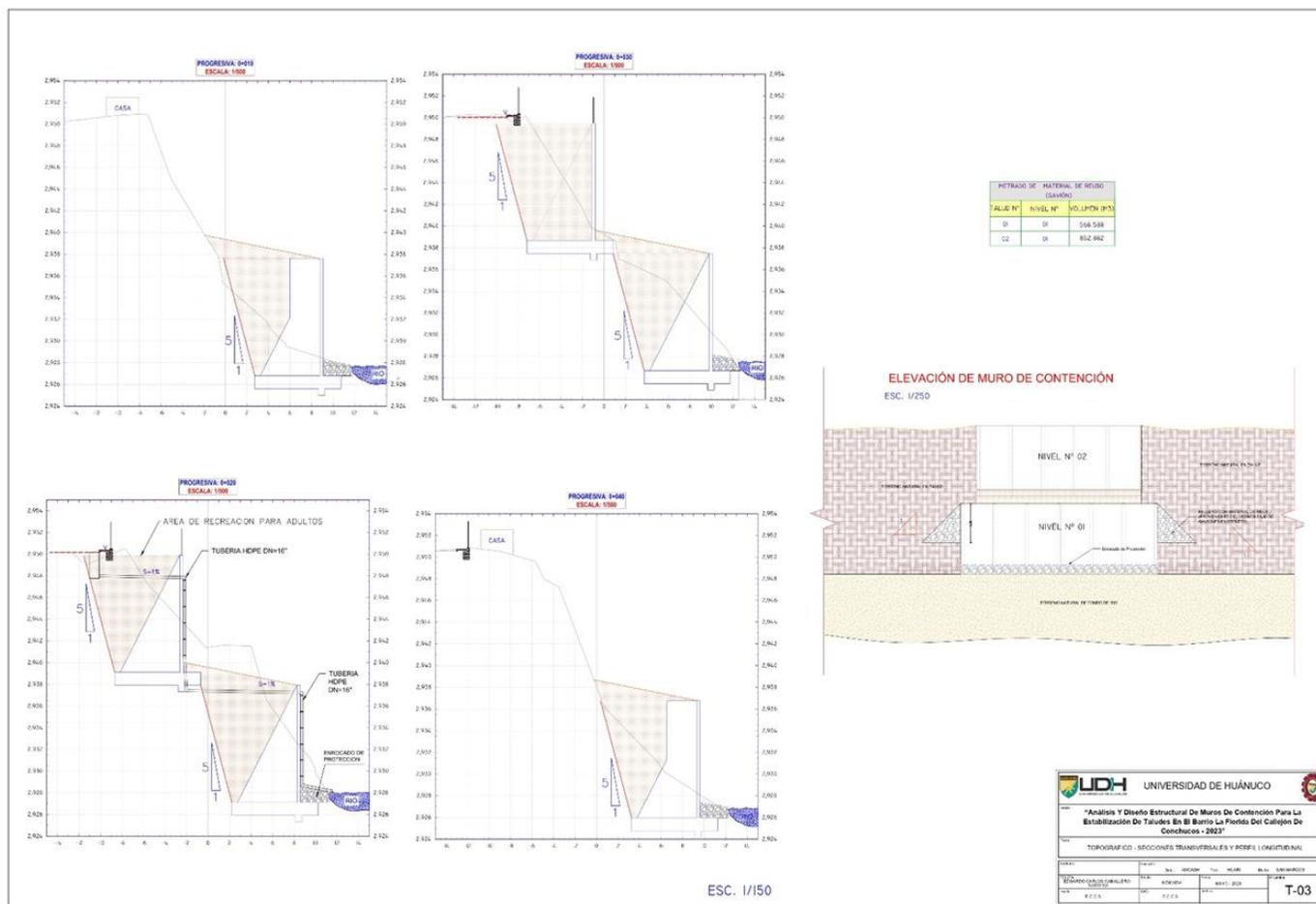
**Figura 84**

*Plano de perfil longitudinal y secciones transversales 1*



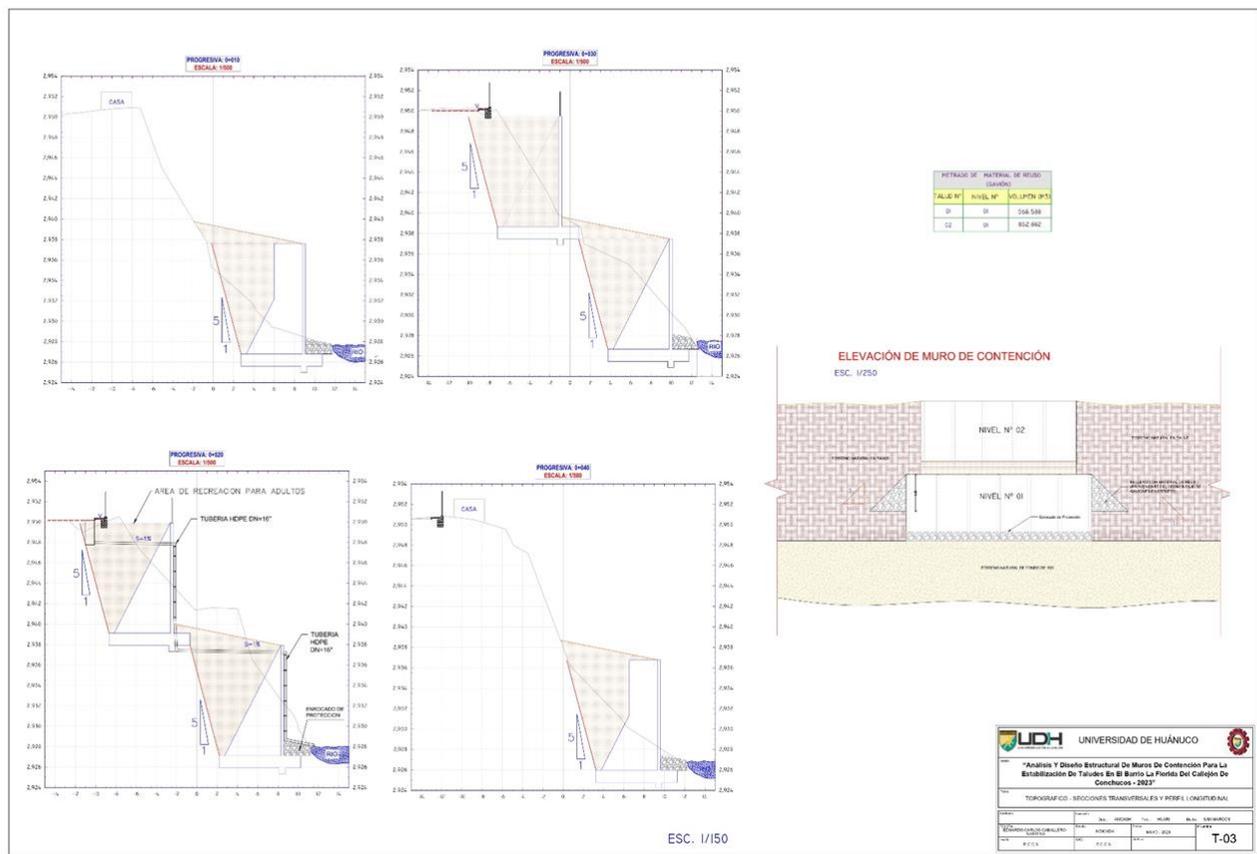
**Figura 85**

*Plano de perfil longitudinal y secciones transversales 2*



**Figura 86**

*Plano de perfil longitudinal y secciones transversales 3*



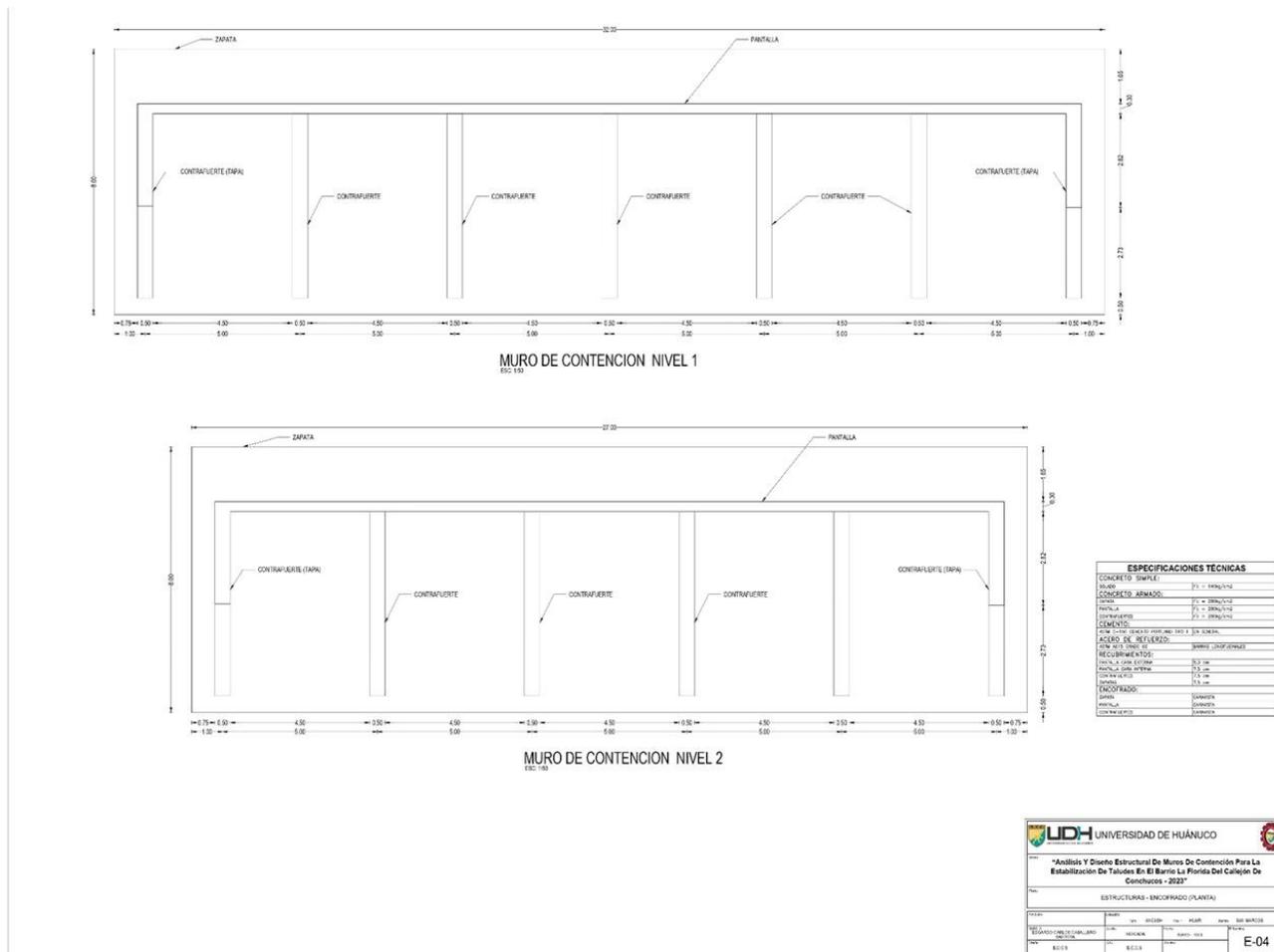






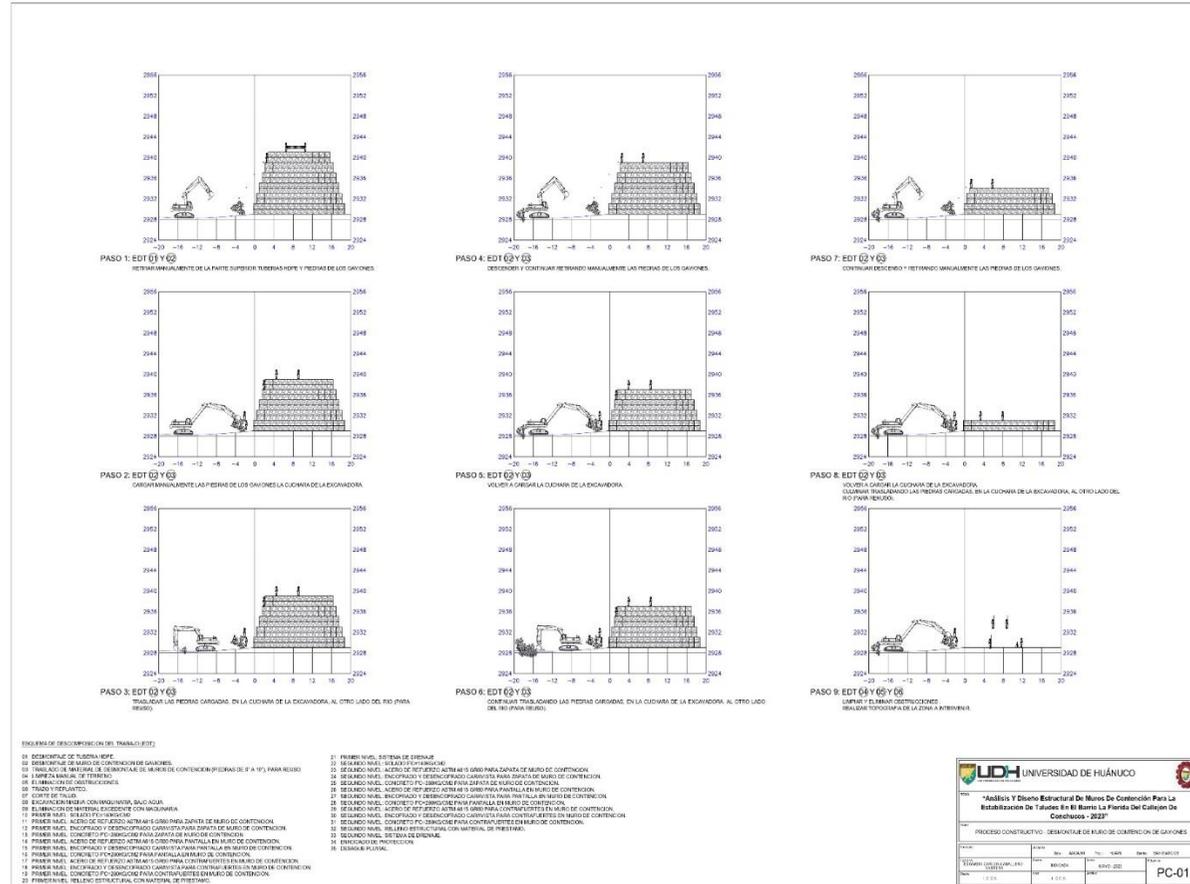
**Figura 90**

*Plano de estructuras 4*



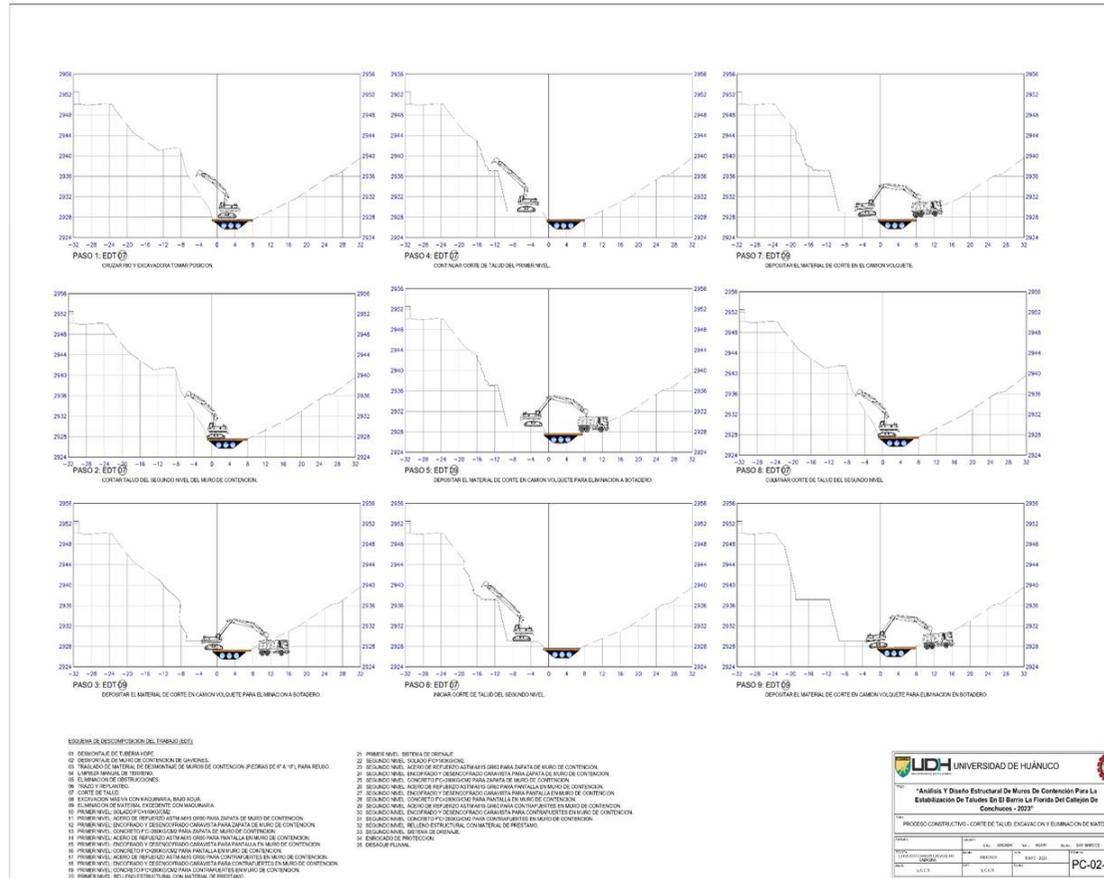
**Figura 91**

*Plano de proceso constructivo 1*



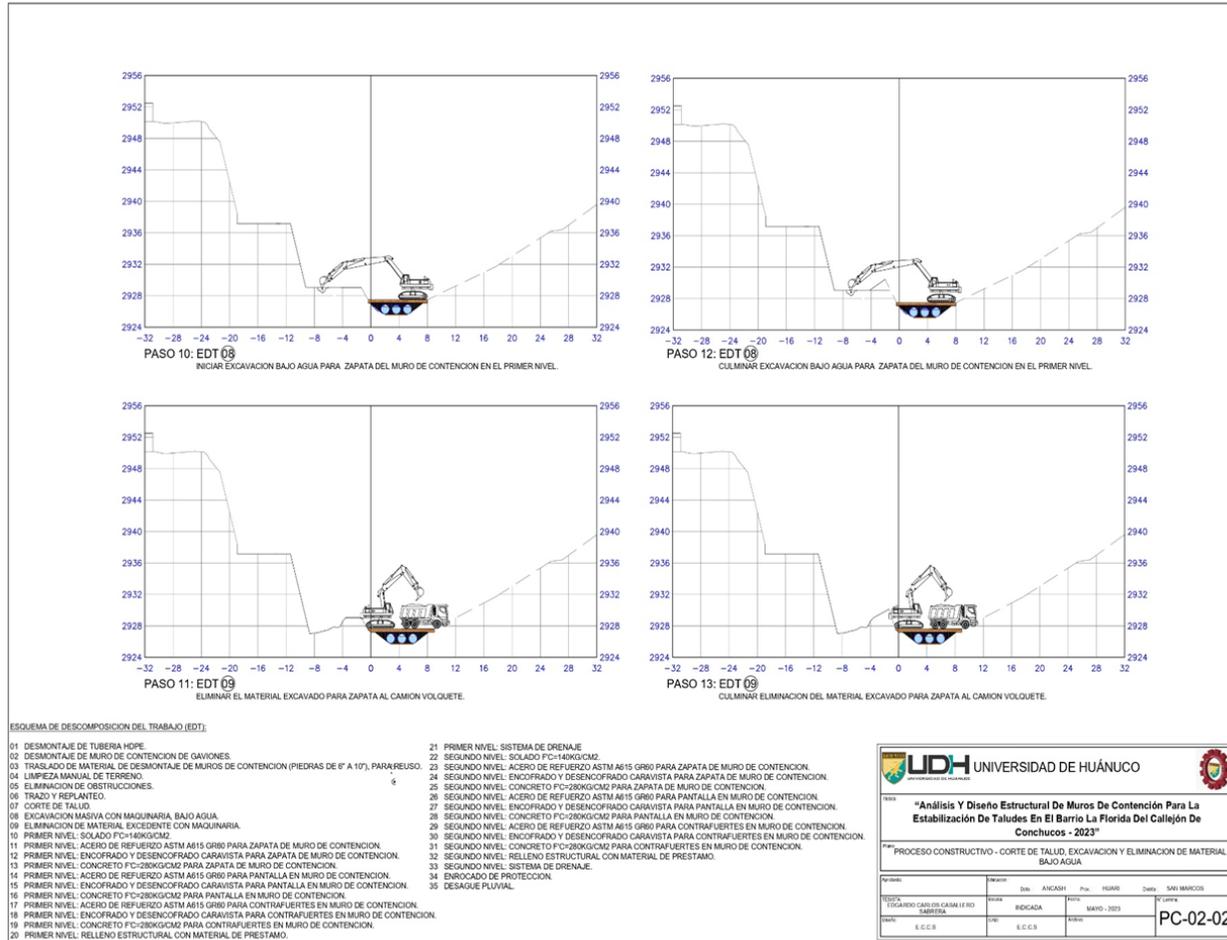
**Figura 92**

*Plano de proceso constructivo 2*



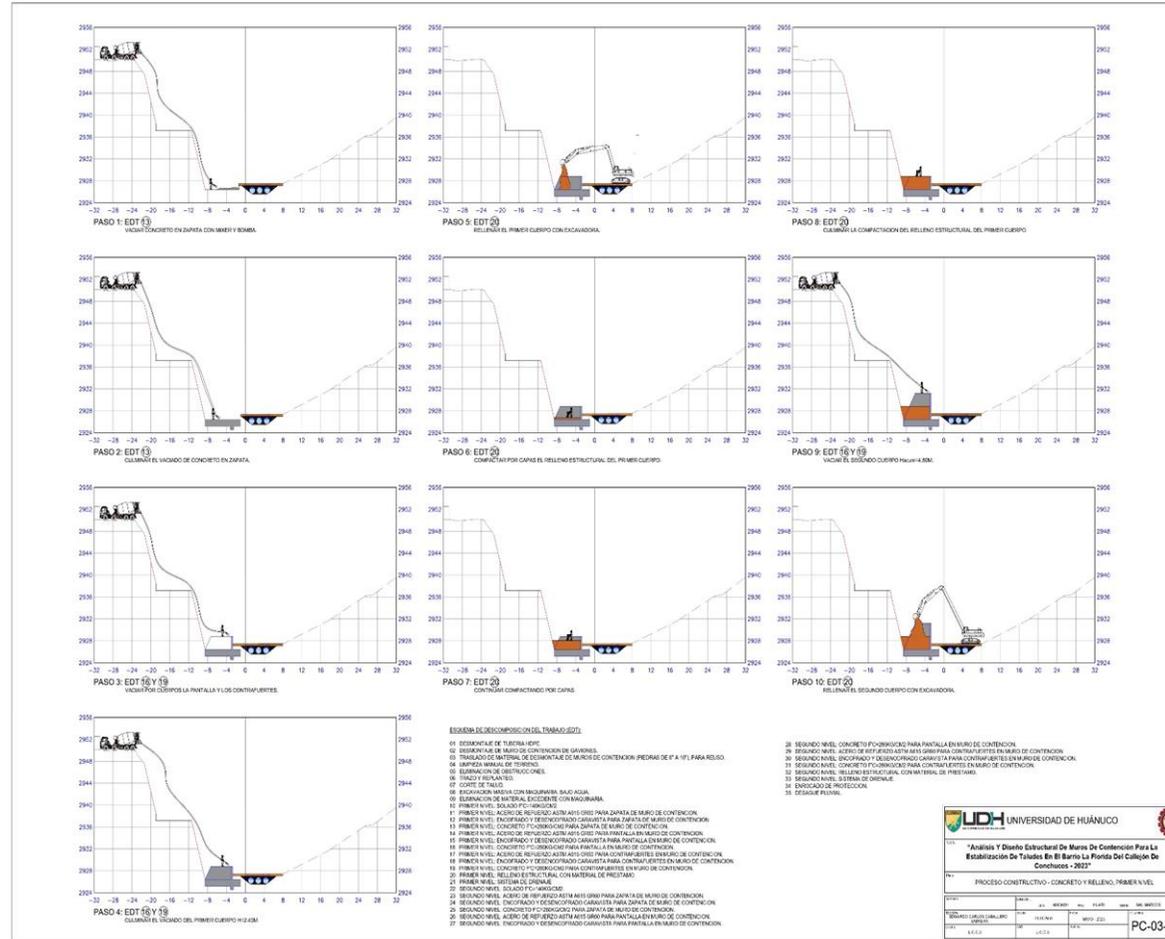
**Figura 93**

*Plano de proceso constructivo 3*



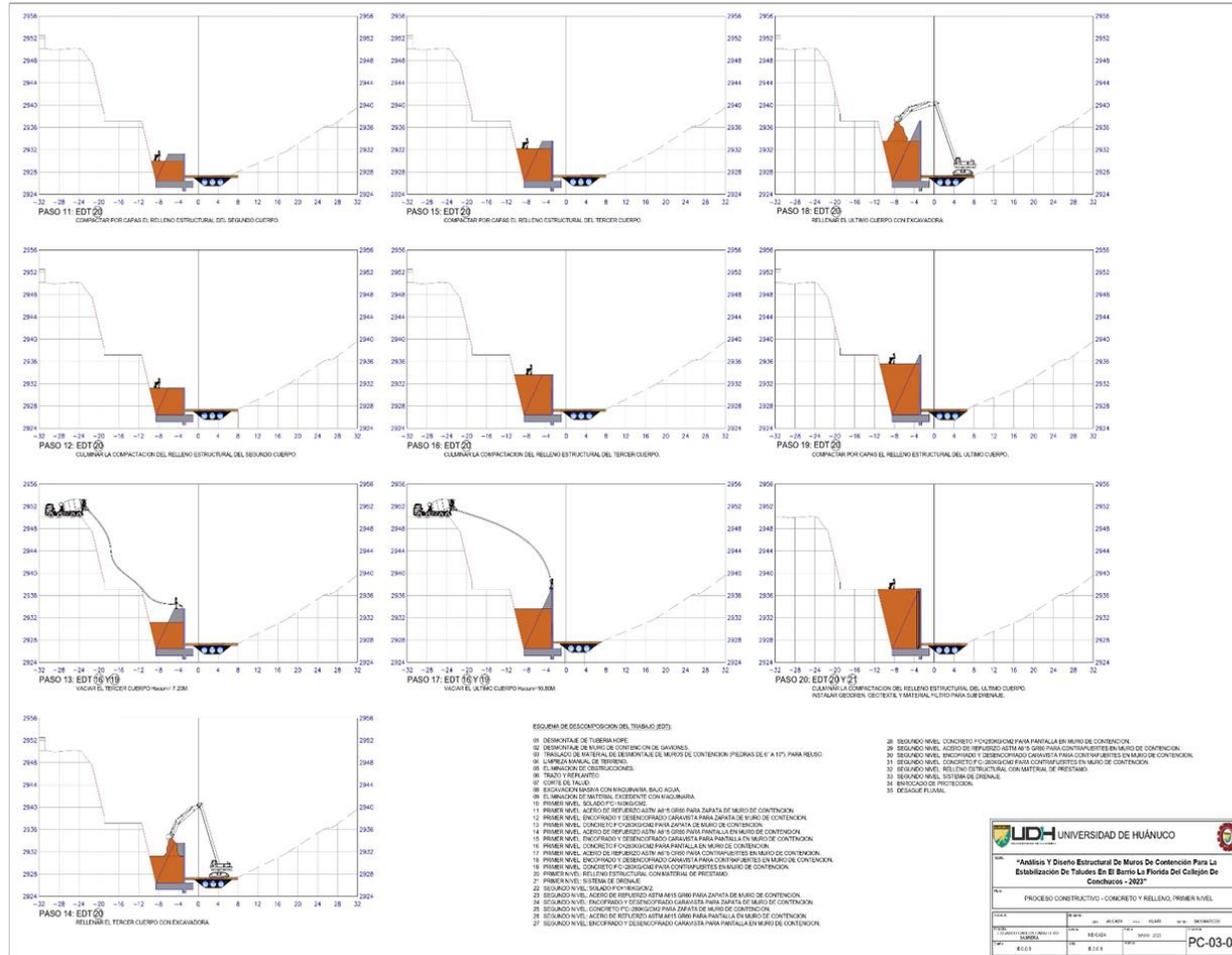
**Figura 94**

*Plano de proceso constructivo 3*



**Figura 95**

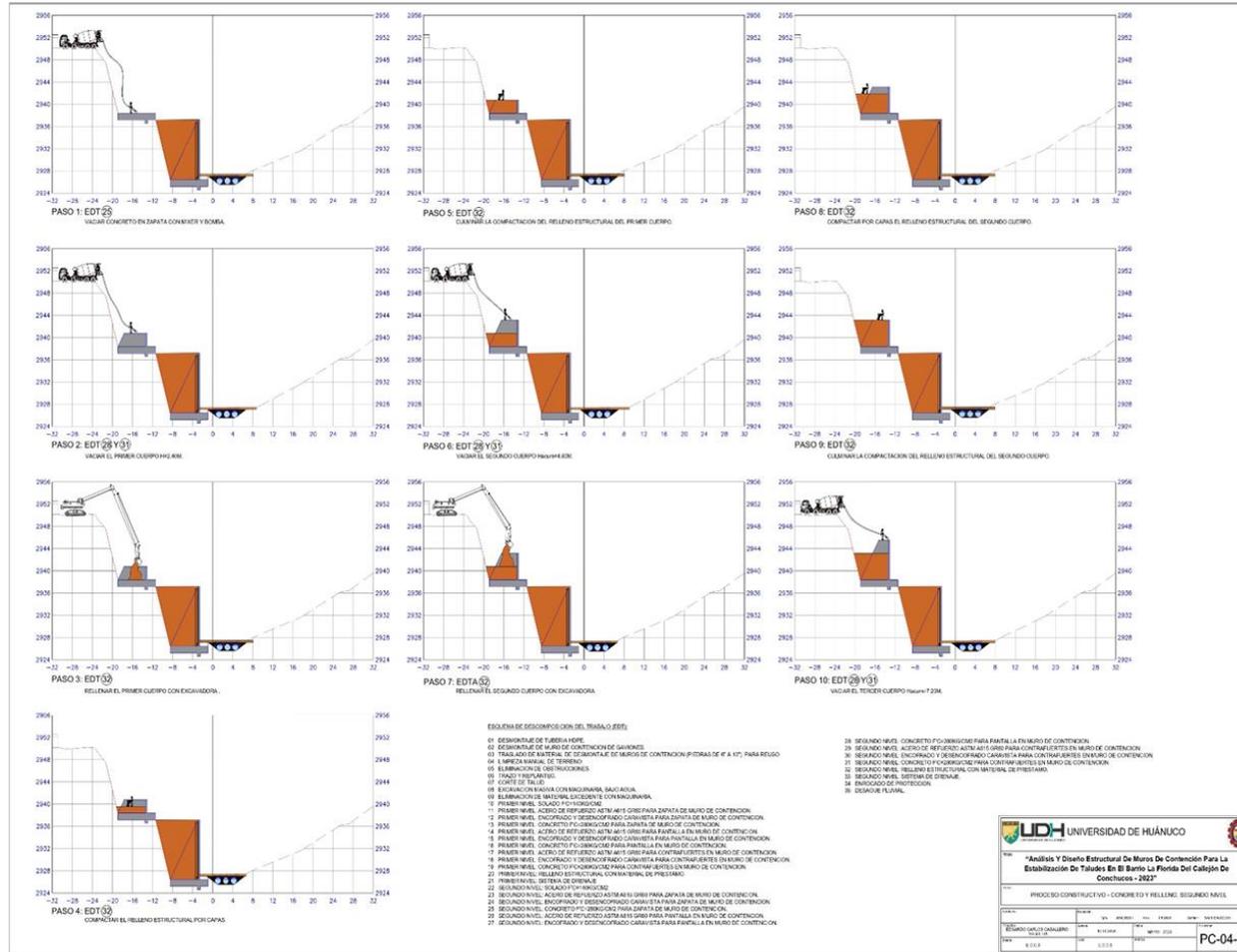
*Plano de proceso constructivo 4*



<b>LIDH UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO</b>	
"Análisis y Diseño Estructural de Muros de Contención Para La Estabilización De Taludes En El Barrio La Florida Del Callejón De Chimbacco - 2022"	
PROCESO CONSTRUCTIVO - CONCRETO Y RELLENO, PRIMER NIVEL	
FECHA:	del 01/04/2022 al 01/04/2022
PROFESOR:	REGINA
ESTUDIANTE:	WILSON
GRUPO:	001
<b>PC-03-02</b>	

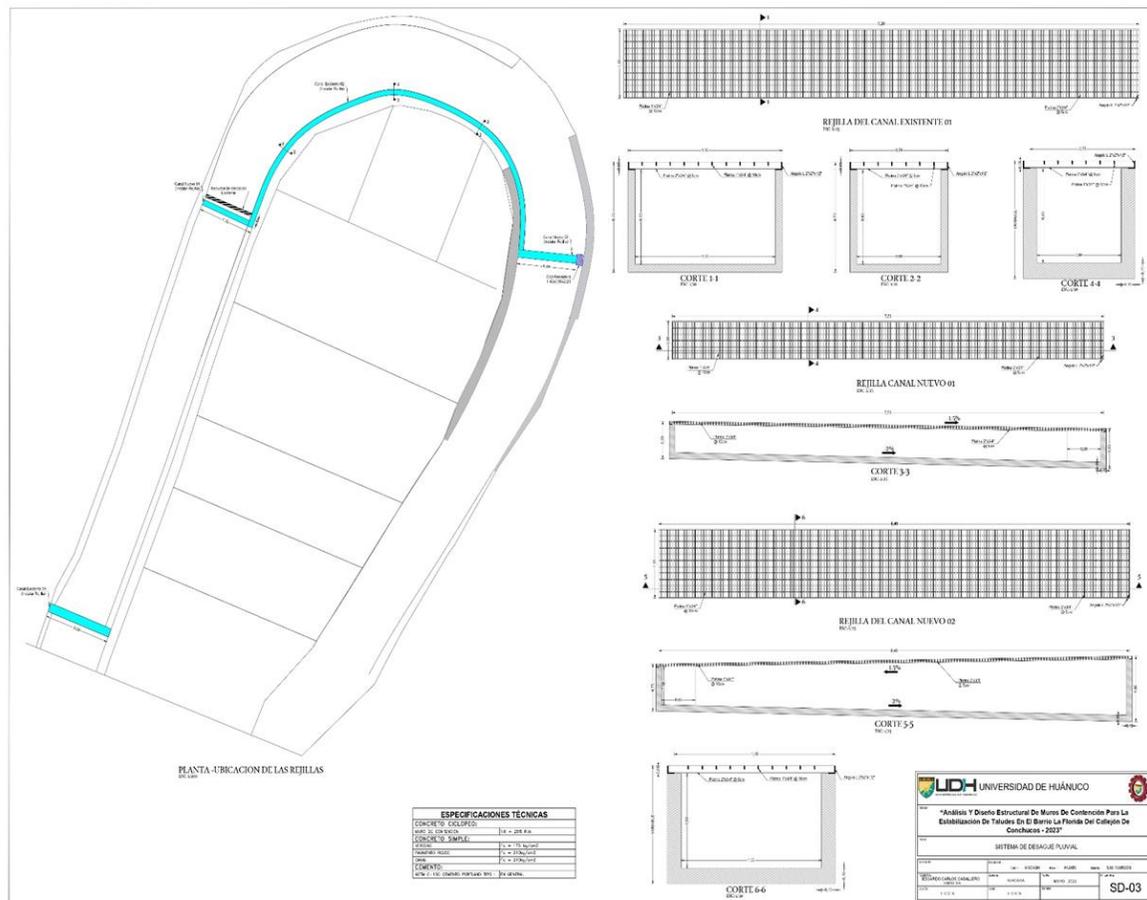
**Figura 96**

*Plano de proceso constructivo 5*



**Figura 97**

*Plano de sistema pluvial*



# ANEXO 7

## APROBACIÓN DE JURADOS REVISORES



UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL

"Año de la Unidad, La Paz y el Desarrollo"

### INFORME N° 0015-2023- PAIC-FI-UDH-MGMACV

A : MG. JOHNNY P. JACHA ROJAS  
Coordinador del Programa Académico de Ingeniería Civil – UDH

DE : MG. MIGUEL ANGEL CRUZ VENANCIO  
Docente REVISOR DE PROYECTO DE TESIS

ASUNTO : APROBACIÓN DE PROYECTO DE TESIS "ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE MUROS DE CONTENCION PARA LA ESTABILIZACIÓN DE TALUDES EN EL BARRIO LA FLORIDA DEL CALLEJÓN DE CONCHUCOS - 2023 EN EL DISTRITO DE AMARILIS – HUÁNUCO – 2023"

FECHA : HUÁNUCO, 07 DE SETIEMBRE DEL 2023

De mi especial consideración:

Por medio del presente me dirijo a su despacho a fin de saludarlo de manera muy cordial; y a la vez informarle que habiendo sido notificado, mediante el Oficio Múltiple N° 050-2023-C-PAIC-FI-UDH, y en mérito a la RESOLUCIÓN N° 016-2023-D-FI-UDH, con fecha del 20 de enero del 2023, a través de la cual se le designa como **ASESOR DE TESIS** de tesis al Mg. Martín Cesar Valdivieso Echevarría, Docente del Programa Académico de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, al Bach. EDGARDO CARLOS CABALLERO SABRERA con Expediente N° 372052-00000007348, el mismo que de acuerdo a los siguientes términos, en el orden y al amparo de la reglamentación vigente, paso a exponer:

#### **I. ANALISIS Y/O REVISION**

Revisado el proyecto de tesis remitido a mi persona, en calidad de revisor del Proyecto de tesis: **"ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE MUROS DE CONTENCION PARA LA ESTABILIZACIÓN DE TALUDES EN EL BARRIO LA FLORIDA DEL CALLEJÓN DE CONCHUCOS - 2023" EN EL DISTRITO DE AMARILIS – HUÁNUCO – 2023**, tiene relevancia y viabilidad, por su contexto y aplicación al campo de la ingeniería vial.

#### **II. CONCLUSIÓN**

2.1. Es PROCEDENTE llevar a cabo el desarrollo del proyecto de tesis **"ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE MUROS DE CONTENCION PARA LA ESTABILIZACIÓN DE TALUDES EN EL BARRIO LA FLORIDA DEL CALLEJÓN DE CONCHUCOS - 2023" EN EL DISTRITO DE AMARILIS – HUÁNUCO – 2023**, la misma que esta enfocado y/o enmarcado a la Mecánica de Suelos y a la aplicación del diseño estructural en el campo vial, dichas mejoras se realizaron en el trabajo del proyecto.

2.2. El planteamiento de Investigación es viable para su ejecución ya que cumple con la metodología, y la estructura, según el reglamento en aplicación siendo el contenido planteado según la reglamentación vigente.

#### **III. RECOMENDACIÓN**

En ámbito metodológico, se han realizado las recomendaciones acorde a la conclusión (item 2.2), la misma que el solicitante, deberá enriquecer y desarrollar acorde a los objetivos planteados, según el contexto temático del diseño y propuesta de mejora de la estabilidad del suelo, así como tener presente el uso de la estructura del proyecto de tesis aprobado por la facultad.

Es cuanto informo; sin otro en particular aprovecha la oportunidad para darle las muestras de mi especial consideración y estima.

Atentamente,

  
Ms. Ing. MIGUEL A. CRUZ VENANCIO  
REVISOR DE PROYECTO DE TESIS



**UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO**  
**Facultad de Ingeniería**

Programa Académico de Ingeniería Civil

*"Año del Fortalecimiento de la Soberanía Nacional"*

**INFORME N°070-2023-PAIC-UDH/CFRP**

**A** : MSc. JOHNNY PRUDENCIO JACHA ROJAS  
Coordinador Académico de Ingeniería Civil

**De** : MSc. Ing. CHARLY FERNANDO RODRIGUEZ PONCE  
Jurado-Vocal

**ASUNTO** : Aprobación del proyecto de Tesis, para Título profesional de  
Ingeniero Civil.

**REF.** : (1) RESOLUCIÓN N°112-2020-R-UDH (09-07-2020)  
(2) Oficio Múltiple N°050-2023-C-PAIC-FI-UDH

**Fecha** : 30/07/2023

**De mi mayor consideración:**

Por medio del presente me dirijo a usted, enviándole un cordial saludo y aprovecho la oportunidad para hacer de su conocimiento la aprobación del proyecto de Tesis del Bachiller **EDGARDO CARLOS CABALLERO SABRERA**, intitulado "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE MUROS DE CONTENCIÓN PARA LA ESTABILIZACIÓN DE TALUDES EN EL BARRIO LA FLORIDA DEL CALLEJÓN DE CONCHUCOS - 2023". Para obtener el título profesional de Ingeniero Civil.

Realizada la revisión del proyecto de tesis se sugiere al interesado siga con el trámite que establece el Reglamento General de Grados y Títulos de la UDH, por lo que informo a usted para los fines pertinentes.

Es todo cuanto informo a usted para los fines que estime conveniente.

Atentamente,

  
MSc. CHARLY F. RODRIGUEZ PONCE  
INGENIERO CIVIL  
ALTES INGENIERIA (CATEGORIA 1) UDH  
Reg. CIP N° 224214

**M.Sc. Charly Fernando RODRIGUEZ PONCE**  
**Jurado-Vocal**