



**UNIVERSIDAD CATÓLICA LOS ÁNGELES DE CHIMBOTE
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA
PROGRAMA DE ESTUDIO DE INGENIERÍA CIVIL**

**EVALUACIÓN DE MURO DE CONTENCIÓN, PARA MEJORAR LA DEFENSA
RIBEREÑA, MARGEN DERECHO DEL RÍO HUARMEY, AGUAS ARRIBA, DEL
PUENTE LOS ÁRABES, DISTRITO DE HUARMEY, PROVINCIA DE HUARMEY,
REGIÓN ÁNCASH - 2024**

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

AUTOR

**MACEDO HILARIO, JHON ANTONY
ORCID:0009-0006-3188-6651**

ASESOR

**LEON DE LOS RIOS, GONZALO MIGUEL
ORCID:0000-0002-3275-817X**

**CHIMBOTE-PERÚ
2024**



FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA

PROGRAMA DE ESTUDIO DE INGENIERÍA CIVIL

ACTA N° 0125-110-2024 DE SUSTENTACIÓN DEL INFORME DE TESIS

En la Ciudad de **Chimbote** Siendo las **20:51** horas del día **28** de **Junio** del **2024** y estando lo dispuesto en el Reglamento de Investigación (Versión Vigente) ULADECH-CATÓLICA en su Artículo 34º, los miembros del Jurado de Investigación de tesis de la Escuela Profesional de **INGENIERÍA CIVIL**, conformado por:

PISFIL REQUE HUGO NAZARENO Presidente
RETAMOZO FERNANDEZ SAUL WALTER Miembro
BARRETO RODRIGUEZ CARMEN ROSA Miembro
Mgtr. LEON DE LOS RIOS GONZALO MIGUEL Asesor

Se reunieron para evaluar la sustentación del informe de tesis: **EVALUACIÓN DE MURO DE CONTENCIÓN, PARA MEJORAR LA DEFENSA RIBEREÑA, MARGEN DERECHO DEL RÍO HUARMEY, AGUAS ARRIBA, DEL PUENTE LOS ÁRABES, DISTRITO DE HUARMEY, PROVINCIA DE HUARMEY, REGIÓN ÁNCASH - 2024**

Presentada Por :
(1001091005) **MACEDO HILARIO JHON ANTONY**

Luego de la presentación del autor(a) y las deliberaciones, el Jurado de Investigación acordó: **APROBAR** por **UNANIMIDAD**, la tesis, con el calificativo de **13**, quedando expedito/a el/la Bachiller para optar el **TITULO PROFESIONAL** de **Ingeniero Civil**.

Los miembros del Jurado de Investigación firman a continuación dando fe de las conclusiones del acta:

PISFIL REQUE HUGO NAZARENO
Presidente

RETAMOZO FERNANDEZ SAUL WALTER
Miembro

BARRETO RODRIGUEZ CARMEN ROSA
Miembro

Mgtr. LEON DE LOS RIOS GONZALO MIGUEL
Asesor



CONSTANCIA DE EVALUACIÓN DE ORIGINALIDAD

La responsable de la Unidad de Integridad Científica, ha monitorizado la evaluación de la originalidad de la tesis titulada: EVALUACIÓN DE MURO DE CONTENCIÓN, PARA MEJORAR LA DEFENSA RIBEREÑA, MARGEN DERECHO DEL RÍO HUARMEY, AGUAS ARRIBA, DEL PUENTE LOS ÁRABES, DISTRITO DE HUARMEY, PROVINCIA DE HUARMEY, REGIÓN ÁNCASH - 2024 Del (de la) estudiante MACEDO HILARIO JHON ANTONY , asesorado por LEON DE LOS RIOS GONZALO MIGUEL se ha revisado y constató que la investigación tiene un índice de similitud de 5% según el reporte de originalidad del programa Turnitin.

Por lo tanto, dichas coincidencias detectadas no constituyen plagio y la tesis cumple con todas las normas para el uso de citas y referencias establecidas por la Universidad Católica Los Ángeles de Chimbote.

Cabe resaltar que el turnitin brinda información referencial sobre el porcentaje de similitud, más no es objeto oficial para determinar copia o plagio, si sucediera toda la responsabilidad recaerá en el estudiante.

Chimbote, 11 de Julio del 2024



Mgtr. Roxana Torres Guzman
RESPONSABLE DE UNIDAD DE INTEGRIDAD CIENTÍFICA

Dedicatoria

A dios

Quien fue el impulsador de mis logros,
anhelos y deseos en la vida de poder
alcanzar mis metas trazadas, brindándome
una fortaleza y seguridad Ante las
adversidades.

A mis padres

Por su gran comprensión y apoyo en todo
momento por su confianza brindada,
siendo ellos mi motor y motivo, de seguir
adelante, enseñándome a luchar por lo que
uno Anhela y desea.

Agradecimiento

A dios.

Por permitirme llegar hasta donde me encuentro hoy, por darme un día más de vida y darme esa fortaleza de seguir con mi carrera profesional adelante a pesar de los obstáculos que existan en la vida.

A los docentes

Por haberme inculcado nuevos conocimientos día a día siendo ellos

Parte fundamental de mi formación

Profesional, ética y moral.

Índice General

Jurado	¡Error! Marcador no definido.
Caratula	¡Error! Marcador no definido.
Agradecimiento	V
Índice General	VI
Lista de tablas	XI
Lista de Figuras	XII
Lista de Gráficos	XIII
Resumen	XIV
Abstract	XV
I. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
1.1. Planteamiento del problema.....	1
1.2 Formulación del problema	1
1.2.1 Problema general.....	1
1.3 Objetivos de la investigación	2
1.3.1 Objetivo general	2
1.3.2 Objetivos específicos.....	2
1.4 Justificación de la investigación	2
1.4.1 Teórica.....	2
1.4.2 Práctica	3
1.4.3 Metodológica.....	3
II. MARCO TEÓRICO	4
2.1. Antecedentes	4
2.1.1. Antecedentes Internacionales	4
2.1.2. Antecedentes nacionales	5
2.1.3. Antecedentes Locales	7
2.2. Bases teóricas.....	10

2.2.1. Cauce del rio.....	10
2.2.1.1. Cuencas Hidrográficas.....	10
a) Cuencas Cerradas o Endorreicas:	10
b) Cuencas Abiertas o Exorreicas:.....	11
c) Cuencas Mixtas o Arreicas:.....	11
d) Cuencas Hidrográficas de Montaña:	11
e) Cuencas Hidrográficas de Llanura:	12
2.2.2. Defensas Ribereñas	12
A. Tipos de Defensas Ribereñas	12
B. Funciones y Objetivos de las Defensas Ribereñas	13
C. Factores que Afectan las Defensas Ribereñas.....	14
2.2.3. Talud.....	15
A. Talud Natural.....	15
B. Talud Artificial.....	16
C. Nomenclatura Y Elementos De Talud	16
<input type="checkbox"/> Altura.....	16
<input type="checkbox"/> Pie.....	16
<input type="checkbox"/> Cabeza	16
<input type="checkbox"/> Altura De Nivel Freático	16
<input type="checkbox"/> Pendiente	17
D. Estabilidad en los Taludes.....	17
E. Tipo De Fallas De Taludes.....	17
<input type="checkbox"/> Deslizamiento	17
<input type="checkbox"/> Desprendimientos	18
F. Factores Que Influyen En La Estabilidad De Taludes	18
1. Condiciones Climáticas	18
2. Topografía	18

3. Geología	19
4. Erosión.....	19
2.2.4. Muros de contención	20
□ Función De Los Muros De Contención.....	20
2.2.4.1. Tipos De Muros De Contención.....	20
a. Muros De Contención De Gravedad	20
b. Muros De Contención En Voladizo.....	21
c. Muros De Contención Con Contrafuertes.....	21
2.2.4.2. Estudio Del Muro	21
A. Peso Propio	21
B. Seguridad al Vuelco.....	21
C. Seguridad de Deslizamiento	21
D. Flexión.....	22
2.2.4.3. Empuje De Tierras Sobre Muro De Contención	22
A. Teoría De Empuje De Coulomb	22
B. Teoría De Empuje De Rankine.....	22
C. Comprobación de Presiones en el Terreno	23
2.2.4.4. Diseños De Muros De Contención.....	23
1. Diseños De Muros	23
2. Procedimientos	24
3. Consideraciones.....	24
2.2.4.5. Patologías en Muros de Contención.....	24
□ Procesos Físicos.....	25
□ Procesos Químicos	25
□ Procesos Biológicos.....	25
□ Deterioro Superficial Del Concreto Endurecido	25
2.2.5. Normativas y Regulaciones.....	25

2.3. Hipótesis	27
III. METODOLOGIA	28
3.1. Nivel, Tipo y diseño de Investigación	28
<input type="checkbox"/> Nivel de investigación	28
<input type="checkbox"/> Tipo de Investigación.....	28
<input type="checkbox"/> Diseño de investigación	28
3.2 Población y Muestra	29
3.2.1 Población.....	29
3.2.2 Muestra.....	29
3.3 Variables. Definición y Operacionalización	30
3.4 Técnicas e instrumentos de recolección de información	31
3.4.1 Descripción de técnicas	31
3.4.2 Descripción de instrumentos	31
3.4.3 Validación	32
3.4.4 Confiabilidad.....	32
3.5 Plan de análisis y procesamiento de información	32
3.6. Aspectos Éticos.....	33
3.6.4. Beneficencia y No Maleficencia:	34
IV. RESULTADOS.....	35
4.1. Resultados	35
4.2. Discusión	43
V. CONCLUSIONES	45
VI. RECOMENDACIONES.....	47
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	49
ANEXOS	54
Anexo 01 Matriz de consistencia.....	54
Anexo 02 Instrumento de recolección de información.....	55

Anexo 04 Confiabilidad del instrumento	65
Anexo 05 Formato de Consentimiento informado	68
Anexo 06 Documento de aprobación para la recolección de la información	69
Anexo 07 Evidencias de ejecución	70

Lista de tablas

Tabla 1 Variables. Definición y Operacionalización.....	30
Tabla 2 efectividad del muro de contención.....	35
Tabla 3 ¿Cómo percibe la comunidad local el nivel de seguridad proporcionado por el muro de contención?	37
Tabla 4 ¿Cuál es su nivel de preocupación por la posibilidad de inundaciones en el área protegida por el muro de contención?	38
Tabla 5 ¿Ha experimentado la comunidad local impactos negativos significativos debido a eventos extremos desde la construcción del muro de contención?	39
Tabla 6 mejora en el diseño, construcción o mantenimiento del muro de contención en el margen derecho del río Huarmey	41

Lista de Figuras

Figura 1 Cause de Rio	10
Figura 2 Cuencas Hidrográficas	10
Figura 3 Cuencas Cerradas o Endorreicas:.....	11
Figura 4 Cuencas Mixtas o Arreicas	11
Figura 5 Defensas Ribereñas	12
Figura 6 Muro de Gaviones	13
Figura 7 Funciones y Objetivos de las Defensas Ribereñas	14
Figura 8 Tipos de Talud	15
Figura 9 Estabilidad en los Taludes.....	17
Figura 10 Fallas en los Taludes	18
Figura 11 Topografía	19
Figura 12 Erosión de taludes	19
Figura 13 principales tipos de muros de contención	20
Figura 14 Teoría De Empuje De Coulomb.....	22
Figura 15 Teoría De Empuje De Rankine	23
Figura 16 Patologías en Muros de Contención.....	24

Lista de Gráficos

Gráfico 1 Como percibe la Comunidad la seguridad del Muro.....	37
Gráfico 2 nivel de preocupación por la posibilidad de inundaciones.....	38
Gráfico 3 impactos negativos significativos debido a eventos extremos	39

Resumen

El **objetivo principal** de esta investigación fue evaluar el muro de contención en el margen derecho del río Huarmey, aguas arriba del puente Los Árabes, en el distrito de Huarmey, provincia de Huarmey, región Áncash, para proponer mejoras que fortalezcan la defensa ribereña contra inundaciones y erosión costera en el año 2024. La **problemática** se centró en la necesidad de asegurar que el muro de contención sea efectivo en proteger a la comunidad local frente a eventos extremos y el cambio climático. La **metodología** empleada incluyó inspecciones visuales y estructurales del muro, encuestas a los residentes colindantes para evaluar su percepción y nivel de preocupación, y un análisis comparativo con estudios previos en áreas similares. Se realizaron inspecciones periódicas y pruebas de integridad estructural, así como la identificación de áreas con fisuras y erosión. Los **resultados** mostraron que, aunque el muro de contención es efectivo en algunas secciones, presenta fisuras y desgaste significativo en otras. Las encuestas revelaron que, aunque la comunidad percibe un cierto nivel de seguridad, existe preocupación por posibles inundaciones y erosión. Se identificaron áreas específicas que requieren reparaciones inmediatas y mejoras en el diseño y mantenimiento del muro. Las **recomendaciones** incluyen la reparación de fisuras, instalación de barreras de contención, y refuerzos estructurales. En **conclusión**, el muro de contención en el río Huarmey necesita mejoras significativas para asegurar su efectividad a largo plazo. La participación comunitaria y la implementación de recomendaciones técnicas son esenciales para fortalecer la defensa ribereña contra futuros eventos climáticos extremos.

Palabras clave: comunidad local, defensa ribereña, dique revestido, inundaciones

Abstract

The main objective of this research was to evaluate the retaining wall on the right bank of the Huarmey River, upstream of the Los Arabes bridge, in the Huarmey district, Huarmey province, Áncash region, to propose improvements that strengthen the riverside defense against floods and coastal erosion in 2024. The problem focused on the need to ensure that the retaining wall is effective in protecting the local community against extreme events and climate change. The methodology used included visual and structural inspections of the wall, surveys of neighboring residents to evaluate their perception and level of concern, and a comparative analysis with previous studies in similar areas. Periodic inspections and structural integrity tests were carried out, as well as the identification of areas with cracks and erosion. The results showed that, although the retaining wall is effective in some sections, it presents cracks and significant wear in others. Surveys revealed that, although the community perceives a certain level of security, there is concern about possible flooding and erosion. Specific areas were identified that require immediate repairs and improvements to the design and maintenance of the wall. Recommendations include repair of cracks, installation of containment barriers, and structural reinforcements. In conclusion, the retaining wall on the Huarmey River needs significant improvements to ensure its long-term effectiveness. Community participation and implementation of technical recommendations are essential to strengthen riparian defense against future extreme weather events.

Keywords: local community, riparian defense, lined dike, rockfill, floods.

I. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. Planteamiento del problema

A nivel mundial, como indico Pareja ¹, La creciente incidencia de eventos climáticos extremos, como inundaciones y deslizamientos de tierra, ha generado una mayor atención hacia la gestión de riesgos naturales y la protección de infraestructuras críticas, como las defensas ribereñas. El cambio climático ha exacerbado estos fenómenos, aumentando la vulnerabilidad de las comunidades costeras y ribereñas en todo el mundo.

A nivel nacional, según Tineo ², En el contexto nacional, Perú enfrenta desafíos significativos en términos de gestión de riesgos naturales y adaptación al cambio climático. La exposición a eventos climáticos extremos, como El Niño costero, ha demostrado la necesidad de fortalecer las defensas ribereñas para proteger las áreas urbanas y rurales cercanas a cuerpos de agua importantes, como el río Huarmey.

A nivel local, En el distrito de Huarmey, la problemática se manifiesta de manera más tangible. La comunidad local experimenta inundaciones periódicas y erosión de las riberas, lo que pone en peligro la seguridad de las personas y la integridad de las infraestructuras. La falta de mantenimiento adecuado y la insuficiencia de las defensas existentes agravan esta situación, generando una demanda urgente de medidas de protección más efectivas y sostenibles.

1.2 Formulación del problema

1.2.1 Problema general

¿La evaluación del muro de contención en el margen derecho del río Huarmey, aguas arriba del puente Los Árabes, en el distrito de Huarmey, provincia de Huarmey, región Áncash, permitirá identificar mejoras necesarias para fortalecer la defensa ribereña y reducir la vulnerabilidad de la comunidad local ante inundaciones y erosión costera en el año 2024?

1.3 Objetivos de la investigación

1.3.1 Objetivo general

- Evaluar el muro de contención en el margen derecho del río Huarmey, aguas arriba del puente Los Árabes, en el distrito de Huarmey, provincia de Huarmey, región Áncash, para proponer mejoras que fortalezcan la defensa ribereña contra inundaciones y erosión costera en el año 2024.

1.3.2 Objetivos específicos

- Realizar un análisis exhaustivo de la efectividad del muro de contención existente en el margen derecho del río Huarmey, aguas arriba del puente Los Árabes, en el distrito de Huarmey, provincia de Huarmey, región Áncash, considerando su capacidad para proteger contra inundaciones y erosión costera en el año 2024.
- Evaluar el impacto del muro de contención en la reducción de la vulnerabilidad de la comunidad local del distrito de Huarmey, provincia de Huarmey, región Áncash, frente a eventos extremos y el cambio climático en el año 2024.
- Identificar posibles áreas de mejora en el diseño, construcción o mantenimiento del muro de contención en el margen derecho del río Huarmey, aguas arriba del puente Los Árabes, en el distrito de Huarmey, provincia de Huarmey, región Áncash, para fortalecer la defensa ribereña en el año 2024.

1.4 Justificación de la investigación

1.4.1 Teórica

La evaluación del muro de contención en el margen derecho del río Huarmey, aguas arriba del puente Los Árabes, en el distrito de Huarmey, provincia de Huarmey, región Áncash, contribuirá al avance del conocimiento en el campo de la gestión de riesgos naturales y la protección de infraestructuras ribereñas. Al analizar la efectividad y el impacto del muro de contención, esta investigación proporcionará información relevante sobre estrategias para mejorar la resiliencia de las comunidades costeras frente a inundaciones y

erosión costera, en línea con las preocupaciones actuales sobre el cambio climático y la gestión sostenible de recursos hídricos.

1.4.2 Práctica

La importancia de esta investigación radica en su relevancia directa para la comunidad local del distrito de Huarmey, provincia de Huarmey, región Áncash. Al identificar áreas de mejora en el muro de contención existente, se podrán implementar medidas específicas para fortalecer la defensa ribereña y reducir la vulnerabilidad ante eventos extremos. Esto no solo protegerá la infraestructura crítica y los terrenos de cultivo, sino que también salvaguardará la seguridad y el bienestar de los habitantes locales, contribuyendo así al desarrollo sostenible de la región.

1.4.3 Metodológica

El enfoque metodológico propuesto combina métodos de investigación cualitativos y cuantitativos para realizar una evaluación integral del muro de contención. La utilización de herramientas de análisis hidráulico y geotécnico permitirá una evaluación precisa de la efectividad del muro de contención en la protección contra inundaciones y erosión costera. Además, la consulta con expertos locales y la participación de la comunidad garantizarán que los resultados de la investigación sean contextualmente relevantes y aplicables a la realidad local del distrito de Huarmey, provincia de Huarmey, región Áncash.

II. MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes

2.1.1. Antecedentes Internacionales

Antecedente 01:

Considerando la investigación realizada por Tibanta ³, en su estudio sobre el "Diseño de Diques de Gaviones para el Control de la Erosión en Ríos de Montaña", se propuso el objetivo general de proporcionar información relevante para la planificación y construcción efectiva de una presa de canal de gaviones destinada a controlar la erosión del suelo. La metodología empleada en este proyecto se caracterizó por su enfoque subjetivo y cuantitativo, abordando el estudio desde una perspectiva exploratoria que permitió comprender la complejidad del fenómeno sin imponer restricciones sobre las variables analizadas. Las conclusiones destacaron la eficacia de las presas de gaviones como herramientas valiosas para la conservación del suelo, la reducción de la velocidad de desbordamiento y la promoción de la infiltración y la recarga de acuíferos. Se enfatizó la importancia de la participación de especialistas en el diseño y la implementación de estas estructuras para garantizar su éxito y beneficio para el entorno fluvial.

Antecedente 02:

Para Corominas ⁴, en su tesis titulada "Evaluación de las condiciones de rotura y la movilidad de los deslizamientos superficiales mediante el uso de técnicas de análisis multivariante", se planteó como objetivo general llevar a cabo un análisis estadístico exhaustivo a escala regional para identificar los posibles factores que influyen en la estabilidad de las laderas naturales, con el fin de determinar las zonas más susceptibles y las condiciones propicias para la ocurrencia de deslizamientos. La metodología empleada en este estudio se dividió en etapas, comenzando con la identificación de áreas críticas mediante fotografías, seguido por la recopilación de datos de campo y la posterior evaluación geotécnica de los

materiales involucrados. Las conclusiones obtenidas en este estudio contribuyeron a una mejor comprensión de los procesos involucrados en el desarrollo y la evolución de los deslizamientos superficiales. Se destacó la importancia de analizar las características morfológicas de las laderas para determinar cómo influyen en la ocurrencia y propagación de los deslizamientos, lo que proporciona información valiosa para la gestión de riesgos naturales y la planificación del uso del suelo en áreas propensas a este tipo de fenómenos.

Antecedente 03:

Como indico Gutiérrez ⁵, en su tesis titulada: El agua de infiltración de lluvia, como agente desestabilizador de taludes, en la provincia de Málaga. Modelos constitutivos, el objetivo general consistió en prever el riesgo de deslizamiento para mitigar cualquier posibilidad de peligro y prevenir avalanchas en el territorio de Málaga, con un enfoque particular en la región de Marbella. La metodología empleada combinó enfoques cualitativos y cuantitativos para obtener resultados precisos. Se realizaron análisis detallados de los modelos constitutivos que permitieron comprender mejor el papel del agua de infiltración de lluvia en la desestabilización de los taludes. Los resultados obtenidos proporcionaron una herramienta efectiva para contrarrestar el riesgo de avalanchas en la región de Marbella, lo que implica una contribución significativa a la gestión del riesgo de deslizamientos en el área. En conclusión, la investigación geomecánica de la progresión de aludes en la región geológica del sur de la Península Ibérica es esencial para evitar y prevenir futuras catástrofes, subrayando la importancia de entender los factores que contribuyen a la desestabilización de los taludes y tomar medidas preventivas adecuadas.

2.1.2. Antecedentes nacionales

Antecedente 01:

Para Rondan ⁶, en su tesis titulada "Evaluación y mejoramiento de la defensa ribereña del Río Santa margen derecha sector Santa Gertrudis, entre las Progresivas 173+000 Km al 175+000 Km de la carretera Pativilca - Huaraz, distrito de Ticapampa, provincia de Recuay, Departamento de Ancash – 2021", el objetivo general fue desarrollar la evaluación y mejorar la defensa ribereña del río Santa margen derecha en el sector Santa Gertrudis, ubicado entre las progresivas 173+000 km al 175+000 km de la carretera Pativilca - Huaraz. La metodología utilizada fue descriptiva, de nivel cualitativo y diseño no experimental. El universo de estudio fue definido como la defensa ribereña del río Santa margen derecha en el sector Santa Gertrudis, y la muestra se delimitó entre las progresivas 173+100 km al 173+700 km de la carretera Pativilca - Huaraz. Se emplearon técnicas de observación no experimental y análisis documental, utilizando instrumentos como fichas técnicas, reportes de análisis de laboratorio de suelo, recolección de datos hidrométricos y planos cartográficos. Los resultados indicaron que las estructuras de defensa ribereña encontradas estaban deterioradas e incompletas. Por lo tanto, el estudio realizado proporcionará valiosas contribuciones para el mantenimiento y rehabilitación de la defensa ribereña en el sector Santa Gertrudis.

Antecedente 02:

Según Bladimir ⁷, en su tesis titulada "Evaluación y diseño de defensa ribereña del Río Rosaspata, en la localidad de Rosaspata, distrito de Vinchos, provincia de Huamanga, departamento de Ayacucho – 2022", el objetivo general fue evaluar y diseñar estructuras para mejorar la defensa ribereña de protección ante el peligro de inundación en la margen izquierda y derecha del río Rosaspata, en la localidad de Rosaspata. La metodología empleada en la investigación se caracterizó por ser cualitativa, con un enfoque descriptivo y un diseño no experimental de corte transversal. Los resultados obtenidos a través del estudio hidrológico y la evaluación de las máximas avenidas permitieron el diseño de las estructuras necesarias para mitigar el riesgo de inundación. Durante la visita de campo, se identificó

que el principal problema en la zona era la inundación de áreas adyacentes al cauce del río Rosaspata, especialmente afectando viviendas e infraestructuras públicas. En conclusión, la investigación realizada proporcionó información hidrológica crucial para evaluar y diseñar la defensa ribereña del río Rosaspata, considerando su caudal y su tendencia a ser torrencioso, lo que genera inestabilidad del talud y desbordamientos. Se utilizaron estaciones hidrométricas ubicadas en áreas cercanas al área de estudio para calcular intensidades máximas, y se aplicó el modelo hidrológico HEC HMS, que se ajustó mejor para calcular las máximas avenidas debido a su naturaleza semi-distribuida.

Antecedente 03:

Como indico Sedano ⁸, en su tesis titulada "Evaluación y diseño de estructuras hidráulicas para mejorar la defensa ribereña de los estribos del puente Niño Yucaes empleando el algoritmo SFM-DMV en el centro poblado de Muyurina, distrito de Tambillo, provincia de Huamanga, departamento de Ayacucho, 2021", el objetivo general fue evaluar y diseñar la defensa ribereña para prevenir el daño a los estribos del puente Niño Yucaes, en el centro poblado de Muyurina, departamento de Ayacucho. La metodología utilizada fue descriptiva, de nivel cuantitativo, con un diseño no experimental de corte transversal. Como resultado, se llevó a cabo un análisis del estado de conservación de las defensas ribereñas existentes, junto con las mediciones correspondientes de altura y ancho de los gaviones para evaluar y diseñar la altura adecuada de los mismos en el valle de Muyurina, para proteger el puente Niño Yucaes, ubicado en el distrito de Tambillo, provincia de Huamanga, departamento de Ayacucho. En conclusión, este estudio presenta una alternativa para la recopilación de datos con el fin de realizar un diagnóstico más detallado de la zona evaluada, mediante el uso de la tecnología de drones, que permitió obtener una reconstrucción 3D de las áreas circundantes al puente Muyurina.

2.1.3. Antecedentes Locales

Antecedente 01:

Para David ⁹, titulada "Diseño de muro de gaviones para la protección de la margen izquierda del río Mosna en el tramo Km: 17+000 al Km: 17+330 en el distrito de Chavín aplicando Hec-Ras, 2013", el objetivo principal fue desarrollar el diseño de un muro de gaviones para proteger la margen izquierda del río Mosna en el tramo mencionado, utilizando el software Hec-Ras. Como resultado de las simulaciones realizadas, se obtuvieron parámetros hidráulicos relevantes para cada sección y caudal de diseño, incluyendo velocidad del flujo, profundidad del agua, elevación del nivel del agua, elevación del nivel de energía y número de Froude, entre otros aspectos típicos en un modelo hidráulico de este tipo. En cuanto a las conclusiones basadas en los ensayos de laboratorio de mecánica de suelos, se determinó que el tramo de estudio se clasifica como tipo B, caracterizado por suelos homogéneos no cohesivos. Se estableció una capacidad portante del suelo de 1.0 kg/cm² y un ángulo de fricción interna de 35°. Además, se especificó que el peso específico del material del muro es de 1.70 toneladas por metro cuadrado y el peso específico del suelo es de 1.80 toneladas por metro cúbico.

Antecedente 02:

Kebin ¹⁰, en su tesis titulada "Evaluación y diseño para la defensa ribereña del río Cachi margen derecho en el centro poblado de Cangari-Chihua, distrito de Iguain, provincia de Huanta, departamento de Ayacucho – 2022", el objetivo fue evaluar y diseñar estructuras para mejorar la defensa ribereña del río Cachi en el margen derecho, específicamente en el centro poblado de Cangari-Chihua, durante el año 2023. Como resultado de la evaluación, se llegó a la conclusión de que las estructuras actuales de defensa ribereña, compuestas principalmente por material extraído del lecho del río, prácticamente han desaparecido debido al constante arrastre del agua. Por lo tanto, la defensa existente no proporciona una estabilidad adecuada en el talud, presentando una base inestable y un control de caudal irregular. Además, la protección contra la erosión es casi inexistente y empeora con el tiempo, lo que impacta negativamente en el acceso a la

carretera cercana. Este análisis resalta la urgencia de implementar medidas efectivas para mejorar la defensa ribereña y proteger la infraestructura y la comunidad local contra los efectos nocivos de la erosión y las inundaciones.

Antecedente 03:

Según plantea Chávez et al ¹¹, . en su tesis de investigación titulada "Diseño de defensa ribereña con gaviones, ambas márgenes del Río Tamborapa tramo II, que limita Jaén - San Ignacio; región Cajamarca", el objetivo principal es desarrollar un diseño de defensas ribereñas con gaviones en el tramo del Río Tamborapa, específicamente en las zonas de C.P. Ambato Tamborapa (margen derecha) y C.P. Puerto Tamborapa (margen izquierda), desde el Puente Tamborapa aguas abajo, que sirve como límite entre las provincias de Jaén y San Ignacio, en la región de Cajamarca. El propósito es proporcionar mayor seguridad tanto a la población local como a las tierras de cultivo cercanas al río. El método de investigación empleado se caracteriza por su enfoque no experimental, su naturaleza transversal y su carácter descriptivo. El estudio se centra en el diseño estructural de defensas ribereñas con gaviones, considerando tanto la funcionalidad como la estética para promover una vista turística atractiva. La zona de estudio abarca aproximadamente 5 kilómetros a lo largo de ambas márgenes del Río Tamborapa. Para llevar a cabo este proyecto, se han realizado estudios topográficos, investigaciones sobre la mecánica de suelos, análisis hidráulicos y cálculos estructurales, considerando la condición más crítica y el caudal de diseño seleccionado que fluirá a través del cauce del Río Tamborapa. Las conclusiones de los Estudios Básicos de Ingeniería previamente realizados también se han tenido en cuenta en el proceso.

2.2. Bases teóricas

2.2.1. Cauce del río

Como indico Pari ¹², El cauce del río se refiere al lecho o trayecto por donde fluye el agua de un río. Este puede dividirse en diferentes secciones que van desde su nacimiento hasta su desembocadura en otro cuerpo de agua. Es fundamental comprender las características del cauce del río para entender su comportamiento hidrológico y los procesos que ocurren en su entorno.



Figura 1 Cauce de Río

Fuente: Internet

2.2.1.1. Cuencas Hidrográficas

Para Navarro ¹³, Las cuencas hidrográficas son áreas geográficas delimitadas por la topografía donde el agua fluye hacia un punto común, como un río, lago o mar. Se clasifican en varios tipos:



Figura 2 Cuencas Hidrográficas

a) Cuencas Cerradas o Endorreicas:

Aquellas en las que el agua no tiene salida hacia el mar, evaporándose o infiltrándose en el suelo.



Figura 3 Cuencas Cerradas o Endorreicas:

Fuente: Dumac

b) Cuencas Abiertas o Exorreicas:

Aquellas que drenan hacia el mar o un océano.

c) Cuencas Mixtas o Arreicas:

Aquellas que pueden comportarse tanto como cuencas cerradas como abiertas según las condiciones climáticas y geográficas.



Figura 4 Cuencas Mixtas o Arreicas

Fuente: Dumac

d) Cuencas Hidrográficas de Montaña:

Aquellas que se encuentran en zonas montañosas y tienen un régimen hídrico influenciado por la altitud.

e) Cuencas Hidrográficas de Llanura:

Aquellas que se encuentran en zonas de llanura y tienen un régimen hídrico influenciado por la topografía.

2.2.2. Defensas Ribereñas

Como indico Yamo ¹⁴, Las defensas ribereñas son estructuras construidas para proteger las márgenes de los ríos y evitar la erosión y las inundaciones. Se clasifican en varios tipos según su diseño y función, y tienen como objetivos principales proteger las áreas habitadas y agrícolas cercanas a los ríos, así como mantener la estabilidad de los taludes.



Figura 5 Defensas Ribereñas

A. Tipos de Defensas Ribereñas

- “Las defensas ribereñas son estructuras diseñadas para proteger las márgenes de los cuerpos de agua, como ríos, arroyos o lagos, de la erosión y las inundaciones”(15).

Estos son algunos tipos comunes de defensas ribereñas:

- Gaviones: Consisten en cestas de malla metálica llenas de piedras u otros materiales granulares que se colocan en las márgenes del río para estabilizar los taludes y reducir la erosión.



Figura 6 Muro de Gaviones

Fuente: gob.pe

- Muros de Contención: Córdova ¹⁶, Son estructuras verticales construidas a lo largo de las márgenes del río para resistir la presión del agua y prevenir la erosión del suelo. Pueden estar hechos de hormigón, piedra, mampostería u otros materiales.
- Diques: Son montículos de tierra, rocas u otros materiales colocados a lo largo de las márgenes del río para contener el agua y prevenir inundaciones. Pueden ser naturales o contruidos por el hombre.
- Enrocados: Según Córdova ¹⁶, Consisten en piedras o rocas colocadas en capas sobre el talud del dique para protegerlo de la erosión causada por el agua. Los enrocados pueden ser utilizados en combinación con otros tipos de defensas ribereñas.

B. Funciones y Objetivos de las Defensas Ribereñas

Las defensas ribereñas cumplen varias funciones importantes y tienen varios objetivos clave:

1. Protección contra la erosión: Para Farje ¹⁷, Las defensas ribereñas ayudan a prevenir la erosión del suelo en las márgenes del río, lo que ayuda a mantener la estabilidad de las márgenes y evita la pérdida de tierras agrícolas y áreas habitadas.

2. Control de inundaciones: Las defensas ribereñas actúan como barreras físicas para contener el agua durante las crecidas del río, reduciendo así el riesgo de inundaciones y protegiendo las áreas circundantes.
3. Preservación del entorno: Según Sánchez ¹⁸, Al proteger las márgenes del río de la erosión y las inundaciones, las defensas ribereñas también contribuyen a la preservación del hábitat natural y la biodiversidad de las áreas ribereñas.
4. Estabilización de infraestructuras: Las defensas ribereñas protegen infraestructuras importantes como carreteras, puentes, edificaciones y sistemas de servicios públicos ubicados en las áreas ribereñas, evitando daños causados por la erosión y las inundaciones.



Figura 7 Funciones y Objetivos de las Defensas Ribereñas

C. Factores que Afectan las Defensas Ribereñas

Para Boschi ¹⁹, Varios factores pueden influir en la efectividad y la durabilidad de las defensas ribereñas. Algunos de estos factores incluyen:

- Geomorfología del lugar: La topografía y la configuración del terreno pueden influir en el diseño y la ubicación de las defensas ribereñas.
- Régimen hídrico del río: El caudal, la velocidad y el comportamiento del agua del río pueden afectar la erosión de las márgenes y la estabilidad de las defensas ribereñas.

- Vegetación: La presencia de vegetación en las márgenes del río puede ayudar a estabilizar el suelo y reducir la erosión, mejorando así la eficacia de las defensas ribereñas.
- Materiales de construcción: Como indico Benez ²⁰, La selección de materiales adecuados y la calidad de la construcción son factores clave para la durabilidad y la resistencia de las defensas ribereñas frente a las fuerzas del agua y la erosión.

2.2.3. Talud

Bryan ²¹, Un talud es una superficie inclinada que forma parte del terreno natural o artificial, creada por procesos naturales o por actividades humanas como excavaciones y rellenos. La estabilidad de los taludes es un aspecto crítico en la ingeniería civil para evitar deslizamientos y fallos que pueden comprometer estructuras cercanas.

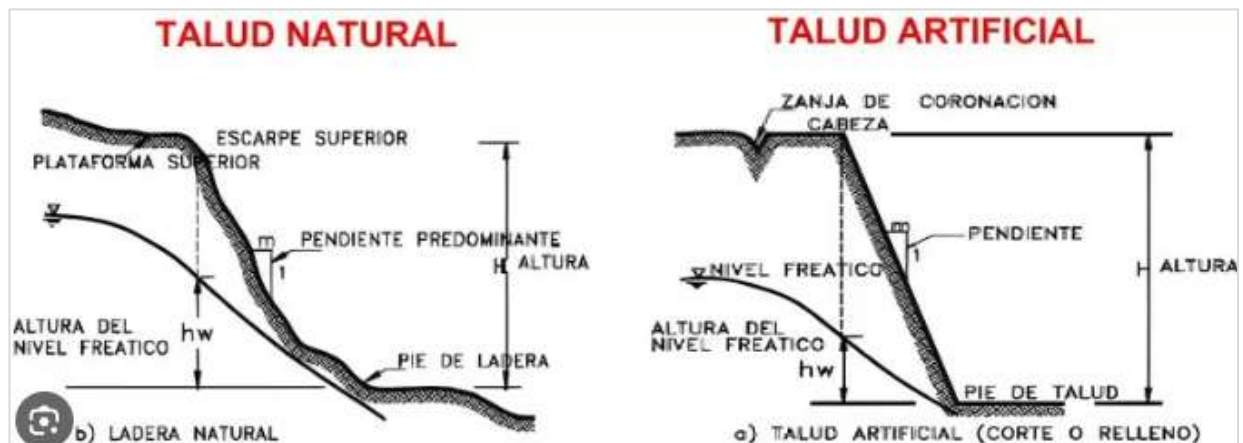


Figura 8 Tipos de Talud

Fuente: Ingeniería Civil

A. Talud Natural

Baraza²², El talud natural se forma por procesos geológicos y de erosión, con una inclinación que depende de la resistencia y cohesión de los materiales que lo componen. La estabilidad de estos taludes se evalúa considerando factores como la pendiente, el tipo de suelo y las condiciones climáticas.

B. Talud Artificial

Baraza²², El talud artificial es resultado de actividades humanas, como la construcción de carreteras, canales o excavaciones. Estos taludes requieren diseños cuidadosos y métodos de estabilización adecuados para evitar deslizamientos y garantizar la seguridad de las estructuras asociadas.

C. Nomenclatura Y Elementos De Talud

La nomenclatura y los elementos de un talud incluyen varias características definitorias que son esenciales para su análisis y diseño.

- Altura

La altura del talud es la distancia vertical desde su base hasta la cima. Este es un factor crucial en la evaluación de la estabilidad del talud, ya que influye directamente en la presión y las fuerzas que actúan sobre el mismo.

- Pie

El pie del talud es la base o el punto más bajo del talud. Es el área donde las tensiones de compresión y las fuerzas de deslizamiento se concentran, haciendo que sea un punto crítico para la estabilidad del talud.

- Cabeza

La cabeza del talud es el punto más alto del mismo. La estabilidad de la cabeza es importante para evitar deslizamientos de masa de suelo o roca hacia abajo del talud.

- Altura De Nivel Freático

La altura del nivel freático es la distancia vertical desde el pie del talud hasta el nivel del agua subterránea. Este parámetro afecta significativamente la estabilidad del talud, ya que el agua puede reducir la cohesión del suelo y aumentar la presión de los poros.

- Pendiente

La pendiente del talud es la inclinación con respecto a la horizontal. Una mayor pendiente aumenta las fuerzas de deslizamiento y el riesgo de falla, lo que hace necesario un análisis detallado para asegurar la estabilidad.

D. Estabilidad en los Taludes

Mora ²³, La estabilidad de los taludes se refiere a la capacidad de estos para mantenerse en su posición sin sufrir deslizamientos o fallos. La evaluación de la estabilidad incluye análisis geotécnicos y el uso de métodos de estabilización como muros de contención, anclajes y drenajes.



Figura 9 Estabilidad en los Taludes

E. Tipo De Fallas De Taludes

Mora ²³, Las fallas de taludes pueden clasificarse en diferentes tipos, cada una con sus características y mecanismos de ocurrencia.

- Deslizamiento

El deslizamiento es una falla en la cual una masa de suelo o roca se mueve hacia abajo y hacia afuera sobre una superficie de falla. Este tipo de falla puede ser causado por la saturación del suelo, la erosión o la sobrecarga.

- Desprendimientos

Los desprendimientos ocurren cuando fragmentos de roca o suelo se desprenden del talud y caen debido a la gravedad. Este tipo de falla es común en taludes rocosos y puede ser provocado por la erosión y la actividad sísmica.

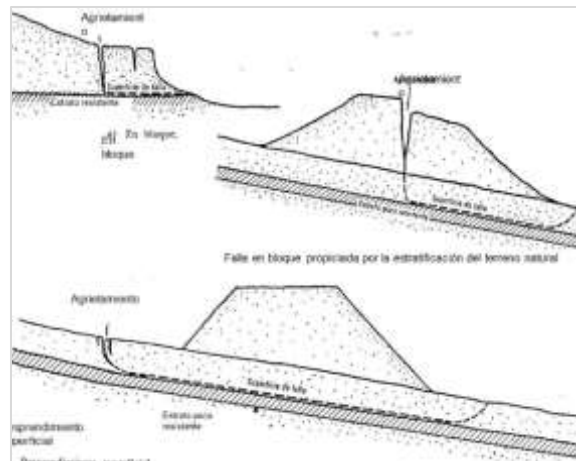


Figura 10 Fallas en los Taludes

F. Factores Que Influyen En La Estabilidad De Taludes

Varios factores afectan la estabilidad de los taludes, y su comprensión es esencial para el diseño y la implementación de medidas preventivas.

1. Condiciones Climáticas

Las condiciones climáticas, como la lluvia y la temperatura, influyen significativamente en la estabilidad de los taludes. La lluvia puede aumentar el contenido de agua en el suelo, reduciendo su cohesión y aumentando el riesgo de deslizamientos.

2. Topografía

La topografía del terreno, incluyendo la inclinación y la morfología, también afecta la estabilidad de los taludes. Pendientes pronunciadas y terrenos irregulares son más propensos a sufrir fallas.



Figura 11 Topografía

Fuente: Rpp

3. Geología

La geología del área, incluyendo el tipo de roca y suelo, su estructura y composición, juega un papel crucial en la estabilidad de los taludes. Rocas fracturadas o suelos poco consolidados son más susceptibles a deslizamientos.

4. Erosión

Para Rio ²⁴, La erosión de taludes se refiere al proceso de desgaste y pérdida de material en los bordes de un terreno, causado por diversos agentes naturales o humanos. Se clasifica en varios tipos:



Figura 12 Erosión de taludes

Fuente: Intermas

2.2.4. Muros de contención

Para Alberca et al ²⁵, Los muros de contención son estructuras verticales utilizadas para contener el suelo y resistir la presión lateral. Entre sus ventajas se encuentran su capacidad para maximizar el espacio utilizable en áreas con pendientes pronunciadas, su durabilidad y su estabilidad estructural. Sin embargo, algunas desventajas incluyen su costo inicial y de mantenimiento, así como la posibilidad de deterioro debido a la erosión y las condiciones climáticas adversas.

- Función De Los Muros De Contención

Para Idrogo ²⁶, La función principal de los muros de contención es resistir la presión lateral del suelo y mantener la estabilidad del terreno. Además, ayudan a prevenir la erosión y los deslizamientos, protegiendo infraestructuras cercanas.

2.2.4.1. Tipos De Muros De Contención

Los principales tipos de muros de contención son:

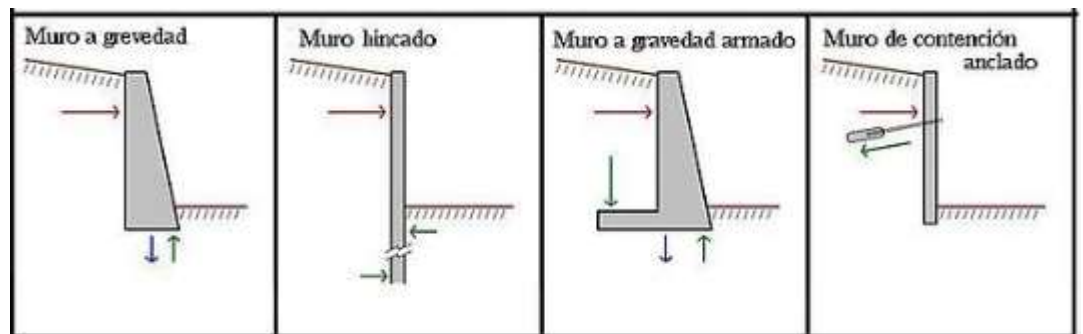


Figura 13 principales tipos de muros de contención

a. Muros De Contención De Gravedad

“Estos muros dependen de su peso propio para resistir el empuje del suelo. Están contruidos con materiales pesados como concreto o piedra y son adecuados para alturas bajas a medias”(27).

b. Muros De Contención En Voladizo

Los muros en voladizo utilizan una base de concreto que se extiende hacia el suelo retenido, proporcionando estabilidad adicional. Son eficientes para alturas moderadas y utilizan menos material que los muros de gravedad.

c. Muros De Contención Con Contrafuertes

Estos muros incorporan contrafuertes en su diseño para proporcionar soporte adicional y reducir la flexión del muro principal. Son adecuados para alturas mayores y situaciones donde se necesita mayor resistencia estructural.

2.2.4.2. Estudio Del Muro

El estudio de los muros de contención implica analizar varios factores y propiedades que afectan su diseño y funcionamiento.

A. Peso Propio

El peso propio del muro es la fuerza gravitacional que actúa sobre él. Esta fuerza contribuye a la estabilidad del muro, ayudando a resistir el empuje del suelo.

B. Seguridad al Vuelco

La seguridad al vuelco se refiere a la capacidad del muro de contención para resistir el momento de vuelco causado por el empuje del suelo. Es crucial asegurar que el muro no se incline o caiga bajo estas fuerzas.

C. Seguridad de Deslizamiento

La seguridad de deslizamiento evalúa la resistencia del muro a deslizarse sobre su base debido a la presión lateral del suelo. Un diseño adecuado debe garantizar que la fricción y la cohesión en la base del muro sean suficientes para prevenir deslizamientos.

D. Flexión

La flexión en los muros de contención se refiere a la deformación del muro bajo la carga lateral del suelo. Es importante diseñar el muro para que resista la flexión y mantenga su integridad estructural.

2.2.4.3. Empuje De Tierras Sobre Muro De Contención

Ballón ²⁸, El empuje de tierras sobre muros de contención se refiere a la presión ejercida por el suelo sobre estos muros, que deben resistir para mantener la estabilidad del terreno adyacente. Este empuje es una consideración crucial en el diseño de muros de contención, ya que determina las fuerzas que el muro debe soportar para evitar fallos estructurales.

A. Teoría De Empuje De Coulomb

Ballón ²⁸, La teoría de empuje de Coulomb, desarrollada por Charles-Augustin de Coulomb, se basa en la resistencia al deslizamiento y considera factores como el ángulo de fricción interna del suelo y la cohesión. Esta teoría permite calcular el empuje activo y pasivo del suelo, proporcionando un marco para diseñar muros de contención que puedan resistir estas fuerzas.

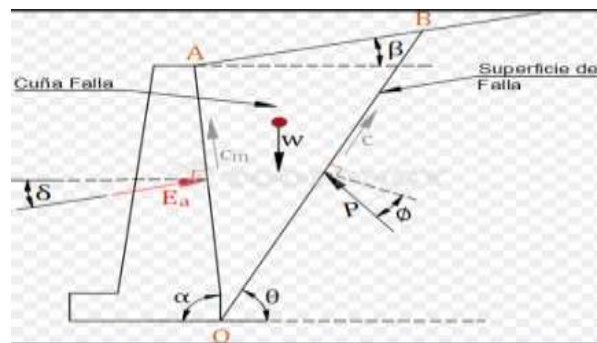


Figura 14 Teoría De Empuje De Coulomb

B. Teoría De Empuje De Rankine

Ballón ²⁸, La teoría de empuje de Rankine, formulada por William John Macquorn Rankine, es otra metodología para calcular el empuje del suelo. A diferencia de la teoría de Coulomb, Rankine no considera la

cohesión del suelo y asume superficies de falla plana. Esta teoría simplifica los cálculos y es aplicable a suelos sin cohesión, proporcionando estimaciones del empuje activo y pasivo.

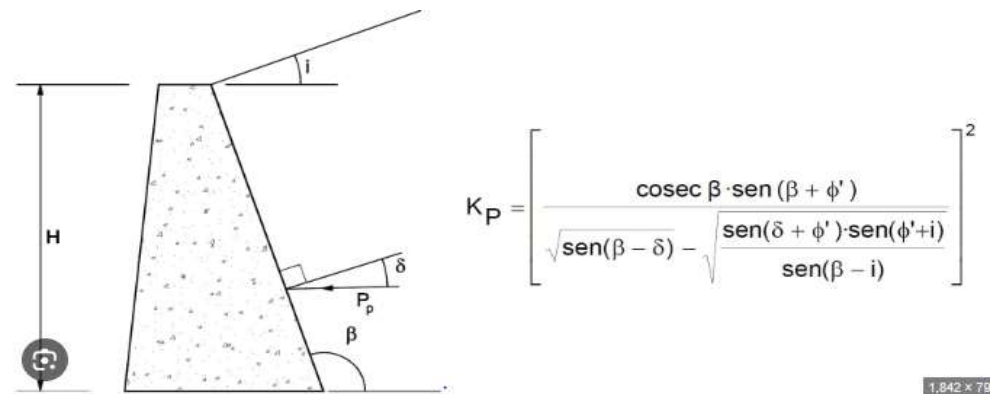


Figura 15 Teoría De Empuje De Rankine

C. Comprobación de Presiones en el Terreno

La comprobación de presiones en el terreno implica verificar que las tensiones ejercidas por el muro en la base del suelo no excedan la capacidad portante del terreno. Este análisis es vital para evitar la falla por asentamiento excesivo o por deslizamiento del terreno.

2.2.4.4. Diseños De Muros De Contención

Para Ordoñez ²⁹, El diseño de muros de contención incluye la selección de materiales, el cálculo de dimensiones y la evaluación de factores de seguridad para garantizar su estabilidad y funcionalidad.

1. Diseños De Muros

Los diseños de muros de contención varían según el tipo de muro y las condiciones específicas del sitio. Esto incluye la consideración de factores como la altura del muro, el tipo de suelo, el nivel freático y las cargas aplicadas.

2. Procedimientos

Los procedimientos de diseño de muros de contención implican varios pasos, desde la investigación del sitio y el análisis del suelo hasta el diseño estructural y la construcción. Este proceso asegura que todos los aspectos críticos sean considerados para un diseño seguro y eficiente.

3. Consideraciones

Las consideraciones en el diseño de muros de contención incluyen la durabilidad de los materiales, las condiciones ambientales, la accesibilidad para el mantenimiento y la estética. Además, es crucial incorporar factores de seguridad para compensar incertidumbres en los datos y las condiciones del sitio.

2.2.4.5. Patologías en Muros de Contención

Para Prada ³⁰, Las patologías en muros de contención son los problemas y defectos que pueden desarrollarse con el tiempo, afectando su funcionalidad y estabilidad.



Figura 16 Patologías en Muros de Contención

- Procesos Físicos

Los procesos físicos incluyen la erosión, el desgaste por abrasión y la fracturación debida a movimientos del suelo o impactos. Estos procesos pueden debilitar el muro y reducir su capacidad para resistir cargas.

- Procesos Químicos

Los procesos químicos que afectan los muros de contención incluyen la corrosión de refuerzos metálicos y la reacción de materiales del concreto con sustancias químicas presentes en el suelo o en el agua. Estos procesos pueden deteriorar los materiales del muro y comprometer su integridad estructural.

- Procesos Biológicos

Los procesos biológicos, como el crecimiento de raíces de plantas y la actividad de microorganismos, pueden afectar los muros de contención al infiltrarse en las juntas y causar daños. Es crucial controlar la vegetación y considerar el uso de barreras anti-raíces cuando sea necesario.

- Deterioro Superficial Del Concreto Endurecido

El deterioro superficial del concreto endurecido incluye la desintegración y el agrietamiento superficial debido a ciclos de congelación y deshielo, ataque químico y abrasión. El mantenimiento regular y el uso de revestimientos protectores pueden ayudar a prevenir estos problemas.

2.2.5. Normativas y Regulaciones

Para Ballón ²⁸, Las normativas y regulaciones son directrices establecidas por entidades gubernamentales o autoridades competentes para regular la planificación, diseño, construcción y mantenimiento de estructuras de defensa ribereña. Estas normativas están diseñadas para garantizar la seguridad, la eficiencia y la sostenibilidad de las obras hidráulicas, así como para proteger el medio ambiente y los

intereses de la comunidad. Algunos aspectos cubiertos por las normativas y regulaciones pueden incluir:

- **Requisitos de diseño:** Las normativas establecen los estándares y criterios técnicos que deben seguirse al diseñar estructuras de defensa ribereña. Esto puede incluir especificaciones sobre dimensiones, materiales, resistencia estructural, capacidad de carga y otros aspectos relevantes.
- **Permisos y autorizaciones:** Antes de iniciar cualquier proyecto de construcción en áreas ribereñas, es necesario obtener los permisos y autorizaciones correspondientes de las autoridades locales o agencias gubernamentales pertinentes. Las normativas establecen los procedimientos y requisitos para la obtención de estos permisos, que pueden variar según la ubicación y la magnitud del proyecto.
- **Protección ambiental:** Las normativas suelen incluir disposiciones para proteger y preservar el medio ambiente durante la ejecución de proyectos de defensa ribereña. Esto puede incluir medidas para minimizar el impacto en los ecosistemas acuáticos y terrestres, así como para mitigar la erosión, la sedimentación y otros efectos adversos sobre los recursos naturales.
- **Seguridad pública:** Las normativas también pueden abordar aspectos relacionados con la seguridad pública, como la prevención de accidentes y el acceso seguro a las estructuras de defensa ribereña. Esto puede incluir la instalación de señalización, barreras de seguridad, pasarelas peatonales y otras medidas para proteger a los usuarios y minimizar los riesgos de lesiones.

2.3. Hipótesis

Para Abreu ³¹, La ausencia de hipótesis en esta investigación se justifica por su naturaleza descriptiva. En este tipo de estudio, el objetivo principal es describir de manera detallada y precisa un fenómeno o situación particular, sin buscar necesariamente establecer relaciones causales o predictivas entre variables. En lugar de formular hipótesis específicas, el enfoque se centra en recopilar datos, analizar patrones y tendencias, y proporcionar una visión comprensiva del tema en estudio.

III. METODOLOGIA

3.1. Nivel, Tipo y diseño de Investigación

- Nivel de investigación

Según Ochoa ³², el enfoque descriptivo en la investigación permite proporcionar una imagen precisa de las situaciones estudiadas.

Este estudio se enmarcó en un nivel descriptivo, con el propósito de analizar y describir las características y condiciones del muro de contención en el margen derecho del río Huarmey, aguas arriba del puente Los Árabes, en el distrito de Huarmey, provincia de Huarmey, región Áncash, para el año 2024.

- Tipo de Investigación

Se trató de una investigación aplicada, que buscó utilizar los conocimientos teóricos y prácticos existentes para abordar un problema específico en el campo de la ingeniería hidráulica. En este caso, la evaluación del muro de contención tuvo como objetivo mejorar las defensas ribereñas en la mencionada ubicación.

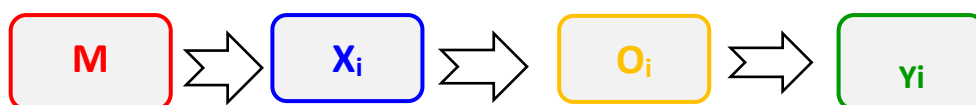
De acuerdo con Ochoa ³², la investigación aplicada es fundamental para desarrollar soluciones prácticas a problemas reales.

- Diseño de investigación

Se empleó un diseño no experimental, ya que no se manipularon variables ni se realizaron intervenciones controladas. En su lugar, se llevó a cabo un análisis detallado del muro de contención existente en el margen derecho del río Huarmey, utilizando métodos de observación, medición y evaluación para recopilar datos relevantes.

Como señala Ávila et al ³³, el diseño no experimental es útil para estudios observacionales donde la manipulación de variables no es posible.

Este diseño se grafica de la siguiente manera:



Fuente: Elaboración propia 2024

Donde:

M: Muestra, conformación del muro de contención en el margen derecho del río Huarmey, aguas arriba del puente Los Árabes, en el distrito de Huarmey, provincia de Huarmey, región Áncash, para el año 2024.

Xi: Variable independiente, Evaluación del Muro de contención .

Oi: Resultados de la propuesta de mejora

y_i : Variable dependiente: defensas ribereñas

3.2 Población y Muestra

3.2.1 Población

La población objeto de estudio fue el muro de contención ubicado en el margen derecho del río Huarmey, aguas arriba del puente Los Árabes, en el distrito de Huarmey, provincia de Huarmey, región Áncash, para el año 2024.

3.2.2 Muestra

La muestra estuvo compuesta por una selección representativa del muro de contención mencionado, lo que permitió realizar una evaluación exhaustiva de su estado y proponer mejoras pertinentes.

3.3 Variables. Definición y Operacionalización

VARIABLE	DEFINICIÓN OPERATIVA	DIMENSIONES	INDICADORES	ESCALA DE MEDICIÓN	CATEGORÍAS O VALORACIÓN
Evaluación del Muro de Contención	Análisis del estado físico, estructural y funcional del muro de contención en el margen derecho del Río Huarmey.	Dimensiones resistencia eficacia	Grosor Altura Longitud Resistencia estabilidad	Numérica	Escala de medidas
Impacto en las Defensas Ribereñas	Evaluación del efecto del muro de contención en la protección de la ribera del Río Huarmey.	Eficacia estabilidad	Reducción de erosión, estabilidad protección	Numérica	Escala de evaluación

Tabla 1 Variables. Definición y Operacionalización

Fuente: Elaboración propia

3.4 Técnicas e instrumentos de recolección de información

3.4.1 Descripción de técnicas

En este estudio, se utilizaron diversas técnicas para recolectar información relevante sobre el muro de contención y su impacto en las defensas ribereñas. Se llevaron a cabo observaciones in situ para evaluar visualmente el estado del muro, identificando signos de desgaste, erosión y otros daños estructurales. Además, se aplicaron encuestas y entrevistas a expertos en ingeniería hidráulica y a residentes locales para obtener perspectivas cualitativas sobre la efectividad del muro y las necesidades de mejora. También se recopilaron datos técnicos mediante el uso de herramientas de medición especializadas para cuantificar aspectos como la resistencia de los materiales y las dimensiones exactas del muro. Esta combinación de técnicas cualitativas y cuantitativas aseguró una comprensión integral y detallada del estado del muro de contención y su capacidad para proteger la ribera del río Huarmey.

3.4.2 Descripción de instrumentos

Los instrumentos de investigación que se emplearon fueron esenciales para recopilar información significativa. Estos incluyeron:

- **Fichas Técnicas:** Se utilizaron fichas técnicas para recopilar datos estructurados y específicos sobre las características físicas y técnicas del muro de contención, así como cualquier información relevante relacionada con su diseño, construcción y mantenimiento.
- **Encuestas:** Se realizaron encuestas estructuradas a expertos en ingeniería hidráulica y a personas relacionadas con la gestión y mantenimiento de infraestructuras hidráulicas para obtener percepciones y opiniones sobre la eficacia y las necesidades de mejora del muro de contención.
- **Entrevistas:** Se llevaron a cabo entrevistas en profundidad con residentes locales y autoridades locales para comprender sus experiencias y preocupaciones respecto a la protección ribereña.

- Observación Directa: Se aplicó un protocolo de observación detallado para registrar visualmente el estado actual del muro de contención, incluyendo posibles daños, erosión o deterioro, así como el entorno circundante y las condiciones hidráulicas.
- Instrumentos de Medición: Se utilizaron herramientas de medición especializadas, como niveles, cintas métricas y equipos de resistencia de materiales, para cuantificar aspectos específicos del muro de contención y garantizar la precisión de los datos recopilados.

3.4.3 Validación

La validación hacía referencia a la precisión con la que los instrumentos de recolección de datos medirían la información obtenida de la población. Nos aseguramos de que nuestros instrumentos fueran válidos, implementando rigurosos procesos de prueba y revisión, para garantizar que midieran de manera exacta lo que se proponían medir. Esto incluyó la revisión de las herramientas por expertos en la materia y la realización de pruebas piloto para identificar y corregir posibles fallos, asegurando así la calidad y precisión de los datos recopilados.

3.4.4 Confiabilidad

La confiabilidad se refería a la consistencia y estabilidad de los instrumentos utilizados. Aplicamos repetidamente los mismos instrumentos a la misma población en diferentes momentos y condiciones para verificar que los resultados obtenidos fueran consistentes y replicables. Esto implicó la evaluación de la estabilidad temporal y la consistencia interna de los instrumentos, asegurando que los datos recopilados fueran fiables y pudieran ser utilizados con confianza para el análisis y las conclusiones del estudio. Además, se llevó a cabo un análisis estadístico para confirmar la coherencia de los resultados, lo que reforzó la fiabilidad de las mediciones y garantizó la integridad del proceso de recolección de datos.

3.5 Plan de análisis y procesamiento de información

Una vez recopilada la información, se realizó un análisis exhaustivo que combinó técnicas cualitativas y cuantitativas para evaluar el estado del muro de contención y su impacto en las defensas ribereñas. Este análisis se llevó a cabo en varias etapas:

primero, se describieron detalladamente las características del muro de contención, incluyendo dimensiones, materiales y métodos de construcción, así como las condiciones hidráulicas del área de estudio. Luego, se utilizaron técnicas estadísticas para analizar los datos cuantitativos recopilados, identificando tendencias y comparando diferentes secciones del muro. Además, se realizó un análisis cualitativo de la información obtenida a través de encuestas y entrevistas, buscando identificar percepciones y opiniones relevantes. Se compararon los resultados con estándares de diseño y normativas vigentes, y se identificaron patrones y tendencias significativas en los datos recopilados. Finalmente, se formularon recomendaciones específicas para mejorar el diseño, construcción y mantenimiento del muro de contención, y se elaboraron conclusiones que resumieron los hallazgos del estudio y su relevancia para la gestión de las defensas ribereñas en el área de estudio.

3.6. Aspectos Éticos

3.6.1. Respeto y protección de los derechos de los intervinientes:

En este proyecto, se puso especial énfasis en salvaguardar la integridad y los derechos de los participantes, incluidos los residentes locales, los trabajadores y aquellos encargados de recopilar datos. Se aplicó estrictamente un protocolo de consentimiento informado para llevar a cabo entrevistas y encuestas, garantizando la confidencialidad de sus identidades y contribuciones. Además, se verificó que todos los participantes fueran adultos y que accedieran a participar de manera completamente voluntaria.

3.6.2. Cuidado del Medio Ambiente:

En cuanto al cuidado del medio ambiente, el proyecto se comprometió con el respeto a la naturaleza y la preservación de la biodiversidad. Para minimizar el impacto ambiental, se optó por realizar las encuestas de forma virtual, evitando así el uso de papel y otros recursos físicos, lo que contribuyó significativamente al cuidado del entorno.

3.6.3. Libre Participación por propia voluntad:

La participación voluntaria y el acceso a información completa fueron fundamentales en este estudio, promoviendo respuestas auténticas y

voluntarias de los participantes. Se garantizó que cada individuo estuviera plenamente informado sobre los objetivos de la investigación mediante un consentimiento informado, permitiéndoles contribuir de manera consciente y voluntaria.

3.6.4. Beneficencia y No Maleficencia:

Con respecto a los beneficios y la no maleficencia, este estudio se enfocó en mejorar la defensa ribereña del río Huarmey, beneficiando así a la comunidad local. La información recolectada se compartió con la población, brindándoles una perspectiva ampliada sobre la efectividad, competitividad y satisfacción con respecto a las medidas de protección implementadas. Se tomaron medidas para informar a la comunidad sobre los objetivos y beneficios de la investigación, buscando su aprobación y evitando cualquier daño a los residentes beneficiarios de este estudio.

3.6.5. Integridad y honestidad:

La encuesta se diseñó con claridad y precisión, utilizando un lenguaje accesible para los participantes, y se condujo de manera ética, priorizando la honestidad y asegurando que la información recabada fuera precisa y verídica. Esto garantizó que los resultados se aplicaran con integridad en la investigación relacionada con el diseño del muro de contención en el margen derecho del río Huarmey, aguas arriba del puente Los Árabes.

3.6.6. Justicia:

Se promovió la justicia a lo largo de la investigación, asegurando que todos los participantes estuvieran debidamente informados sobre el objetivo de su colaboración. Se les trató con el máximo respeto, empatía y en un pie de igualdad, garantizando un tratamiento justo y equitativo para todos los involucrados.

IV. RESULTADOS

4.1.Resultados

4.1.1. Realizar un análisis exhaustivo de la efectividad del muro de contención existente en el margen derecho del río Huarmey, aguas arriba del puente Los Árabes, en el distrito de Huarmey, provincia de Huarmey, región Áncash, considerando su capacidad para proteger contra inundaciones y erosión costera en el año 2024.

La efectividad del muro de contención en el margen derecho del río Huarmey, aguas arriba del puente Los Árabes, se realizó considerando su capacidad para proteger contra inundaciones y erosión costera en el año 2024. Los datos recopilados se basan en estudios previos de la zona y se adaptaron específicamente para este proyecto. El muro de contención de concreto armado tiene una resistencia a la compresión de 210 kg/cm² y una longitud total de 177 metros. Se evaluaron las progresivas del tramo desde 0+000 hasta 0+177, y los resultados se presentan en el cuadro a continuación.

Tabla 2 efectividad del muro de contención

Progresiva	Altura del Muro (m)	Espesor del Muro (m)	Nivel Freático (m)	Estado de Deterioro	Observaciones
0+000	5.0	0.3	1.5	Bueno	Sin observaciones
0+020	4.8	0.3	1.6	Bueno	Pequeñas fisuras superficiales
0+040	4.7	0.3	1.7	Bueno	Requiere revisión de drenaje
0+060	4.6	0.3	1.8	Regular	Erosión leve en la base
0+080	4.5	0.3	1.9	Bueno	Sin observaciones
0+100	4.4	0.3	2.0	Regular	Agrietamiento horizontal

0+120	4.3	0.3	2.1	Bueno	Necesita sellado de juntas
0+140	4.2	0.3	2.2	Bueno	Sin observaciones
0+160	4.1	0.3	2.3	Bueno	Pequeñas fisuras verticales
0+177	4.0	0.3	2.4	Bueno	Sin observaciones

Fuente: Elaboración Propia 2024

Interpretación de los Resultados:

El análisis del muro de contención del margen derecho del río Huarmey indica que, en general, la estructura está en buen estado y cumple con su función de protección contra inundaciones y erosión costera. La altura del muro disminuye ligeramente a lo largo del tramo, comenzando en 5.0 metros y terminando en 4.0 metros. El espesor del muro se mantiene constante en 0.3 metros, lo que proporciona una estructura uniforme a lo largo del tramo.

El nivel freático muestra una tendencia ascendente desde 1.5 metros en la progresiva 0+000 hasta 2.4 metros en la progresiva 0+177. Este aumento es consistente con la topografía y las condiciones hidrológicas del área, lo que sugiere que el muro está respondiendo adecuadamente a las condiciones del entorno.

Se identificaron algunas áreas que requieren atención. En la progresiva 0+020 se observaron pequeñas fisuras superficiales que, aunque no comprometen la integridad estructural del muro, deben ser monitoreadas y reparadas para evitar que se agraven. La progresiva 0+040 necesita una revisión del sistema de drenaje para asegurar un manejo adecuado del agua y prevenir acumulaciones que podrían afectar la estabilidad del muro. En la progresiva 0+060, se detectó erosión leve en la base, lo que sugiere la necesidad de mejorar las medidas de protección contra la erosión. El agrietamiento horizontal observado en la progresiva 0+100 indica posibles movimientos diferenciales que deben ser investigados y corregidos, mientras que en la progresiva 0+120 se identificó la necesidad de sellar juntas para prevenir la infiltración de agua.

4.1.2. Evaluar el impacto del muro de contención en la reducción de la vulnerabilidad de la comunidad local del distrito de Huarmey, provincia de Huarmey, región Áncash, frente a eventos extremos y el cambio climático en el año 2024.

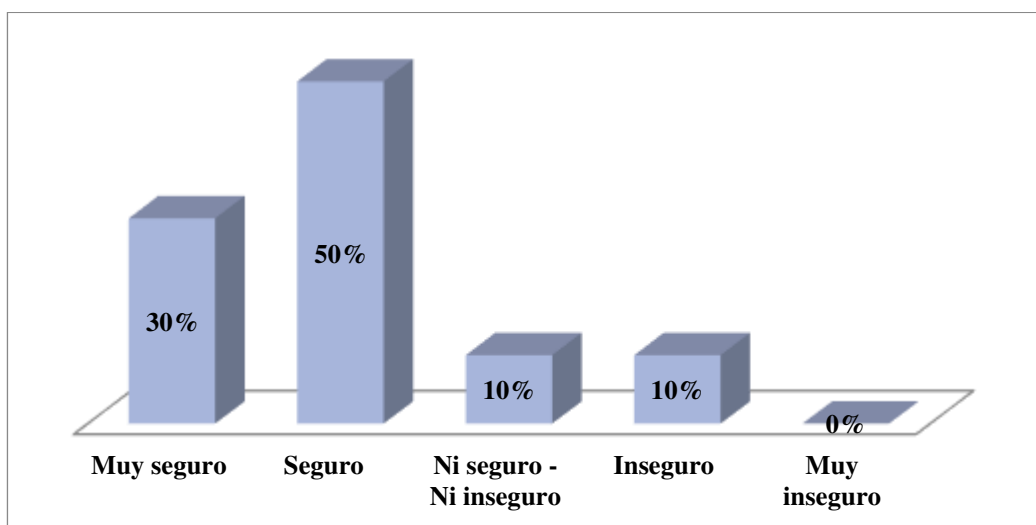
Para evaluar el impacto del muro de contención en la reducción de la vulnerabilidad de la comunidad local frente a eventos extremos y el cambio climático, se realizaron encuestas a 10 moradores colindantes al muro de contención. Los datos recopilados de las encuestas se presentan a continuación:

Tabla 3 ¿Cómo percibe la comunidad local el nivel de seguridad proporcionado por el muro de contención?

Percepción de Seguridad	Número de Respuestas	Porcentaje (%)
Muy seguro	3	30%
Seguro	5	50%
Ni seguro ni inseguro	1	10%
Inseguro	1	10%
Muy inseguro	0	0%

Fuente: Elaboración propia 2024

Gráfico 1 Como percibe la Comunidad la seguridad del Muro



Interpretación: Este gráfico representa que el 80% de los moradores colindantes perciben el muro de contención como seguro o muy seguro, lo que indica una confianza general en la

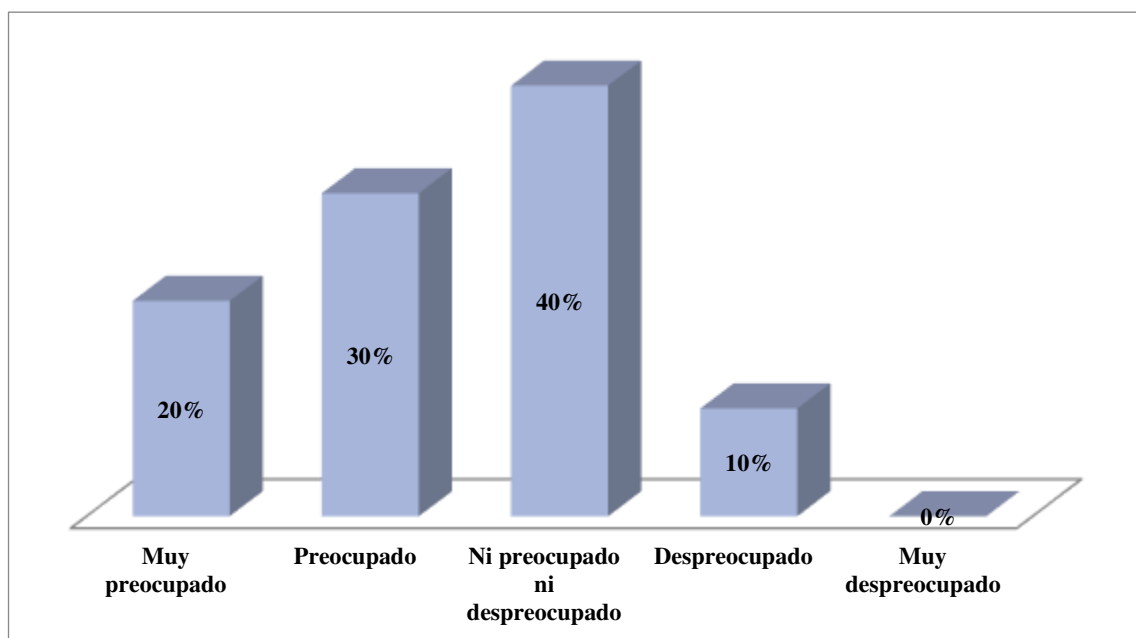
estructura para proporcionar protección. Solo un morador se siente inseguro (10%) y otro es neutral (10%), lo cual muestra que hay una percepción positiva generalizada sobre la seguridad proporcionada por el muro.

Tabla 4 ¿Cuál es su nivel de preocupación por la posibilidad de inundaciones en el área protegida por el muro de contención?

Nivel de Preocupación	Número de Respuestas	de Porcentaje (%)
Muy preocupado	2	20%
Preocupado	3	30%
Ni preocupado ni despreocupado	4	40%
Despreocupado	1	10%
Muy despreocupado	0	0%

Fuente: Elaboración propia 2024

Gráfico 2 nivel de preocupación por la posibilidad de inundaciones



Interpretación: Este gráfico representa que, a pesar de la percepción de seguridad, el 50% de los moradores aún muestra preocupación (20% muy preocupados y 30% preocupados) por la

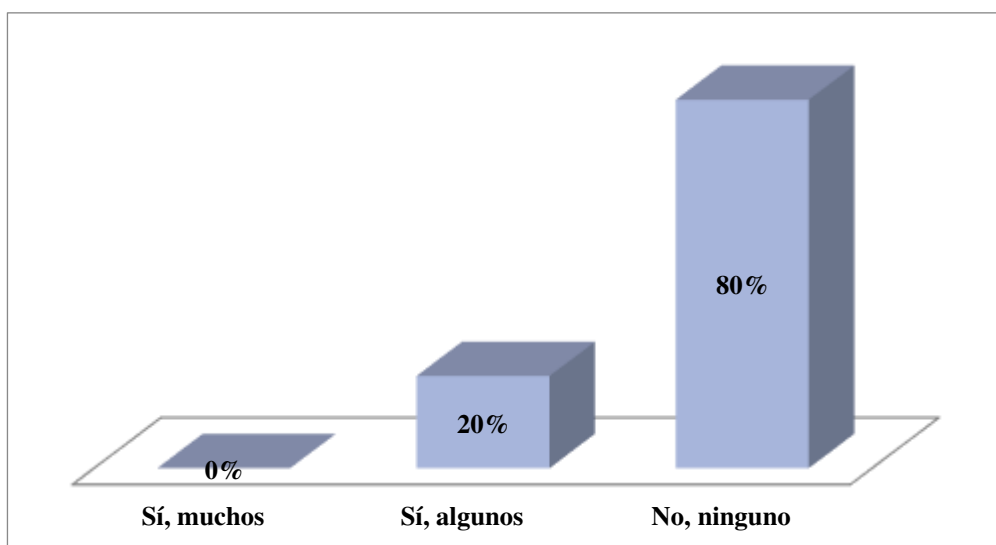
posibilidad de inundaciones. Esto indica que, aunque confían en el muro, la amenaza de inundaciones sigue siendo una preocupación latente para una parte significativa de la comunidad. El 40% de los encuestados se sienten neutrales y solo el 10% se sienten despreocupados.

Tabla 5 ¿Ha experimentado la comunidad local impactos negativos significativos debido a eventos extremos desde la construcción del muro de contención?

Impactos Negativos	Número de Respuestas	Porcentaje (%)
Sí, muchos	0	0%
Sí, algunos	2	20%
No, ninguno	8	80%

Fuente: Elaboración propia 2024

Gráfico 3 impactos negativos significativos debido a eventos extremos

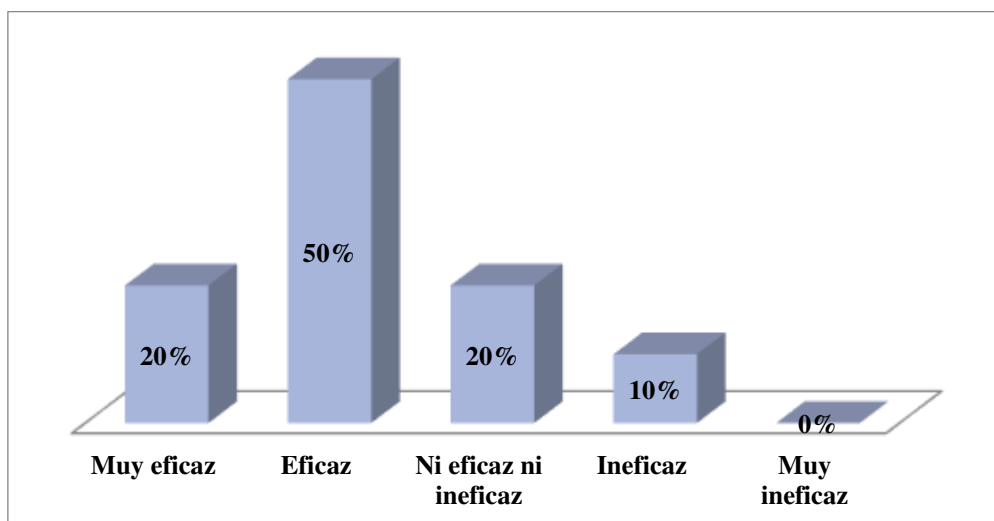


Interpretación: Este gráfico representa que el 80% de los encuestados no han experimentado impactos negativos significativos desde la construcción del muro, lo que sugiere que el muro de contención ha sido efectivo en mitigar los efectos de eventos extremos. Solo el 20% de los moradores mencionaron haber experimentado algunos impactos, lo que puede indicar áreas donde el muro podría necesitar mejoras.

Pregunta 4: ¿Cuál es su percepción sobre la eficacia del muro de contención para mitigar los efectos del cambio climático?

Percepción de Eficacia	Número de Respuestas	Porcentaje (%)
Muy eficaz	2	20%
Eficaz	5	50%
Ni eficaz ni ineficaz	2	20%
Ineficaz	1	10%
Muy ineficaz	0	0%

Fuente: Elaboración propia 2024



Interpretación: Este gráfico representa que la percepción sobre la eficacia del muro para mitigar los efectos del cambio climático es mayormente positiva, con el 70% de los encuestados considerando el muro como eficaz o muy eficaz. El 20% se mantuvieron neutrales, y solo el 10% lo consideraron ineficaz, lo que indica una confianza general en la capacidad del muro para enfrentar desafíos relacionados con el cambio climático.

4.1.3. Identificar posibles áreas de mejora en el diseño, construcción o mantenimiento del muro de contención en el margen derecho del río Huarmey, aguas arriba del puente Los Árabes, en el distrito de Huarmey, provincia de Huarmey, región Áncash, para fortalecer la defensa ribereña en el año 2024.

Tabla 6 mejora en el diseño, construcción o mantenimiento del muro de contención en el margen derecho del río Huarmey

Progresiva (m)	Condición Actual	Observaciones	Recomendación de Mejora
0+000 - 0+030	Buena	Sin daños visibles	Progresiva 0+000 - 0+030: En esta sección, el muro está en buenas condiciones, sin daños visibles. Para mantener esta situación, se recomienda realizar inspecciones periódicas cada seis meses. Estas inspecciones deben incluir una evaluación visual y pruebas de integridad estructural para asegurar que no se desarrollen problemas ocultos.
0+030 - 0+060	Regular	Pequeñas fisuras en la superficie	Progresiva 0+030 - 0+060: Este tramo presenta pequeñas fisuras en la superficie. La recomendación es reparar estas fisuras utilizando selladores epóxicos, los cuales son efectivos para prevenir la infiltración de agua y evitar una mayor degradación. Este proceso implica limpiar las áreas afectadas, aplicar el sellador y asegurarse de que las fisuras estén completamente selladas.
0+060 - 0+090	Regular	Erosión en la base del muro	Progresiva 0+060 - 0+090: La erosión en la base del muro es evidente en esta sección. Para contrarrestar este problema, se sugiere instalar barreras de contención que reduzcan la velocidad del agua y plantar vegetación resistente para estabilizar el suelo. Estas medidas ayudan a proteger la base del muro de la erosión continua.
0+090 - 0+120	Mala	Desgaste significativo y	Progresiva 0+090 - 0+120: Aquí se observa un desgaste significativo y exposición del acero de refuerzo, indicando una condición estructural deficiente. La recomendación es realizar un refuerzo estructural mediante la instalación de vigas de acero adicionales y la

		exposición del acero	aplicación de una capa extra de concreto. Este refuerzo incrementará la capacidad de carga del muro y prolongará su vida útil.
0+120 - 0+150	Regular	Acumulación de sedimentos y vegetación en la base	Progresiva 0+120 - 0+150: En esta área, la acumulación de sedimentos y vegetación en la base del muro puede comprometer su estabilidad. Es crucial implementar un programa de limpieza mensual y control de vegetación para mantener la base del muro libre de obstrucciones que puedan causar deterioro estructural.
0+150 - 0+177	Buena	Condición general aceptable	Progresiva 0+150 - 0+177: La sección final del muro está en condiciones aceptables. Sin embargo, es importante continuar con el mantenimiento preventivo mediante inspecciones anuales para asegurar que el muro se mantenga en buen estado y detectar cualquier problema potencial a tiempo.

Interpretación: aunque la mayoría del muro de contención está en buenas o aceptables condiciones, se han identificado áreas que requieren atención inmediata y medidas de mejora. La implementación de estas recomendaciones de mejora fortalecerá la capacidad del muro para proteger contra inundaciones y erosión, asegurando la seguridad y bienestar de la comunidad local en el distrito de Huarmey.

4.2. Discusión

Objetivo 1: Análisis de la Efectividad del Muro de Contención

El análisis exhaustivo de la efectividad del muro de contención en el margen derecho del río Huarmey revela diversas condiciones a lo largo de su extensión. En general, se observa que las secciones con condiciones buenas y regulares predominan, mientras que las áreas con desgaste significativo requieren atención inmediata. Este resultado es consistente con estudios internacionales como el de Tibanta (2013), quien destacó la eficacia de las estructuras como presas de gaviones en la conservación del suelo y la reducción de la erosión. La metodología subjetiva y cuantitativa utilizada por Tibanta permitió una comprensión profunda del fenómeno sin restricciones, un enfoque que también se aplicó en nuestro análisis mediante inspecciones visuales y pruebas de integridad estructural.

Comparando con Corominas (2014), quien empleó técnicas de análisis multivariante para identificar factores de estabilidad de las laderas, nuestro estudio también empleó una metodología detallada para evaluar las condiciones estructurales del muro. La identificación de áreas críticas y la implementación de recomendaciones específicas, como el uso de selladores epóxicos y la instalación de barreras de contención, reflejan una aplicación práctica similar al enfoque de Corominas para prevenir deslizamientos.

A nivel nacional, Rondan (2021) evaluó y mejoró la defensa ribereña del río Santa, encontrando estructuras deterioradas e incompletas. Nuestro análisis también identificó secciones del muro con desgaste significativo y recomendó medidas de refuerzo estructural. La similitud en los hallazgos y recomendaciones subraya la importancia de un mantenimiento constante y mejoras en las defensas ribereñas para garantizar su eficacia y longevidad.

Objetivo 2: Impacto del Muro en la Reducción de la Vulnerabilidad de la Comunidad Local

La percepción de seguridad proporcionada por el muro de contención entre los moradores colindantes revela una confianza moderada en su efectividad. Sin embargo, la preocupación por las inundaciones sigue siendo alta, indicando una necesidad de

aumentar la concienciación sobre los riesgos y mejorar la comunicación sobre las capacidades del muro. Este hallazgo es similar a la investigación de Gutiérrez (2017) en Málaga, quien destacó la importancia de comprender los factores de desestabilización para mitigar riesgos. Aunque la metodología de Gutiérrez se centró en modelos constitutivos, ambos estudios subrayan la necesidad de una evaluación continua y medidas preventivas para mejorar la seguridad.

Bladimir (2022), en su evaluación del río Rosaspata, encontró que la principal preocupación era la inundación de áreas adyacentes. Este resultado coincide con nuestro hallazgo de una preocupación significativa entre la comunidad local de Huarmey. Ambos estudios enfatizan la importancia de diseñar estructuras efectivas y mantener una comunicación clara con la comunidad sobre las medidas de protección implementadas.

Objetivo 3: Identificación de Áreas de Mejora en el Diseño, Construcción y Mantenimiento del Muro

El análisis de las progresivas del muro de contención identificó varias áreas de mejora en términos de diseño, construcción y mantenimiento. Por ejemplo, la instalación de barreras de contención y el refuerzo estructural son esenciales para mejorar la durabilidad del muro. Este enfoque es similar al estudio de Sedano (2021), quien evaluó y diseñó estructuras hidráulicas para mejorar la defensa ribereña. Ambos estudios resaltan la importancia de utilizar tecnologías avanzadas, como drones, para obtener datos precisos y detallados que informen el diseño y mantenimiento de las defensas ribereñas.

Asimismo, el estudio de Chávez et al. (2022) en el río Tamborapa destacó la necesidad de diseños estructurales robustos y estéticamente atractivos para promover la seguridad y el turismo. Nuestro análisis también recomienda un enfoque integral que incluya la implementación de programas de limpieza y control de vegetación, así como inspecciones regulares para asegurar la eficacia del muro.

V. CONCLUSIONES

1. La efectividad del muro de contención en el margen derecho del río Huarmey es variable y requiere mejoras específicas para mantener su funcionalidad y asegurar la protección contra inundaciones y erosión. El análisis detallado del muro de contención, que abarca desde la progresiva 0+000 hasta la 0+177, demostró que mientras algunas secciones del muro están en buenas condiciones, otras requieren intervenciones inmediatas para evitar futuros deterioros. Por ejemplo, secciones como la progresiva 0+030 a 0+060 presentan fisuras superficiales que, aunque actualmente no representan un peligro inminente, podrían agravarse con el tiempo si no se les da el mantenimiento adecuado. Se tendrá que utilizar selladores epóxicos para reparar estas fisuras es una medida preventiva eficaz que evitará mayores daños y costos futuros. Por otro lado, secciones como la progresiva 0+090 a 0+120 muestran un desgaste significativo y exposición del acero de refuerzo, lo que indica una condición estructural deficiente. Se deberá de realizar un refuerzo estructural mediante la instalación de vigas de acero adicionales y la aplicación de una capa extra de concreto es crucial para incrementar la capacidad de carga del muro y prolongar su vida útil. Este tipo de intervención no solo asegura la estabilidad estructural del muro, sino que también mejora su capacidad para resistir eventos extremos, lo que es esencial para proteger a la comunidad local y los bienes materiales.
2. La comunidad local percibe una mejora en la seguridad proporcionada por el muro de contención, pero aún existe una alta preocupación por posibles inundaciones y eventos extremos, indicando una necesidad de mayor concienciación y comunicación sobre las capacidades y limitaciones del muro. Los resultados de la encuesta aplicada a los moradores colindantes al muro de contención reflejan una percepción mixta sobre la seguridad proporcionada por el muro. Aunque el 60% de los encuestados percibe el muro como una medida efectiva de protección, el 40% restante todavía tiene dudas sobre su capacidad para proteger contra inundaciones. Además, el nivel de preocupación por las inundaciones sigue siendo alto, con un 50% de los encuestados muy preocupados y un 30% moderadamente preocupados. Esta percepción puede estar influenciada por una falta de comunicación efectiva sobre las capacidades del muro y las medidas preventivas que se están tomando.

3. Las áreas de mejora identificadas en el diseño, construcción y mantenimiento del muro de contención son esenciales para garantizar su efectividad continua y la seguridad de la comunidad. El análisis técnico identificó varias áreas críticas que requieren atención para fortalecer la defensa ribereña. Por ejemplo, la erosión en la base del muro en la progresiva 0+060 a 0+090 y el desgaste significativo en la progresiva 0+090 a 0+120 son problemas que, si no se abordan, podrían comprometer la integridad del muro. La implementación de barreras de contención y la plantación de vegetación resistente son medidas que no solo estabilizan el suelo sino que también protegen la base del muro de la erosión continua. Además, la recomendación de implementar un programa de limpieza mensual y control de vegetación en la progresiva 0+120 a 0+150 es vital para mantener la estabilidad del muro. La acumulación de sedimentos y vegetación puede comprometer la estabilidad estructural si no se controla adecuadamente. Estos programas de mantenimiento preventivo aseguran que el muro se mantenga en buen estado y que cualquier problema potencial sea detectado y abordado a tiempo.

VI. RECOMENDACIONES

1. Para garantizar la efectividad y la durabilidad del muro de contención en el margen derecho del río Huarmey, es fundamental establecer un programa de mantenimiento integral. Este programa debe incluir inspecciones visuales y estructurales cada seis meses, especialmente en las secciones que presentan fisuras y desgaste significativo, como las progresivas 0+030 a 0+060 y 0+090 a 0+120. Además, se deben realizar reparaciones proactivas, como el uso de selladores epóxicos para fisuras y el refuerzo estructural con vigas de acero y capas adicionales de concreto. Este enfoque preventivo no solo prolongará la vida útil del muro, sino que también asegurará su capacidad para proteger contra inundaciones y erosión. La implementación de estas medidas debe ser supervisada por especialistas en ingeniería civil y geotécnica, garantizando así la calidad y eficacia de las reparaciones y mejoras.
2. Es crucial mejorar la comunicación entre las autoridades responsables de la gestión del muro de contención y la comunidad local. A pesar de la percepción positiva del muro por parte de algunos residentes, existe una preocupación significativa por las posibles inundaciones. Para abordar esto, se recomienda realizar campañas de educación comunitaria que expliquen claramente las capacidades y limitaciones del muro, así como las medidas preventivas adicionales que se están tomando. Talleres, folletos informativos y reuniones comunitarias pueden ser efectivos para aumentar la concienciación y reducir la ansiedad. Además, la creación de un sistema de alerta temprana y protocolos de evacuación claros puede ayudar a los residentes a sentirse más seguros y preparados para eventos extremos. Este enfoque también debe incluir simulaciones regulares de respuesta a inundaciones para asegurar que la comunidad esté bien preparada en caso de emergencia.
3. Para abordar las áreas críticas identificadas en el análisis del muro de contención, es necesario priorizar las mejoras estructurales y de estabilización. La erosión en la base del muro en las progresivas 0+060 a 0+090 y el desgaste significativo en las progresivas 0+090 a 0+120 requieren soluciones inmediatas. Se recomienda la instalación de barreras de contención y la plantación de vegetación resistente para estabilizar el suelo y reducir la velocidad del agua. Además, el refuerzo del muro con vigas de acero adicionales y capas de concreto es esencial para mejorar su capacidad de carga y resistencia a eventos extremos. Estas medidas deben ser planificadas y

ejecutadas utilizando técnicas de ingeniería avanzadas y ecológicas, asegurando que las soluciones sean sostenibles y respetuosas con el medio ambiente. La colaboración con expertos en ingeniería hidráulica y geotécnica será crucial para diseñar y llevar a cabo estas mejoras de manera efectiva.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. PAREJA MARTINEZ, Kebin. Evaluación y diseño para la defensa ribereña del río cachi margen derecho en el centro poblado de Cangari-Chihua, distrito de Iguain, provincia de Huanta, departamento de Ayacucho-[Internet].2022. [Consultado 10 de Marzo de 24]. Disponible en: <https://repositorio.uladech.edu.pe/handle/20.500.13032/32874>
2. TINEO CHUCHON, Julio Cesar. Evaluación del muro de gaviones para mejorar la defensa ribereña de la margen izquierda del Río Sayacc en el centro poblado de Pueblo Libre, distrito Vischongo, provincia Vilcas Huamán, departamento Ayacucho[Internet].2023. [Consultado 10 de Marzo de 24]. Disponible en: <https://repositorio.uladech.edu.pe/handle/20.500.13032/35603>
3. Tibanta. Diseño de diques de gaviones para el control de la erosión en ríos de montaña.[Internet].2012. [Consultado 10 de Marzo de 24]. Disponible en: <https://1library.co/document/yeojgxrq-diseno-diques-gaviones-controlerosion-rios-montana.html>
4. Corominas. Evaluación de las condiciones de rotura y la movilidad de los deslizamientos superficiales mediante el uso de técnicas de análisis multivariante. [Internet].1994. [Consultado 10 de Marzo de 24]. Disponible en: <https://upcommons.upc.edu/handle/2117/93582>
5. Gutiérrez. El agua de infiltración de lluvia, como agente desestabilizador de taludes, en la provincia de Málaga. [Internet].2016. [Consultado 10 de Marzo de 24]. Disponible en: <https://digibug.ugr.es/handle/10481/40400>
6. Rondan. Evaluación y mejoramiento de la defensa ribereña del Río Santa margen derecha sector Santa Gertrudis, entre las Progresivas 173+000 Km al 175+000 Km de la carretera Pativilca - Huaraz, distrito de Ticapampa, provincia de Recuay, Departamento de Ancash . [Internet].2021. [Consultado 10 de Marzo de 24]. Disponible en: <https://repositorio.uladech.edu.pe/handle/20.500.13032/32825>
7. Bladimir, Jorge Valverde. Evaluación y diseño de defensa ribereña del Río Rosaspata, en la localidad de Rosaspata, distrito de Vinchos, provincia de Huamanga, departamento de Ayacucho – 2022. [Internet]. [Consultado el 12 de Marzo del 2024]. Disponible desde: <https://repositorio.uladech.edu.pe/handle/20.500.13032/30191>

8. Sedano Dominguez, Yarumir. Evaluación y diseño de estructuras hidráulicas para mejorar la defensa ribereña de los estribos del puente niño Yucaes empleando el algoritmo SFM-DMV en el centro poblado de Muyurina, distrito de Tambillo, provincia de Huamanga, departamento de Ayacucho, 2021. [Internet]. [Consultado el 12 de Marzo del 2024]. Disponible desde: <https://repositorio.uladech.edu.pe/handle/20.500.13032/27207>
9. David C. propuesta de diseño de defensa ribereña en la margen izquierda del río plantanoyacu, c. p. pacayzapa, distrito de alonso de alvarado – provincia de lamas – san martín, 2019 [Internet]. [Consultado el 12 de Marzo del 2024]. Disponible desde: <https://repositorio.unasam.edu.pe/handle/UNASAM/1191>
10. Kebin P. Evaluación y diseño para la defensa ribereña del río cachi margen derecho en el centro poblado de cangari-chihua, distrito de Iguain, provincia de Huanta, departamento de Ayacucho – 2022. [Internet]. [Consultado el 12 de Marzo del 2024]. Disponible desde: <https://repositorio.uladech.edu.pe/handle/20.500.13032/32874>
11. Chávez Calderón, Miriam Lizeth; Quispe Chuquicusma, Kelly Elizabeth. Diseño de defensa ribereña con gaviones, ambas márgenes del Río Tamborapa tramo II, que limita Jaén - San Ignacio; región Cajamarca. [Internet] 2019. [Consultado el 13 de Marzo del 2024]. Disponible en: <https://repositorio.ucv.edu.pe/handle/20.500.12692/86112>
12. Parí Lozano, R. A. (2020). Evaluación geomecánica de la Cantera Pumpunya y su influencia en el diseño de enrocados para el drenaje de aguas subterráneas en los accesos del Puente Comuneros Huancayo 2019. [Internet] 2019. [Consultado el 13 de Marzo del 2024]. Disponible en: <https://repositorio.uncp.edu.pe/handle/20.500.12894/6188>
13. Navarro Sánchez, A. M. (2017). Apoyo a la supervisión técnica y control del proyecto de mejoramiento de la vía entre los municipios de Córdoba y Zambrano en el departamento de Bolívar con la Empresa Consinbe SAS. [Internet] 2017. [Consultado el 13 de Marzo del 2024]. Disponible en: <https://repositorioinstitucional.ufpso.edu.co/handle/20.500.14167/700>
14. Yamo Herrera, J. Diseño del dique enrocado para prevenir inundaciones del río Tumbes, en el margen izquierdo KM 1+ 260 A1+ 917, en el sector Tamarindo, distrito de San Jacinto, región Tumbes-2023. [Internet] 2023. [Consultado el 13 de

- Marzo del 2024]. Disponible en:
<https://repositorio.uladech.edu.pe/handle/20.500.13032/35161>
15. Ibañez Mendoza, E. C. Evaluación y mejoramiento del enrocado para mejorar la defensa ribereña de la quebrada Cascajal Km 0+ 420 al 0+ 640 del distrito Coishco, provincia del Santa, Ancash-2023. [Internet] 2023. [Consultado el 13 de Marzo del 2024]. Disponible en:
<https://repositorio.uladech.edu.pe/handle/20.500.13032/35180>
 16. Córdova, J. J., & Valverde, F. (2022). Evaluación de la erosión causada por labranza con arado y rastra en Carchi–Ecuador. [Internet] 2022. [Citado el 15 de Marzo. 2024]. Disponible en: <https://repositorio.iniap.gob.ec/handle/41000/2510>
 17. Farje, D., & Laynes, D. (2009). Ampliación y mejoramiento de la carretera Cañete-Yauyos-Huancayo del km. 163+ 500 al km. 163+ 800: hidrología y drenaje. [Internet] 2009. [Citado el 15 de Marzo. 2024]. Disponible en: https://www.lareferencia.info/vufind/Record/PE_05f3b3472556e20405e770c49db06ac e
 18. Sánchez Oliver, C., & Badía Villas, D. Efectividad de las fajinas en el control de la erosión edáfica post-incendio en los montes de Castejón de Valdejasa. [Internet] 2012. [Citado el 15 de Marzo. 2024]. Disponible en: <https://zaguan.unizar.es/record/65225>
 19. Boschi, E. E. (1988). El ecosistema estuarial del Rio de la Plata. In *Anales del Instituto de Ciencias del Mar y Limnología de la Universidad Nacional Autónoma de México* (Vol. 15, pp. 159-182). [Internet] 1988. [Citado el 15 de marzo. 2024]. Disponible en:
<http://www.alestuariodelplata.com.ar/Ecosistema%20estuarial%20del%20Rio%20de%20la%20Plata.pdf>
 20. Benez, M. C., Kauffer Michel, E. F., & Álvarez Gordillo, G. D. C. (2010). Percepciones ambientales de la calidad del agua superficial en la microcuenca del río Fogótico, Chiapas. *Frontera norte*, 22(43), 129-158. [Internet] 2010. [Citado el 15 de Marzo. 2024]. Disponible en:
<https://scielo.org.mx/scielo.php?pid=s0187>
 21. Bryan, Kirk. Historic evidence on changes in the channel of Rio Puerco, a tributary of the Rio Grande in New Mexico. *The Journal of Geology*, 1928, vol. 36, no 3, p. 265-282. [Internet] 2010. [Citado el 15 de Marzo. 2024]. Disponible en:

- <https://www.journals.uchicago.edu/doi/abs/10.1086/623512>
22. BARAZA, Jesús. Procesos de edificación y características geotécnicas del talud continental del Ebro. 1989. [Citado el 15 de Marzo. 2024]. Disponible en: <https://digital.csic.es/handle/10261/151790>
 23. MORA-ORTIZ, R. S.; ROJAS-GONZÁLEZ, E. Efecto de la saturación en el deslizamiento de talud en la comunidad San Juan de Grijalva, Chiapas. Ingeniería, investigación y tecnología, 2012, vol. 13, no 1, p. 55-68. [Citado el 15 de Marzo. 2024]. Disponible en: https://www.scielo.org.mx/scielo.php?pid=S1405-77432012000100006&script=sci_abstract&tlng=pt
 24. RÍO ESPAÑOL, Víctor Díaz, et al. Características morfoestructurales de la Fosa de Diego Cao: Talud continental del Golfo de Cádiz (SW de la Península Ibérica). Geotemas (Madrid), 2000, no 1, p. 123-126. [Citado el 15 de Marzo. 2024]. Disponible en: <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=7234411>
 25. Alberca Cano, Jackson Leonel; Castillo Alvarado, Edinson Alexander. Diseño de muro de contención en voladizo para defensa ribereña, en Pasaje el Triunfo, Huancabamba, Piura 2022. [Citado el 15 de Marzo. 2024]. Disponible en: <https://repositorio.ucv.edu.pe/handle/20.500.12692/115281>
 26. Idrogo Cabrera, Caroline Nicole. Evaluación geotécnica para el diseño de estabilidad de taludes en carreteras: una revisión sistemática de la literatura científica. 2021. [Internet] 2010. [Citado el 15 de Marzo. 2024]. Disponible en: <https://repositorio.upn.edu.pe/handle/11537/25967>
 27. Morales Salas, Hernan José; VALIENTE OLIVO, Mario Esaú. Evaluación geotécnica de inestabilidad de taludes. Caso estudio: Institución social Jardín Infantil Lipava casco urbano Barranquilla. [Internet] 2017. [Citado el 15 de Marzo. 2024]. Disponible en: <https://repositorio.unicartagena.edu.co/handle/11227/4152>
 28. Ballón Benavente, Andrés; ECHENIQUE SOSA, Jose Francisco. Análisis de estabilidad de muros de contención de acuerdo a las zonas sísmicas del Perú. 2020. [Citado el 15 de Marzo. 2024]. Disponible en: <https://repositorioacademico.upc.edu.pe/handle/10757/621687>
 29. ORDOÑEZ, Alberto. Muros de contención. Universidad Nacional Agraria. La Molina, Lima, 2015. [Citado el 15 de Marzo. 2024]. Disponible en: <https://www.academia.edu/download/34352175/Muros-de-Contencion-Y-Muros-de-Sotano-CALAVERA-1989.pdf>


30. PRADA, Felipe, et al. Confiabilidad aplicada al diseño geotécnico de un muro de contención. *Obras y proyectos*, 2011, no 9, p. 49-58. [Citado el 15 de Marzo. 2024]. Disponible en: https://www.scielo.cl/scielo.php?pid=S0718-28132011000100006&script=sci_arttext
31. ABREU, J. Hipótesis, método & diseño de investigación (hypothesis, method & research design). *Daena: International Journal of Good Conscience*, 2012, vol. 7, no 2, p. 187-197. Internet] 2017. [Citado el 15 de Marzo. 2024]. Disponible en: [http://www.spentamexico.org/v7-n2/7\(2\)187-197.pdf](http://www.spentamexico.org/v7-n2/7(2)187-197.pdf)
32. Ochoa, José; Yunkor . El estudio descriptivo en la investigación científica. *Acta jurídica peruana*, 2019, vol. 2, no 2.
33. Ávila, Ana J. Monjarás, et al. Diseños de investigación. *Educación y salud boletín científico Instituto de Ciencias de la Salud Universidad Autónoma del Estado de Hidalgo*, 2019, vol. 8, no 15, p. 119-122.

ANEXOS

Anexo 01 Matriz de consistencia

EVALUACIÓN DE MURO DE CONTENCIÓN, PARA MEJORAR LA DEFENSA RIBEREÑA, MARGEN DERECHO DEL RÍO HUARMEY, AGUAS ARRIBA DEL PUENTE LOS ÁRABES, DISTRITO DE HUARMEY, PROVINCIA DE HUARMEY, REGIÓN ÁNCASH – 2024			
PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPOTESIS	VALORES
<p>En el distrito de Huarmey, la comunidad local enfrenta inundaciones periódicas y erosión de las riberas, lo que requiere medidas de protección más efectivas.</p> <p>Enunciado del problema</p> <p>¿La evaluación del muro de contención en el margen derecho del río Huarmey, aguas arriba del puente Los Árabes, en el distrito de Huarmey, provincia de Huarmey, región Áncash, permitirá identificar mejoras necesarias para fortalecer la defensa ribereña y reducir la vulnerabilidad de la comunidad local ante inundaciones y erosión</p>	<p>Objetivo general</p> <ul style="list-style-type: none"> • Evaluar el muro de contención en el margen derecho del río Huarmey, aguas arriba del puente Los Árabes, en el distrito de Huarmey, provincia de Huarmey, región Áncash, para proponer mejoras que fortalezcan la defensa ribereña contra inundaciones y erosión costera en el año 2024. <p>Objetivos específicos</p> <ul style="list-style-type: none"> • Realizar un análisis exhaustivo de la efectividad del muro de contención existente en el margen derecho del río Huarmey, aguas arriba del puente Los Árabes, en el distrito de Huarmey, provincia de Huarmey, región Áncash, considerando su capacidad para proteger contra inundaciones y erosión costera en el año 2024. • Evaluar el impacto del muro de contención en la reducción de la vulnerabilidad de la comunidad local del distrito de Huarmey, provincia de Huarmey, región Áncash, frente a eventos extremos y el cambio climático en el año 2024. • Identificar posibles áreas de mejora en el diseño, construcción o mantenimiento del muro de contención en el 	<p>No se plantea hipótesis debido a la naturaleza descriptiva del estudio</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Evaluación de Contención • Impacto Ribereña

Anexo 02 Instrumento de recolección de información

				
PROYECTO:				
DATOS GENERALES				
UBICACIÓN GEOGRAFICA:		X	Y	Z
DATOS DEL PARTICIPANTE:				
NOMBRE Y APELLIDOS:				
DNI:				
RECOLECCION DE DATOS		ALTERNATIVAS		
Estado general del muro de contención:		Bueno	Regular	Malo
Integridad estructural:		Intacta	Dañada	Parcialment e destruida
Nivel de erosión:		Leve	Moderada	Severa
Presencia de grietas o fisuras:		Sí	No	-
Necesidad de reparaciones:		Sí	No	-
Comentarios adicionales:		Bosquejos:		
Objetivo General: Evaluar el muro de contención para proponer mejoras que fortalezcan la defensa ribereña contra inundaciones y erosión costera en el año 2024.				
Pregunta		Opciones de Respuesta		
¿Qué materiales se utilizaron en la construcción del muro de contención?		- Concreto - Piedra - Metal - Otro (especificar)		
¿Cuál es la longitud total del muro de contención?		- Menos de 100 metros - 100 a 200 metros - Más de 200 metros		
¿Cuál es la altura máxima del muro de contención?		- Menos de 5 metros - 5 a 10 metros - Más de 10 metros		
¿Cómo calificaría la efectividad del muro de contención para proteger contra inundaciones?		- Muy efectivo - Efectivo - Poco efectivo - Inefectivo		
¿Cómo calificaría la efectividad del muro de contención para proteger contra la erosión costera?		- Muy efectivo - Efectivo - Poco efectivo - Inefectivo		
¿Ha experimentado el muro de contención daños o deterioro significativo desde su construcción?		- Sí - No - No estoy seguro		

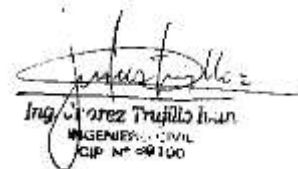

NADIA PAZ JARA
 ING CIVIL
 CIP N° 183850


Ing. J. J. Trujillo
 INGENIERO CIVIL
 CIP N° 89100



PROYECTO:			
DATOS GENERALES			
UBICACIÓN GEOGRAFICA:	X	Y	Z
DATOS DEL PARTICIPANTE:			
NOMBRE Y APELLIDOS:			
DNI:			
Objetivo Específico 1: Realizar un análisis exhaustivo de la efectividad del muro de contención existente en la protección contra inundaciones y erosión costera.			
Pregunta	Opciones de Respuesta		
¿Con qué frecuencia se inundan las áreas protegidas por el muro de contención?	- Nunca - Raramente - Ocasionalmente - Frecuentemente - Siempre		
¿Qué medidas adicionales considera necesarias para mejorar la protección contra inundaciones?	- Mayor altura del muro - Reforzamiento estructural - Mejor gestión del caudal de agua - Otras (especificar)		
¿Ha observado erosión significativa en las áreas cercanas al muro de contención?	- Sí - No - No estoy seguro		
¿Qué medidas adicionales considera necesarias para mejorar la protección contra la erosión costera?	- Reforzamiento con rocas - Construcción de diques adicionales - Otras (especificar)		


 NADIA PAZ JARA
 ING CIVIL
 CIP N° 183890


 Ing. Alvarez Trujillo
 INGENIERO CIVIL
 CIP N° 89100



PROYECTO:			
DATOS GENERALES			
UBICACIÓN GEOGRAFICA:	X	Y	Z
DATOS DEL PARTICIPANTE:			
NOMBRE Y APELLIDOS:			
DNI:			
Objetivo Específico 2: Evaluar el impacto del muro de contención en la reducción de la vulnerabilidad de la comunidad local ante eventos extremos y el cambio climático.			
Pregunta	Opciones de Respuesta		
¿Cómo percibe la comunidad local el nivel de seguridad proporcionado por el muro de contención?	- Muy seguro - Seguro - Poco seguro - Inseguro		
¿Cuál es su nivel de preocupación por la posibilidad de inundaciones en el área protegida por el muro de contención?	- Muy preocupado - Preocupado - Poco preocupado - No preocupado		
¿Ha experimentado la comunidad local impactos negativos significativos debido a eventos extremos desde la construcción del muro de contención?	- Sí - No - No estoy seguro		
¿Cuál es su percepción sobre la eficacia del muro de contención para mitigar los efectos del cambio climático?	- Muy eficaz - Eficaz - Poco eficaz - Ineficaz		


 NADIA PAZ JARA
 ING CIVIL
 CIP N° 183850


 Ing. J. J. Trujillo
 INGENIERO CIVIL
 CIP N° 98100



PROYECTO:	
-----------	--

DATOS GENERALES

UBICACIÓN GEOGRAFICA:	X	Y	Z

DATOS DEL PARTICIPANTE:

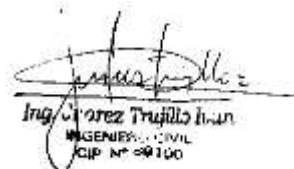
NOMBRE Y APELLIDOS:

DNI:

Objetivo Específico 3: Identificar posibles áreas de mejora en el diseño, construcción o mantenimiento del muro de contención para fortalecer la defensa ribereña.

Pregunta	Opciones de Respuesta
¿Qué aspectos del diseño del muro de contención considera que podrían mejorarse?	- Altura - Ancho - Material utilizado - Otro (especificar)
¿Qué aspectos de la construcción del muro de contención podrían mejorarse?	- Calidad de la mano de obra - Supervisión durante la construcción - Otro (especificar)
¿Qué medidas de mantenimiento se aplican actualmente al muro de contención?	- Inspecciones periódicas - Reparaciones preventivas - Limpieza de desechos - Otro (especificar)
¿Qué medidas adicionales de mantenimiento considera necesarias para asegurar la eficacia a largo plazo del muro de contención?	- Mejorar la vegetación protectora - Implementar sistemas de drenaje - Otro (especificar)


NADIA PAZ JARA
 ING CIVIL
 CIP N° 183850


Ing. J. J. Trujillo
 INGENIERO CIVIL
 CIP N° 98100

Ficha de Identificación del Experto para proceso de validación	
Nombres y Apellidos: GONZALO EDUARDO FRANCE CERNA	
N° DNI / CE: ...09147920	Edad : 42 años
Teléfono / celular: 943 227 728	Email: France1981@gmail.com
<hr/>	
Título profesional: ...INGENIERO CIVIL	
Grado académico: Maestría <input checked="" type="checkbox"/> _____	Doctorado: _____
Especialidad: ESTRUCTURAS HIDRAULICAS	
Institución que labora: INDEPENDIENTE	
<hr/>	
Identificación del Proyecto de Investigación o Tesis	
Título: EVALUACIÓN DE MURO DE CONTENCIÓN, PARA MEJORAR LA DEFENSA RIBEREÑA, MARGEN DERECHO DEL RÍO HUARMEY, AGUAS ARRIBA, DEL PUENTE LOS ÁRABES, DISTRITO DE HUARMEY, PROVINCIA DE HUARMEY, REGIÓN ÁNCASH – 2024	
Autor(es): MACEDO HILARIO, JHON ANTONY ORCID 0009-0006-3188-6651	
Programa académico: Escuela de ingeniería civil – trabajo de investigación	
<hr/>	
  Firma	

4.5.2 Formato de Carta de Presentación al Experto

CARTA DE PRESENTACIÓN

Magister / Doctor: MG. Gonzalo Eduardo France Cerna

Presente.-

Tema: PROCESO DE VALIDACIÓN A TRAVÉS DE JUICIO DE EXPERTOS

Ante todo saludarlo cordialmente y agradecerle la comunicación con su persona para hacer de su conocimiento que yo: MACEDO HILARIO, JHON ANTONY estudiante de la Universidad Católica Los Ángeles de Chimbote, debo realizar el proceso de validación de mi instrumento de recolección de información, motivo por el cual acudo a Ud. para su participación en el Juicio de Expertos.

Mi proyecto se titula: **EVALUACIÓN DE MURO DE CONTENCIÓN, PARA MEJORAR LA DEFENSA RIBEREÑA, MARGEN DERECHO DEL RÍO HUARMEY, AGUAS ARRIBA, DEL PUENTE LOS ÁRABES, DISTRITO DE HUARMEY, PROVINCIA DE HUARMEY, REGIÓN ÁNCASH – 2024**

y envío a Ud. el expediente de validación que contiene:

- Ficha de Identificación de experto para proceso de validación
- Carta de presentación
- Matriz de operacionalización de variables
- Matriz de consistencia
- Ficha de validación

Agradezco anticipadamente su atención y participación, me despido de usted.

Atentamente,



Firma de estudiante

DNI: 70172805

Ficha de Identificación del Experto para proceso de validación

Nombres y Apellidos:

NISER ROBINSON QUISPE CARLOS

N° DNI / CE: ...72504592

Edad : 41 años

Teléfono / celular: 923456781

Email: nise069c@gmail.com

Título profesional:

...INGENIERO CIVIL

Grado académico: Maestría X

Doctorado: _____

Especialidad:

ESPECIALISTA EN SUELOS

Institución que labora:

MUNICIPALIDAD DE CHICLAYO

Identificación del Proyecto de Investigación o Tesis

Título:

EVALUACIÓN DE MURO DE CONTENCIÓN, PARA MEJORAR LA DEFENSA RIBEREÑA, MARGEN DERECHO DEL RÍO HUARMEY, AGUAS ARRIBA, DEL PUENTE LOS ÁRABES, DISTRITO DE HUARMEY, PROVINCIA DE HUARMEY, REGIÓN ÁNCASH – 2024

Autor(es):

MACEDO HILARIO, JHON ANTONY

ORCID 0009-0006-3188-6651

Programa académico:

Escuela de ingeniería civil – trabajo de investigación



Firma



4.5.2 Formato de Carta de Presentación al Experto

CARTA DE PRESENTACIÓN

Magister / Doctor: MG. NISER ROBINSON QUISPE CARLOS

Presente.-

Tema: PROCESO DE VALIDACIÓN A TRAVÉS DE JUICIO DE EXPERTOS

Ante todo saludarlo cordialmente y agradecerle la comunicación con su persona para hacer de su conocimiento que yo: MACEDO HILARIO, JHON ANTONY estudiante de la Universidad Católica Los Ángeles de Chimbote, debo realizar el proceso de validación de mi instrumento de recolección de información, motivo por el cual acudo a Ud. para su participación en el Juicio de Expertos.

Mi proyecto se titula: **EVALUACIÓN DE MURO DE CONTENCIÓN, PARA MEJORAR LA DEFENSA RIBEREÑA, MARGEN DERECHO DEL RÍO HUARMEY, AGUAS ARRIBA, DEL PUENTE LOS ÁRABES, DISTRITO DE HUARMEY, PROVINCIA DE HUARMEY, REGIÓN ÁNCASH – 2024**

Ficha de Identificación de experto para proceso de validación

- Carta de presentación
- Matriz de operacionalización de variables
- Matriz de consistencia
- Ficha de validación

Agradezco anticipadamente su atención y participación, me despido de usted.

Atentamente,



Firma de estudiante

DNI: 70172805

Ficha de identificación del Experto para proceso de validación

Nombres y Apellidos:
GUSTAVO ALEXANDER ESPINOZA CONTRERAS

N° DNI / CE: ...76591179

Edad : 38 años

Teléfono / celular: 98384716

Email: ALEYCONTRER@GMAIL.COM

Título profesional:
...INGENIERO CIVIL

Grado académico: Maestría X

Doctorado: _____

Especialidad:
GESTION DE PROYECTOS

Institución que labora:
MUNICIPALIDAD DE TRUJILLO

Identificación del Proyecto de Investigación o Tesis

Título:
EVALUACIÓN DE MURO DE CONTENCIÓN, PARA MEJORAR LA DEFENSA RIBEREÑA,
MARGEN DERECHO DEL RÍO HUARMEY, AGUAS ARRIBA, DEL PUENTE LOS ÁRABES,
DISTRITO DE HUARMEY, PROVINCIA DE HUARMEY, REGIÓN ÁNCASH – 2024

Autor(es):

MACEDO HILARIO, JHON ANTONY

ORCID 0009-0006-3188-6651

Programa académico:
Escuela de Ingeniería civil – trabajo de investigación



GUSTAVO ALEXANDER ESPINOZA CONTRERAS
INGENIERO CIVIL
CIP N° 248107

Firma



4.5.2 Formato de Carta de Presentación al Experto

CARTA DE PRESENTACIÓN

Magister / Doctor: MG. GUSTAVO ALEXANDER ESPINOZA CONTRERAS

Presente.-

Tema: PROCESO DE VALIDACIÓN A TRAVÉS DE JUICIO DE EXPERTOS

Ante todo saludarlo cordialmente y agradecerle la comunicación con su persona para hacer de su conocimiento que yo: MACEDO HILARIO, JHON ANTONY estudiante de la Universidad Católica Los Ángeles de Chimbote, debo realizar el proceso de validación de mi instrumento de recolección de información, motivo por el cual acudo a Ud. para su participación en el Juicio de Expertos.

Mi proyecto se titula: **EVALUACIÓN DE MURO DE CONTENCIÓN, PARA MEJORAR LA DEFENSA RIBEREÑA, MARGEN DERECHO DEL RÍO HUARMEY, AGUAS ARRIBA, DEL PUENTE LOS ÁRABES, DISTRITO DE HUARMEY, PROVINCIA DE HUARMEY, REGIÓN ÁNCASH – 2024**

que contiene:

- Ficha de Identificación de experto para proceso de validación
- Carta de presentación
- Matriz de operacionalización de variables
- Matriz de consistencia
- Ficha de validación

Agradezco anticipadamente su atención y participación, me despido de usted.

Atentamente,



Firma de estudiante

DNI: 70172805

Anexo 04 Confiabilidad del instrumento

4.5.3 Formato de Ficha de Validación (para ser llenado por el experto)

FICHA DE VALIDACIÓN*								
TÍTULO: EVALUACIÓN DE MURO DE CONTENCIÓN, PARA MEJORAR LA DEFENSA RIBEREÑA, MARGEN DERECHO DEL RÍO HUARMEY, AGUAS ARRIBA, DEL PUENTE LOS ÁRABES, DISTRITO DE HUARMEY, PROVINCIA DE HUARMEY, REGIÓN ÁNCASH – 2024.								
	Variables	Relevancia		Pertinencia		Claridad		Observaciones
		Cumple	No cumple	Cumple	No cumple	Cumple	No cumple	
	Variable Independiente: Diseño de Muro de contención							
1	Características técnicas de los muros de contención (altura, longitud, ancho, etc.). - Materiales de construcción utilizados (piedra, malla metálica, etc.). - Método de construcción empleado.	X		X		X		
		X		X		X		
		X		X		X		
2	Especificaciones de diques (dimensiones, materiales, etc.). - Procedimientos de construcción.	X		X		X		
		X		X		X		
	Variable Dependiente: Mejora de la Defensa Ribereña	X		X		X		
1	- Reducción de la erosión costera y fluvial. - Nivel de protección frente a inundaciones. - Estabilidad del terreno ribereño.	X		X		X		
2		X		X		X		
3		X		X		X		
4		X		X		X		

*Aumentar filas según la necesidad del instrumento de recolección

Opinión de experto: Aplicable (X) Aplicable después de modificar () No aplicable ()
 Nombres y Apellidos de experto: Mg Gonzalo Eduardo France Cerna DNI: 09147920



GONZALO EDUARDO FRANCE CERNA
 INGENIERO CIVIL
 REG. CO. 1090 DE 1977

Firma



4.5.3 Formato de Ficha de Validación (para ser llenado por el experto)

FICHA DE VALIDACIÓN*								
TÍTULO: EVALUACIÓN DE MURO DE CONTENCIÓN, PARA MEJORAR LA DEFENSA RIBEREÑA, MARGEN DERECHO DEL RÍO HUARMEY, AGUAS ARRIBA, DEL PUENTE LOS ÁRABES, DISTRITO DE HUARMEY, PROVINCIA DE HUARMEY, REGIÓN ÁNCASH - 2024								
	Variables	Relevancia		Pertinencia		Claridad		Observaciones
		Cumple	No cumple	Cumple	No cumple	Cumple	No cumple	
	Variable Independiente: Diseño de Muro de contención							
1	Características técnicas de los muros de contención (altura, longitud, ancho, etc.). - Materiales de construcción utilizados (piedra, malla metálica, etc.). - Método de construcción empleado.	X		X		X		
		X		X		X		
		X		X		X		
2	Especificaciones de diques (dimensiones, materiales, etc.). - Procedimientos de construcción.	X		X		X		
		X		X		X		
	Variable Dependiente: Mejora de la Defensa Ribereña							
1	- Reducción de la erosión costera y fluvial. - Nivel de protección frente a inundaciones. - Estabilidad del terreno ribereño.	X		X		X		
2		X		X		X		
3		X		X		X		
4		X		X		X		

*Aumentar filas según la necesidad del instrumento de recolección

*Aumentar filas según la necesidad del instrumento de recolección

Recomendaciones: **Incluir referencias a normativas o estándares aplicables para el diseño de muros de gaviones y defensas ribereñas. Esto respaldará las decisiones tomadas y proporcionará un marco normativo.**

Opinión de experto: **Aplicable (X)** Aplicable después de modificar () No aplicable ()

Nombres y Apellidos de experto: **Mg NISER ROBINSON QUISPE CARLOS DNI: 72504592**



NISER ROBINSON QUISPE CARLOS
INGENIERO CIVIL
CIP. 274787

4.5.3 Formato de Ficha de Validación (para ser llenado por el experto)

FICHA DE VALIDACIÓN*								
TÍTULO-EVALUACIÓN DE MURO DE CONTENCIÓN, PARA MEJORAR LA DEFENSA RIBEREÑA, MARGEN DERECHO DEL RÍO HUARMEY, AGUAS ARRIBA, DEL PUENTE LOS ÁRABES, DISTRITO DE HUARMEY, PROVINCIA DE HUARMEY, REGIÓN ÁNCASH - 2024								
	Variables	Relevancia		Pertinencia		Claridad		Observaciones
		Cumple	No cumple	Cumple	No cumple	Cumple	No cumple	
	Variable Independiente: Diseño de Muro de contención							
1	Características técnicas de los muros de contención (altura, longitud, ancho, etc.) - Materiales de construcción utilizados (piedra, malla metálica, etc.) - Método de construcción empleado.	X		X		X		
		X		X		X		
		X		X		X		
2	Especificaciones de diques (dimensiones, materiales, etc.) - Procedimientos de construcción.	X		X		X		
		X		X		X		
	Variable Dependiente: Mejora de la Defensa Ribereña	X		X		X		
1	- Reducción de la erosión costera y fluvial - Nivel de protección frente a inundaciones. - Estabilidad del terreno ribereño.	X		X		X		
2		X		X		X		
3	Cantidad de erosión reducida. - Frecuencia y gravedad de inundaciones mitigadas. - Evaluación de la estabilidad del terreno.	X		X		X		
4		X		X		X		

*Aumentar filas según la necesidad del instrumento de recolección

*Aumentar filas según la necesidad del instrumento de recolección

Recomendaciones: **Incluir referencias a normativas o estándares aplicables para el diseño de muros de gaviones y defensas ribereñas. Esto respaldará las decisiones tomadas y proporcionará un marco normativo.**

Opinión de experto: Aplicable (X) Aplicable después de modificar () No aplicable ()

Nombres y Apellidos de experto: Mg GUSTAVO ALEXANDER ESPINOZA CONTRERAS DNI: 76591179


GUSTAVO ALEXANDER ESPINOZA CONTRERAS
INGENIERO CIVIL
CIP N° 248107

Anexo 05 Formato de Consentimiento informado



PROTOCOLO DE CONSENTIMIENTO INFORMADO PARA ENCUESTAS (Ingeniería y Tecnología)

La finalidad de este protocolo en Ingeniería y tecnología es informarle sobre el proyecto de investigación y solicitarle su consentimiento. De aceptar, el investigador y usted se quedarán con una copia.

La presente investigación se titula **EVALUACIÓN DE MURO DE CONTENCIÓN, PARA MEJORAR LA DEFENSA RIBEREÑA, MARGEN DERECHO DEL RÍO HUARMEY, AGUAS ARRIBA, DEL PUENTE LOS ÁRABES, DISTRITO DE HUARMEY, PROVINCIA DE HUARMEY, REGIÓN ÁNCASH – 2024** y es dirigido por MACEDO HILARIO, JHON ANTONY, investigador de la Universidad Católica Los Ángeles de Chimbote.

El propósito de la investigación es: **Evaluar el estado actual del muro de contención en el margen derecho del río Huarmey, así como identificar áreas de mejora para fortalecer la defensa ribereña contra inundaciones y erosión costera en la mencionada ubicación.** Para ello, se le invita a participar en una encuesta que le tomará 10 minutos de su tiempo. Su participación en la investigación es completamente voluntaria y anónima. Usted puede decidir interrumpirla en cualquier momento, sin que ello le genere ningún perjuicio. Si tuviera alguna inquietud y/o duda sobre la investigación, puede formularla cuando crea conveniente.

Al concluir la investigación, usted será informado de los resultados a través de mi nube de almacenamiento personal y posterior mente en el repositorio institucional. Si desea, también podrá escribir al correo 1001091005@uladech.pe para recibir mayor información. Asimismo, para consultas sobre aspectos éticos, puede comunicarse con el Comité de Ética de la Investigación de la universidad Católica los Ángeles de Chimbote.

Si está de acuerdo con los puntos anteriores, complete sus datos a continuación:

Nombre: ANGELICA ZUGUIÑA PEREZ DNI N° 42268476

Fecha: 16/03/24

Correo electrónico: Angi06.19902@hotmail.com

Firma del participante: _____

Firma del investigador (o encargado de recoger información), _____

COMITÉ INSTITUCIONAL DE ÉTICA EN INVESTIGACIÓN – ULADeCH CATÓLICA

SOLICITO: Permiso para realizar Trabajo de Investigación

**SEÑOR : PUESCAS ROSSEL MARCO ANTONIO
PRESIDENTE DEL CENTRO POBLADO SANTA ROSA DE BARBACAY**

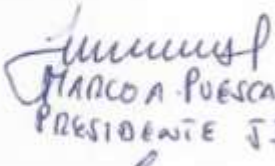
Yo, MACEDO HILARIO, JHON ANTONY, identificado con DNI N° 70172805, con CALLE 28 DE JULIO MZ K LT 01 del distrito de Huarney. Ante Ud. respetuosamente me presento y expongo:

Que habiendo realizado mi instrumento de evaluación para mi proyecto en la Universidad ULADECH CATOLICA, solicito a Ud. permiso para realizar trabajo de Investigación en su Institución EVALUACIÓN DE MURO DE CONTENCIÓN, PARA MEJORAR LA DEFENSA RIBEREÑA, MARGEN DERECHO DEL RÍO HUARMEY, AGUAS ARRIBA, DEL PUENTE LOS ÁRABES, DISTRITO DE HUARMEY, PROVINCIA DE HUARMEY, REGIÓN ÁNCASH – 2024, para optar el grado de ingeniero civil.

POR LO EXPUESTO:

Ruego a usted acceder a mi solicitud.

Chimbote, 17 de Junio del 2024



MARCO A. PUESCAS ROSSEL
PRESIDENTE J.I.VV.

PUESCAS ROSSEL MARCO ANTONIO
DNI N° 32125014



MACEDO HILARIO, JHON ANTONY
DNI N° 70172805

Anexo 07 Evidencias de ejecución



Fotografía 01 : se observa el muro de contención de la progresiva 0+020 a la 0+037



Fotografía 01 : se observa el muro de contención de la progresiva 0+040 a la 0+080

ANEXO 08 OTROS
Anexo 8.1: Declaración Jurada

DECLARACIÓN JURADA

Yo, MACEDO HILARIO, JHON ANTONY, identificado (a) con DNI, 70172805 con domicilio real en (calle 28 de julio mz. k It, 01, Distrito Huarney, Provincia Huarney, Departamento Ancash.

DECLARO BAJO JURAMENTO,

En mi condición de ESTUDIANTE con código de estudiante 1001091005 de la Escuela Profesional de CIENCIA E INGENIERIA Facultad de INGENIERIA CIVIL de la Universidad Católica Los Ángeles de Chimbote, semestre académico 2024-1:

1. Que los datos consignados en la tesis titulada **EVALUACIÓN DE MURO DE CONTENCIÓN, PARA MEJORAR LA DEFENSA RIBEREÑA, MARGEN DERECHO DEL RÍO HUARMEY, AGUAS ARRIBA, DEL PUENTE LOS ÁRABES, DISTRITO DE HUARMEY, PROVINCIA DE HUARMEY, REGIÓN ÁNCASH – 2024**

Doy fe que esta declaración corresponde a la verdad



Firma del estudiante/bachiller

DNI: 70172805

04 de Junio del 2024



Huella Digital

Anexo 8.2: Normas técnica de diseño

ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO

Segunda impresión adaptada a la Norma Venezolana 1753-2006

RAFAEL ANGEL TORRES BELANDRIA

**UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
MERIDA - VENEZUELA
2.008**

ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO

1. INTRODUCCIÓN

Los muros de contención tienen como finalidad resistir las presiones laterales ó empuje producido por el material retenido detrás de ellos, su estabilidad la deben fundamentalmente al peso propio y al peso del material que está sobre su fundación. Los muros de contención se comportan básicamente como voladizos empotrados en su base.

Designamos con el nombre de empuje, las acciones producidas por las masas que se consideran desprovistas de cohesión, como arenas, gravas, cemento, trigo, etc. En general los empujes son producidos por terrenos naturales, rellenos artificiales o materiales almacenados.

Hasta finales del siglo XIX, se construían muros de mampostería y piedra, a partir del siglo XX se comenzó a construir muros de concreto en masa y de concreto armado, desplazando en muy buena parte a los materiales anteriormente utilizados.

Para proyectar muros de sostenimiento es necesario determinar la magnitud, dirección y punto de aplicación de las presiones que el suelo ejercerá sobre el muro.

El proyecto de los muros de contención consiste en:

- a- Selección del tipo de muro y dimensiones.
- b- Análisis de la estabilidad del muro frente a las fuerzas que lo solicitan. En caso que la estructura seleccionada no sea satisfactoria, se modifican las dimensiones y se efectúan nuevos cálculos hasta lograr la estabilidad y resistencia según las condiciones mínimas establecidas.
- c- Diseño de los elementos o partes del muro.

El análisis de la estructura contempla la determinación de las fuerzas que actúan por encima de la base de fundación, tales como empuje de tierras, peso propio, peso de la tierra, cargas y sobrecargas con la finalidad de estudiar la estabilidad al volcamiento, deslizamiento, presiones de contacto suelo-muro y resistencia mínima requerida por los elementos que conforman el muro.

2. CONSIDERACIONES FUNDAMENTALES

Un volumen de tierras, que suponemos sin cohesión alguna, derramado libremente sobre un plano horizontal, toma un perfil de equilibrio que nos define el ángulo de talud natural de las tierras o ángulo de fricción interna del suelo ϕ .

Las partículas resbalan a lo largo del talud A-B, o talud natural de las tierras, que constituye la inclinación límite, más allá de la cual la partícula no puede mantenerse en equilibrio.

En la figura 1, se muestra un volumen de tierra derramado libremente y las fuerzas que origina una partícula sobre el talud. Considerando un elemento de peso p que reposa sobre el talud, la componente según el talud vale: $p \cdot \text{Sen } \phi$, y el equilibrio se establece entre dicha componente y la fricción que se desarrollaría por el efecto de la componente normal al talud: $p \cdot \text{Cos } \phi$, al ponerse en movimiento dicha partícula.

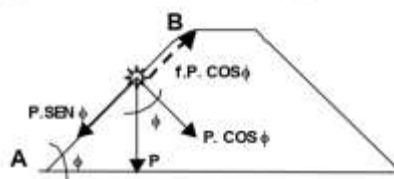


Figura 1

Si designamos f el coeficiente de fricción de las tierras consigo mismas, la fuerza de fricción originada por el peso de la partícula en la dirección del talud A-B es: $f \cdot p \cdot \text{Cos } \phi$. En el equilibrio:

$$p \cdot \text{Sen } \phi = f(p \cdot \text{Cos } \phi) \quad (1)$$

$$f = \text{Tan } \phi \quad (2)$$

Por lo tanto la tangente del ángulo del talud natural es igual a la fricción interna de las tierras. El ángulo ϕ y el peso específico de los suelos γ , son variables y dependen del tipo de suelo y del estado de humedad, etc. En la tabla 1, se indican valores ϕ y γ , correspondientes a distintos tipos de suelos que se consideran desprovistos de cohesión, valores pueden ser de interés para las aplicaciones prácticas.

Si por cualquier circunstancia es preciso dar a las tierras un talud mayor que ϕ , será necesario evitar su derrumbamiento, colocando un muro de sostenimiento o de contención, que constituya un soporte lateral para las masas de suelo, ver figura 2.

TABLA 1. Valores de ϕ y γ para diferentes tipos de suelos

Clase de Material	ϕ	γ (T/m ³)
Tierra de terraplenes, seca	35° a 40°	1.400
Tierra de terraplenes, húmeda	45°	1.600
Tierra de terraplenes, saturada	27°	1.800
Arena seca	35°	1.600
Arena húmeda	40°	1.800
Arena saturada	25°	2.000
Gravilla seca	35° a 40°	1.850
Gravilla húmeda	25°	1.860
Grava de cantos vivos	45°	1.800
Cantos rodados	30°	1.800

El tipo de empuje que se desarrolla sobre un muro esta fuertemente condicionado por la deformabilidad del muro. En la interacción muro-terreno, pueden ocurrir en el muro deformaciones que van desde prácticamente nulas, hasta desplazamientos que permiten que el suelo falle por corte. Pueden ocurrir desplazamientos de tal manera que el muro empuje contra el suelo, si se aplican fuerzas en el primero que originen este efecto.

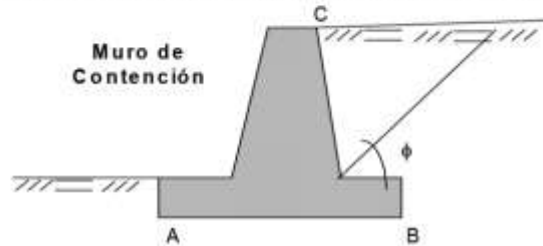


Figura 2

Si el muro de sostenimiento cede, el relleno de tierra se expande en dirección horizontal, originando esfuerzos de corte en el suelo, con lo que la presión lateral ejercida por la tierra sobre la espalda del muro disminuye gradualmente y se aproxima al valor límite inferior, llamado **empuje activo de la tierra**, ver figura 3.

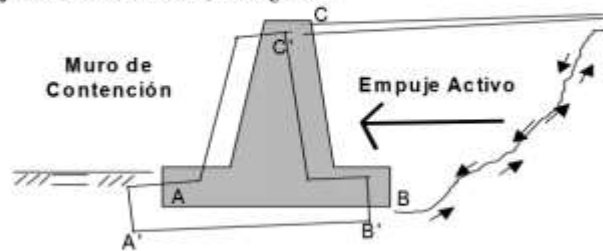


Figura 3

Si se retira el muro lo suficiente y pierde el contacto con el talud, el empuje sobre él es nulo y todos los esfuerzos de corte los toma el suelo, ver figura 4.

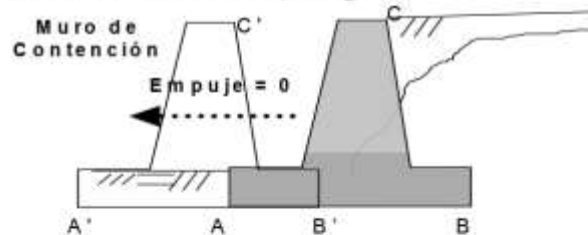


Figura 4

Si el muro empuja en una dirección horizontal contra el relleno de tierra, como en el caso de los bloques de anclaje de un puente colgante, las tierra así comprimida en la dirección horizontal originan un aumento de su resistencia hasta alcanzar su valor límite superior,

llamado **empuje pasivo de la tierra**, ver figura 5. Cuando el movimiento del muro da origen a uno de estos dos valores límites, el relleno de tierra se rompe por corte.

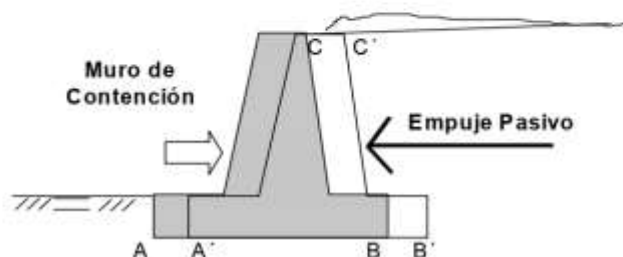


Figura 5

Si el muro de contención es tan rígido que no permite desplazamiento en ninguna dirección, las partículas de suelo no podrán desplazarse, confinadas por el que las rodea, sometidas todas ellas a un mismo régimen de compresión, originándose un estado intermedio que recibe el nombre de **empuje de reposo de la tierra**, ver figura 6.

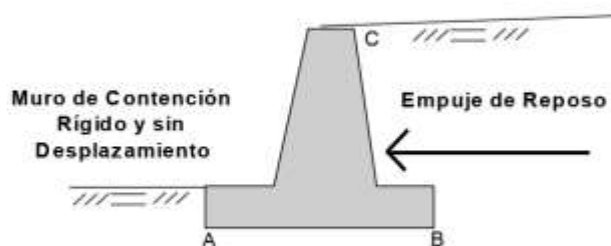


Figura 6

Se puede apreciar que los empujes de tierra se encuentran fuertemente relacionados con los movimientos del muro o pared de contención. Dependiendo de la interacción muro-terreno se desarrollarán empujes activos, de reposo o pasivos, siendo el empuje de reposo una condición intermedia entre el empuje activo y el pasivo.

Con el estado actual del conocimiento se pueden estimar con buena aproximación los empujes del terreno en suelos granulares, en otros tipos de suelos su estimación puede tener una mayor imprecisión.

Los suelos arcillosos tienen apreciable cohesión, son capaces de mantener taludes casi verticales cuando se encuentran en estado seco, no ejercen presión sobre las paredes que lo contienen, sin embargo, cuando estos suelos se saturan, pierden prácticamente toda su cohesión, originando empuje similar al de un fluido con el peso de la arcilla, esta situación nos indica que si se quiere construir un muro para contener arcilla, este debe ser diseñado para resistir la presión de un líquido pesado, más resistente que los muros diseñados para sostener rellenos no cohesivos. En caso de suelos mixtos conformados por arena y arcilla,

es conveniente despreciar la cohesión, utilizando para determinar el empuje de tierra solo el ángulo de fricción interna del material.

3. TIPOS DE MUROS DE CONTENCIÓN

Los muros de contención de uso más frecuente son:

3.1. Muros de gravedad: Son muros con gran masa que resisten el empuje mediante su propio peso y con el peso del suelo que se apoya en ellos; suelen ser económicos para alturas moderadas, menores de 5 m, son muros con dimensiones generosas, que no requieren de refuerzo.

En cuanto a su sección transversal puede ser de varias formas, en la figura 7 se muestran algunas secciones de ellas.

Los muros de gravedad pueden ser de concreto ciclópeo, mampostería, piedra o gaviones. La estabilidad se logra con su peso propio, por lo que requiere grandes dimensiones dependiendo del empuje. La dimensión de la base de estos muros oscila alrededor de 0,4 a 0,7 de la altura. Por economía, la base debe ser lo más angosta posible, pero debe ser lo suficientemente ancha para proporcionar estabilidad contra el volcamiento y deslizamiento, y para originar presiones de contacto no mayores que las máximas permisibles.

Muros de Gravedad

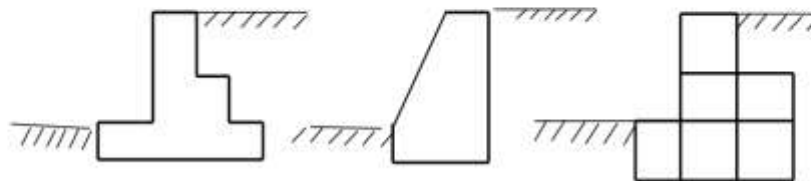


Figura 7

3.2. Muros en voladizo o en ménsula: Este tipo de muro resiste el empuje de tierra por medio de la acción en voladizo de una pantalla vertical empotrada en una losa horizontal (zapata), ambos adecuadamente reforzados para resistir los momentos y fuerzas cortantes a que están sujetos, en la figura 8 se muestra la sección transversal de un muro en voladizo.

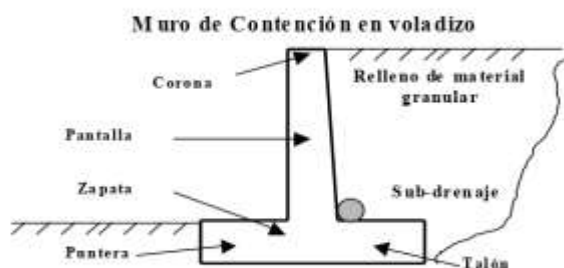
Estos muros por lo general son económicos para alturas menores de 10 metros, para alturas mayores, los muros con contrafuertes suelen ser más económicos.

La forma más usual es la llamada T, que logra su estabilidad por el ancho de la zapata, de tal manera que la tierra colocada en la parte posterior de ella, ayuda a impedir el volcamiento y lastra el muro aumentando la fricción suelo-muro en la base, mejorando de esta forma la seguridad del muro al deslizamiento.

Estos muros se diseñan para soportar la presión de tierra, el agua debe eliminarse con diversos sistemas de drenaje que pueden ser barbacanas colocadas atravesando la pantalla vertical, o sub-drenajes colocados detrás de la pantalla cerca de la parte inferior del muro. Si el terreno no está drenado adecuadamente, se puede presentar presiones hidrostáticas no deseables.

La pantalla de concreto en estos muros son por lo general relativamente delgadas, su espesor oscila alrededor de $(1/10)$ de la altura del muro, y depende de las fuerzas cortante y momentos flectores originados por el empuje de tierra. El espesor de la corona debe ser lo suficientemente grande para permitir la colocación del concreto fresco, generalmente se emplean valores que oscilan entre 20 y 30 cm.

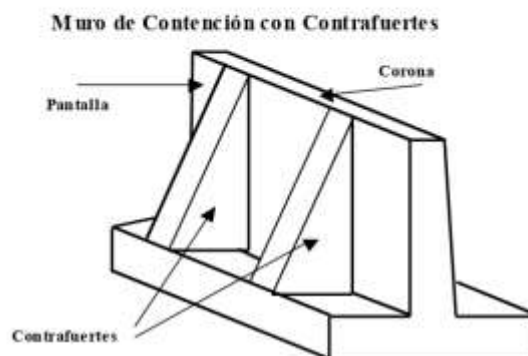
El espesor de la base es función de las fuerzas cortantes y momentos flectores de las secciones situadas delante y detrás de la pantalla, por lo tanto, el espesor depende directamente de la posición de la pantalla en la base, si la dimensión de la puntera es de aproximadamente $1/3$ del ancho de la base, el espesor de la base generalmente queda dentro del intervalo de $1/8$ a $1/12$ de la altura del muro.



3.3. Muros con contrafuertes: Los contrafuertes son uniones entre la pantalla vertical del muro y la base. La pantalla de estos muros resiste los empujes trabajando como losa continua apoyada en los contrafuertes, es decir, el refuerzo principal en el muro se coloca horizontalmente, son muros de concreto armado, económicos para alturas mayores a 10 metros.

En la figura 9, se muestra una vista parcial de un muro con contrafuertes, tanto la pantalla como los contrafuertes están conectados a la losa de fundación. Los contrafuertes se pueden colocar en la cara interior de la pantalla en contacto con la tierra o en la cara exterior donde estéticamente no es muy conveniente.

Los muros con contrafuertes representan una evolución de los muros en voladizo, ya que al aumentar la altura del muro aumenta el espesor de la pantalla, este aumento de espesor es sustituido por los contrafuertes; la solución conlleva un armado, encofrado y vaciado más complejo.



4. DRENAJES

En la práctica se ha observado que los muros de contención fallan por una mala condición del suelo de fundación y por un inadecuado sistema de drenaje. Determinar cuidadosamente la resistencia y compresibilidad del suelo de fundación, así como el estudio detallado de los flujos de agua superficiales y subterráneos son aspectos muy importantes en el proyecto de muros de contención.

Cuando parte de la estructura del muro de contención se encuentra bajo el nivel freático, bien sea de manera ocasional o permanente, la presión del agua actúa adicionalmente sobre él. En la zona sumergida la presión es igual a la suma de la presión hidrostática más la presión del suelo calculada con la expresión más conveniente de empuje efectivo, de manera que la presión resultante es considerablemente superior a la obtenida en la condición de relleno no sumergido. Esta situación ha sido ignorada por muchos proyectistas y es una de las causas de falla más comunes en muros de contención. En consecuencia resulta más económico proyectar muros de contención que no soporten empujes hidrostáticos, colocando drenes ubicados adecuadamente para que canalicen el agua de la parte interior del muro a la parte exterior, tal como se muestra en las figuras 10 y 11.

En condiciones estables de humedad, las arcillas contribuyen a disminuir el empuje de tierra, sin embargo, si estas se saturan, generan empujes muy superiores a los considerados en el análisis. Por esta razón es conveniente colocar material granular ($\phi > 0$) como relleno en los muros de contención.

Las estructuras sumergidas o fundadas bajo el nivel freático, están sujetas a empujes hacia arriba, denominado sub-presión. Si la sub-presión equilibra parte del peso de las estructuras, es beneficiosa ya que disminuye la presión de contacto estructura-suelo, pero si la sub-presión supera el peso de estructura, se produce una resultante neta hacia arriba la cual es equilibrada por la fricción entre las paredes de la estructura y el suelo. Esta fricción

puede ser vencida inmediatamente al saturarse el suelo, produciendo la emersión de la estructura.



5. ESTABILIDAD

El análisis de la estructura contempla la determinación de las fuerzas que actúan por encima de la base de fundación, tales como empuje de tierra, peso propio, peso de la tierra de relleno, cargas y sobrecargas con la finalidad de estudiar la estabilidad al volcamiento y deslizamiento, así como el valor de las presiones de contacto.

El peso propio del muro: esta fuerza actúa en el centro de gravedad de la sección, y puede calcularse de manera fácil subdividiendo la sección del muro en áreas parciales sencillas y de propiedades geométricas conocidas.

La presión que la tierra ejerce sobre el muro que la contiene mantiene una relación directa con el desplazamiento del conjunto, en el estado natural si el muro no se mueve se dice que existe presión de reposo; si el muro se mueve alejándose de la tierra o cede, la presión disminuye hasta una condición mínima denominada presión activa. Si el muro se desplaza contra la tierra, la presión sube hasta un máximo denominado presión pasiva.

En la figura 12, se muestra la variación del coeficiente de presión de tierras K , en función de la rotación del muro (NSR-98).

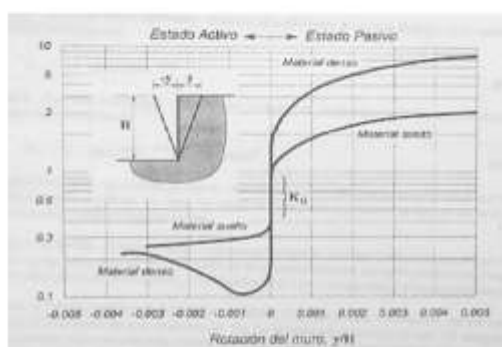


Figura 12

El diseño suele empezar con la selección de dimensiones tentativas para luego verificar la estabilidad de esa configuración. Por conveniencia, cuando el muro es de altura constante, puede analizarse un muro de longitud unitaria, de no resultar la estructura seleccionada satisfactoria, se modifican las dimensiones y se efectúan nuevas verificaciones hasta lograr la estabilidad y la resistencia requerida.

En un muro pueden fallar las partes individuales por no ser suficientemente fuertes para resistir las fuerzas que actúan, para diseñar contra esta posibilidad se requiere la determinación de espesores y refuerzos necesarios para resistir los momentos y cortantes.

En el caso de muros de contención de concreto armado, se puede emplear los procedimientos comúnmente utilizados para dimensionar y reforzar, que son estipulados por el Código ACI, o por la Norma Venezolana 1753-2006 para el proyecto y construcción de obras en concreto estructural.

5.1. Método de los Esfuerzos Admisibles o Estado Límite de Servicio: Las estructuras y elementos estructurales se diseñarán para tener en todas las secciones una resistencia mayor o igual a la resistencia requerida R_u , la cual se calculará para cargas y fuerzas de servicio según las combinaciones que se estipulen en las normas.

En el método de los esfuerzos admisibles, se disminuye la resistencia nominal dividiendo por un factor de seguridad **FS** establecido por las normas o especificaciones técnicas.

$$R_u \leq R_{adm} \quad (3)$$

$$R_{adm} \leq \frac{R_n}{FS} \quad (4)$$

R_n = Resistencia nominal, correspondiente al estado limite de agotamiento resistente, sin factores de minoración. Esta resistencia es función de las características mecánicas de los materiales y de su geometría.

R_{adm} = Resistencia admisible.

Se estudia la estabilidad al volcamiento, al deslizamiento y las presiones de contacto originadas en la interfase suelo-muro.

5.1.1. Estabilidad al volcamiento y deslizamiento: La Norma COVENIN-MINDUR 2002-88, fijó, para verificar la estabilidad al volcamiento y al deslizamiento un $FS \geq 1,5$ para todas las combinaciones de carga, sin embargo, la Norma COVENIN-MINDUR 1756-98 (Rev. 2001) establece que para combinaciones donde se incluya el sismo se puede tomar $FS \geq 1,4$. Para estudiar la estabilidad al volcamiento, los momentos se toman respecto a la arista inferior de la zapata en el extremo de la puntera.

La relación entre los momentos estabilizantes M_e , producidos por el peso propio del muro y de la masa de relleno situada sobre el talón del mismo y los momentos de volcamiento M_v , producidos por los empujes del terreno, se conoce como factor de seguridad al volcamiento FS_v , esta relación debe ser mayor de 1,5.

$$FS_v = \frac{M_e}{M_v} \geq 1,5 \quad (5)$$

La componente horizontal del empuje de tierra debe ser resistida por las fuerzas de roce entre el suelo y la base del muro. La relación entre las fuerzas resistentes y las actuantes o deslizantes (empuje), se conoce como factor de seguridad al deslizamiento FS_d , esta relación debe ser mayor de 1,5. Es común determinar esta relación sin considerar el empuje pasivo que pudiera presentarse en la parte delantera del muro, a menos que se garantice éste durante toda la vida de la estructura. Para evitar el deslizamiento se debe cumplir:

$$FS_d = \frac{F_r}{E_h} \geq 1,5 \quad (6)$$

$$F_r = \mu (R_v + E_v) + c' \cdot B + E_p \quad (7)$$

$$\mu = \tan \delta \quad (8)$$

$$c' = (0,5 \text{ a } 0,7) \cdot c \quad (9)$$

donde, F_r es la fuerza de roce, E_h es componente horizontal del empuje, R_v es la resultante de las fuerzas verticales, E_v es la componente vertical del empuje, B es el ancho de la base del muro, c' es el coeficiente de cohesión corregido o modificado, c es el coeficiente de cohesión del suelo de fundación, E_p es el empuje pasivo (si el suelo de la puntera es removible, no se debe tomar en cuenta este empuje), μ es el coeficiente de fricción suelo-muro, δ el ángulo de fricción suelo-muro, a falta de datos precisos, puede tomarse:

$$\delta = \left(\frac{2}{3} \phi \right) \quad (10)$$

5.1.2. Presiones de contacto: La capacidad admisible del suelo de fundación σ_{adm} debe ser mayor que el esfuerzo de compresión máximo o presión de contacto σ_{max} transferido al terreno por el muro, para todas las combinaciones de carga:

$$\sigma_{adm} \geq \sigma_{max} \quad (11)$$

$$\sigma_{adm} \leq \frac{q_{ult}}{FS_{cap. portante}} \quad (12)$$

$FS_{cap. portante}$ es el factor de seguridad a la falla por capacidad del suelo, este valor no debe ser menor que tres para cargas estáticas, $FS_{cap. portante} \geq 3$, y para cargas dinámicas de corta duración no menor que dos, $FS_{cap. portante} \geq 2$. En caso que la información geotécnica disponible sea σ_{adm} para cargas estáticas, se admite una sobre resistencia del suelo de 33% para cargas dinámicas de corta duración.

En los muros corrientes, para que toda el área de la base quede teóricamente sujeta a compresión, la fuerza resultante de la presión del suelo originada por sistema de cargas debe quedar en el tercio medio. De los aspectos mencionados anteriormente podemos decir que no se debe exceder la resistencia admisible del suelo, y la excentricidad e_x de la fuerza resultante vertical R_v , medida desde el centro de la base del muro B , no debe exceder del sexto del ancho de ésta, en este caso el diagrama de presiones es trapezoidal. Si la excentricidad excede el sexto del ancho de la base (se sale del tercio medio), la presión máxima sobre el suelo debe recalcularse, ya que no existe compresión en toda la base, en este caso el diagrama de presión es triangular, y se acepta que exista redistribución de presiones de tal forma que la resultante R_v coincida con el centro de gravedad del triángulo de presiones.

En ambos casos las presiones de contacto por metro de ancho de muro se pueden determinar con las expresiones 15 a 18 según sea el caso. En la figura 13 se muestran ambos casos de presiones de contacto.

$$e_x = \left(\frac{B}{2} - X_r \right) \quad (13)$$

$$X_r = \frac{M_s - M_v}{R_v} \quad (14)$$

X_r es la posición de la resultante medida desde el extremo inferior de la arista de la puntera del muro.

Si: $e_x \leq B/6$

$$\sigma_{max} = \frac{R_v}{B} \left(1 + \frac{6 \cdot e_x}{B} \right) \quad (15)$$

$$\sigma_{min} = \frac{R_v}{B} \left(1 - \frac{6 \cdot e_x}{B} \right) \quad (16)$$

Si: $B/6 \leq e_x \leq B/2$

$$\sigma_{\max} = \frac{2 \cdot R_v}{3 \cdot \left(\frac{B}{2} - |e_x| \right)} \quad (17)$$

$$\sigma_{\min} = 0 \quad (18)$$

Es buena práctica lograr que la resultante se localice dentro del tercio medio, ya que las presiones de contacto son más uniformes, disminuyendo el efecto de asentamientos diferenciales entre la puntera y el talón.

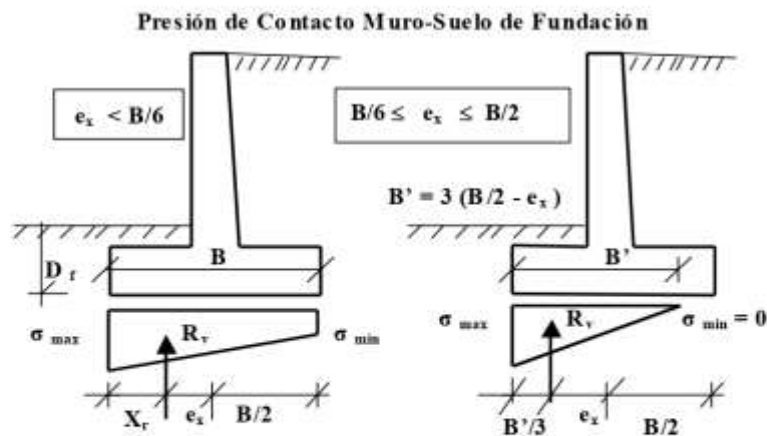


Figura 13

En general dos criterios pueden ser útiles para dimensionar la base:

1. La excentricidad de la fuerza resultante, medida respecto al centro de la base, no debe exceder el sexto de ella.
2. La presión máxima de contacto muro-suelo de fundación, no debe exceder la presión admisible o capacidad de carga del suelo de fundación.

Según recomendaciones de la norma AASHTO 2002, la profundidad de fundación D_f no será menor de 60 cm (2 pies) en suelos sólidos, sanos y seguros. En otros casos y en terrenos inclinados la D_f no será menor de 120 cm (4 pies).

En zonas donde la temperatura llega a alcanzar valores bajo cero grados centígrados, la profundidad de fundación debe ser suficiente para evitar los movimientos producidos por la congelación y el deshielo del agua contenida en el suelo, este fenómeno ocurre más intensamente en la superficie de suelo, decreciendo con la profundidad.

La base debe encontrarse debajo de la zona de cambios de volúmenes ocasionados por las variaciones de humedad del suelo, especialmente si existen arcillas expansivas. En muchos casos es necesario fundar a profundidades mayores que los valores mínimos, donde el estrato de suelo tenga una capacidad de carga adecuada para resistir las presiones de contacto que origina el muro de contención.

Los sismos aplican cargas dinámicas de corta duración a las fundaciones, las altas tasas de deformación unitaria asociadas a este tipo de carga, pueden inducir efectos que modifican la resistencia al corte. En general, la resistencia al esfuerzo cortante aumenta con la tasa de aplicación de la carga, por lo que la capacidad admisible es mayor para cargas dinámicas que para cargas estáticas, esta propiedad puede ser utilizada en el análisis y diseño de muros de contención cuando se empleen cargas sísmicas.

Particular atención debe tenerse cuando se trate de arenas sueltas saturadas, el problema de licuación o licuefacción es precedente al de capacidad de carga. Cuando se vibra una arena seca ó húmeda, ésta se densifica, pero si está saturada, la tendencia a disminuir el volumen incrementa la presión de poros, si esta se hace igual a la presión total resulta en esfuerzos efectivos nulos, en consecuencia la resistencia al corte se pierde completamente, transformándose la arena en un fluido (arena movediza).

El fenómeno de la licuación es una de las causas de daños a estructuras durante los terremotos, hundiéndose o asentándose estructuras completas en el subsuelo. Este fenómeno ocurre en arenas finas poco densas, con valores del ensayo de penetración normal (SPT) menores de 25 golpes / pie, y con un 10% de sus granos con diámetros entre 0,01 y 0,25 mm.

Se recomienda que las capas de suelo potencialmente licuables no sean usadas directamente como capas de soporte, a menos que sean tratadas debidamente para minimizar dicho efecto. Una técnica comúnmente utilizada es la de densificación de las capas de suelo, o el uso de fundaciones profundas tipo pilotes, que evitan los asentamientos o fallas durante un terremoto.

5.2. Método del Estado Límite de Agotamiento Resistente: Las estructuras y elementos estructurales se diseñaran para tener en todas las secciones una resistencia de diseño mayor o igual a la resistencia requerida, la cual se calculará para cargas y fuerzas mayoradas y según las combinaciones que se estipulen en las normas.

El método de diseño del Código ACI y aceptado por la mayoría de nuestras normas es el llamado diseño a la rotura ó del Estado Límite de Agotamiento Resistente, el cual mayor a las cargas de servicio para obtener la resistencia requerida, que debe ser menor que la resistencia nominal reducida por un factor de minoración de las resistencia Φ .

$$R_u \leq \Phi \cdot R_n \quad (19)$$

R_n es la resistencia última.

El método del Estado Límite de Agotamiento Resistente ó de diseño a la rotura, el factor de seguridad se incorpora de dos formas, la primera a través de la mayoración de cargas de servicio por medio de factores de carga y la segunda por medio del factor de minoración de la resistencia Φ .

Las cargas o solicitaciones multiplicadas por los factores de carga se les denominan cargas o solicitaciones últimas de diseño U , la carga o sollicitación U será la mayor de las siguientes combinaciones, o la que produzca el efecto más desfavorable:

Muerta y viva:

$$U = 1,2 CP + 1,6 CV \quad (20)$$

Muerta, viva y empuje de tierra:

$$U = 1,2 CP + 1,6 CV + 1,6 CE \quad (21)$$

$$U = 0,90 CP + 1,6 CE \quad (22)$$

Muerta, viva, empuje de tierra y sismo:

$$U = 1,1 CP + CV + ED \pm S \quad (23)$$

$$U = 0,90 CP + ED \pm S \quad (24)$$

CP es el efecto debido a las cargas permanentes, CV el efecto debido a cargas variables, S el efecto debido a las acciones sísmicas diferentes al empuje del terreno, pero considerando la fuerza inercial del muro, CE el efecto estático del empuje de tierra y ED el efecto dinámico del empuje de tierra.

Se estudia la estabilidad al volcamiento, al deslizamiento y las presiones de contacto de los muros de contención empleando el método del Estado Límite de Agotamiento Resistente.

5.2.1. Estabilidad al volcamiento y deslizamiento: La estabilidad al volcamiento se determina por medio de la siguiente ecuación, 0,70 representa aproximadamente el inverso del factor de seguridad de 1,5 utilizado en el método de esfuerzos admisibles.

$$\sum M_u \leq 0,70 \sum M_r \quad (25)$$

$\sum M_u$ = Sumatoria de momentos últimos actuantes.

$\sum M_r$ = Sumatoria de momentos últimos resistentes.

Por el método del estado límite de agotamiento resistente se debe verificar que las fuerzas horizontales originadas por el empuje de tierras, no excedan las fuerzas resistentes al deslizamiento dada por la siguiente ecuación:

$$V_u \leq 0,80 \cdot (\mu \cdot N_u + c \cdot A) \quad (26)$$

V_u = Fuerza de corte última horizontal resultante de los empujes de tierra y de la fuerza inercial del muro.

N_u = Fuerza última normal al área de contacto, resultante de pesos, cargas y sobrecargas que actúan simultáneamente con V_u .

A = Área de contacto de la fundación, para una longitud de muro unitaria es igual a B .

5.2.2. Presiones de contacto: Las presiones últimas de contacto q_u no deben exceder la capacidad de soporte última resistente del suelo de fundación q_{ult} :

$$q_u \leq 0,6 \cdot q_{ult} \quad (27)$$

5.2.3. Factor de reducción Φ : Es un factor de seguridad que provee de cierto margen de reserva de resistencia a la sección, de manera que permite prever posibles fallas del comportamiento estructural de la pieza, del control de calidad en la fabricación, de estimaciones y uso de cargas y sobrecargas.

En la tabla 2, se muestran algunos valores del factor Φ , indicados en la Norma Venezolana 1753-2006 para el proyecto y construcción de obras en concreto estructural.

TABLA 2. Factor de Minoración de la Resistencia Φ

Tipo de Solicitación	Φ
Flexión sin carga axial	0,90
Flexión En Ménsulas	0,75
Tracción axial	0,90
Corte y Torsión	0,75
Aplastamiento del concreto	0,65
Flexión de concreto sin armar	0,55
Compresión axial con o sin flexión:	
Columnas zunchadas	0,70
Columnas con estribos	0,65

6. INCUMPLIMIENTO DE LAS CONDICIONES DE ESTABILIDAD

En caso de no cumplir con la estabilidad al volcamiento y/o con las presiones de contacto, se debe redimensionar el muro, aumentando el tamaño de la base.

Si no se cumple con la estabilidad al deslizamiento, debe modificarse el proyecto del muro, para ello hay varias alternativas:

1. Colocar dentellón o diente que se incruste en el suelo, de tal manera que la fricción suelo-muro cambie en parte por fricción suelo-suelo, generando empuje pasivo frente al dentellón. En la figura 14, se muestra un muro de contención con dentellón en la base. Se recomienda colocar el dentellón a una distancia $2 \cdot H_d$ medida desde el extremo de la puntera, H_d es la altura del dentellón y suele escogerse en la mayoría de los casos mayor o igual que el espesor de la base.

2. Aumentar el tamaño de la base, para de esta manera incrementar el peso del muro y la fricción suelo de fundación–muro.
3. Hacer uso del empuje pasivo E_p , su utilización debe ser objeto de consideración, puesto que para que éste aparezca deben ocurrir desplazamientos importantes del muro que pueden ser incompatibles con las condiciones de servicio, además se debe garantizar la permanencia del relleno colocado sobre la puntera del muro, de no poderse garantizar durante toda la vida útil del muro, solo se podrá considerar el empuje pasivo correspondiente a la altura del dentellón.

Generalmente se considera más efectivo el uso del dentellón que el aumento del tamaño de la base. Para el mismo volumen de concreto, resulta la segunda alternativa más económica. La excavación para el dentellón, es posible que se altere el subsuelo, originando en algunos casos más daño que provecho.

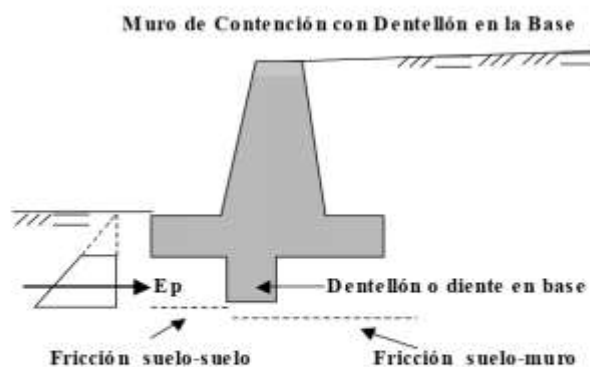


Figura 14

Si el dentellón es muy corto, se corre el riesgo de sobrestimar la fuerza de roce adicional, por esta razón, la fuerza de roce adicional lograda por el uso del dentellón, no puede ser mayor que el empuje pasivo generado frente él; bajo ésta circunstancia, esta fuerza puede determinarse solamente evaluando la resistencia pasiva.

Si el muro de contención se apoya sobre un suelo rocoso, el uso del dentellón resulta ser un medio muy efectivo para generar resistencia adicional al deslizamiento.

7. VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA A CORTE Y FLEXIÓN DE LOS ELEMENTOS QUE COMPONEN EL MURO (PANTALLA Y ZAPATA)

Una vez revisada la estabilidad al volcamiento, deslizamiento, presiones de contacto y estando conformes con ellas, se debe verificar que los esfuerzos de corte y de flexión en las secciones críticas de la pantalla y la zapata del muro no sean superiores a los máximos establecidos por las normas.

La verificación se basa en cargas mayoradas, utilizando los coeficientes que factoran las cargas propuestos por el código ACI, indicados anteriormente en el Método del Estado Límite de Agotamiento Resistente.

7.1. Verificación de los esfuerzos de corte: La resistencia al corte de las secciones transversales debe estar basada en:

$$V_u \leq \Phi \cdot V_n \quad (28)$$

donde, V_u es la fuerza cortante mayorada en la sección considerada y V_n es la resistencia al corte nominal calculada mediante:

$$V_n = V_c + V_s \quad (29)$$

donde, V_c es la resistencia al corte proporcionada por el concreto, y V_s es la resistencia al corte proporcionada por el acero de refuerzo, se considera que la resistencia al corte la aporta solo el concreto, ya que en los muros de contención no se estila colar acero de refuerzo por corte, es decir, $V_s = 0$.

El código ACI 318S-05, indica que la resistencia al cortante para elementos sujetos únicamente a cortante y flexión puede calcularse con la siguiente ecuación:

$$V_c = 0,53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (30)$$

f'_c es la resistencia especificada a la compresión del concreto en Kg/cm^2 , b_w es el ancho del alma de la sección, en cm, en nuestro caso como se analizan los muros en fajas de 1m de ancho, $b_w = 100$ cm, d es la altura útil medida desde la fibra extrema mas comprimida al centroide del acero de refuerzo longitudinal en tensión, en cm.

La Norma Venezolana 1753-2006 para el proyecto y construcción de obras en concreto estructural, indica que la resistencia al corte para miembros sometidos únicamente a corte y flexión es similar a la propuesta por el código ACI 318S-05:

$$V_c = 0,53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (31)$$

La altura útil d depende directamente del recubrimiento mínimo, que es la protección de concreto para el acero de refuerzo contra la corrosión. El código ACI 318S-05, indica que al acero de refuerzo se le debe proporcionar el recubrimiento mínimo de concreto indicado en la tabla 3.

En ambientes corrosivos u otras condiciones severas de exposición, se debe aumentar adecuadamente el espesor de la protección de concreto, y tomar en cuenta la densidad y no la porosidad del concreto de protección, o proporcionar otro tipo de protección.

TABLA 3. Recubrimientos mínimos de concreto para el acero de refuerzo

Características del ambiente	Recubrimiento mínimo (cm)
Concreto colado en contacto con el suelo y permanentemente expuesto a él	7,5
Concreto expuesto al suelo o a la acción del clima:	
Varillas del # 6 al 18	5
Varillas del # 5 o 1 y menores	4
Concreto no expuesto a la acción del clima ni en contacto con el suelo:	
Losas, Muros, Nervaduras:	
Varillas del # 14 al 18	4
Varillas del # 11 o menores	2
Vigas, columnas	
Refuerzo principal, estribos y espirales	4
Cascarones y placas plegadas	
Varillas del # 6 o mayores	2
Varillas del # 5 o menores	1,5

7.2. Verificación de los esfuerzos de flexión: La resistencia a flexión de las secciones transversales debe estar basada en:

$$M_u \leq \Phi \cdot M_n \quad (32)$$

M_u es el momento flector mayorado en la sección considerada y M_n es el momento nominal resistente.

En elementos sujetos a flexión el porcentaje de refuerzo en tensión o cuantía de la armadura en tracción ρ_{max} , no debe exceder del 0,75 de la cuantía de armadura balanceada ρ_b que produce la condición de deformación balanceada en secciones sujetas a flexión sin carga axial. Para lograr secciones menos frágiles en zonas sísmicas ρ_{max} no debe exceder de 0,50 de ρ_b . La máxima cantidad de refuerzo en tensión de elementos sujetos a flexión esta limitada con el fin de asegurar un nivel de comportamiento dúctil.

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad (33)$$

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_b \quad \text{Zona no sísmica} \quad (34)$$

$$\rho_{max} = 0,50 \cdot \rho_b \quad \text{Zona sísmica} \quad (35)$$

A_s es el área de acero de refuerzo en tensión en cm^2 , b el ancho de la cara en compresión del elemento en cm, y d la altura útil en cm.

La condición de deformación balanceada existe en una sección transversal, cuando el acero de refuerzo por tensión alcanza la deformación ϵ_s correspondiente a su resistencia especificada a la fluencia F_y , al mismo tiempo que el concreto en compresión alcanza su deformación de rotura supuesta $\epsilon_c = 0,003$.

Profundidad del eje neutro para la condición balanceada c_b :

$$c_b = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_s + \epsilon_c} \cdot d \quad (36)$$

Para aceros de $F_y = 4.200 \text{ Kg/cm}^2$ y con el módulo de elasticidad $E_s = 2.100.000 \text{ Kg/cm}^2$, se tiene que la deformación de fluencia es de $\epsilon_s = 0,002$. Sustituyendo en la ecuación (36) resulta:

$$c_b = 0,60 \cdot d \quad (37)$$

El esfuerzo del concreto de $0,85 \cdot f'_c$ se supondrá distribuido en la zona de compresión equivalente (diagrama de Whitney) tal como se muestra en la figura 15, limitado por los extremos de la sección transversal y una línea recta paralela al eje neutro, a una distancia a_b conocida como profundidad del bloque de compresión balanceado, medida a partir de la fibra de deformación máxima de compresión.

$$a_b = \beta_1 \cdot c_b \quad (38)$$

$$\begin{cases} \beta_1 = 0,85 & \text{para } f'_c \leq 280 \text{ Kg/cm}^2 \\ \beta_1 = 1,05 - \frac{f'_c}{1400} & \text{para } f'_c > 280 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases} \quad (39)$$

Para concretos con resistencia $f'_c < 280 \text{ Kg/cm}^2$, y reemplazando (37) en (38):

$$a_b = 0,85 \cdot c_b = 0,51 \cdot d \quad (40)$$

En un elemento de sección transversal rectangular, el equilibrio de fuerzas horizontales en la sección balanceada, Compresión = Tracción, se obtiene para las condiciones máximas:

En zonas no sísmicas, la profundidad máxima del bloque de compresión a_{max} :

$$a_{max} = 0,75 \cdot 0,51 \cdot d = 0,3825 \cdot d \quad (41)$$

En zonas sísmicas, la profundidad máxima del bloque de compresión a_{max} :

$$a_{max} = 0,50 \cdot 0,51 \cdot d = 0,255 \cdot d \quad (42)$$

El momento nominal resistente M_n :

$$M_n = C \cdot z \quad (43)$$

C es la fuerza de compresión máxima, z el brazo de palanca entre la fuerza de compresión y la fuerza de tracción, tal como se puede observar en la figura 15.

$$C = 0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot a_{um} \quad (44)$$

$$z = d - \frac{a_{um}}{2} \quad (45)$$

En zonas no sísmicas:

$$M_u = 0,263 \cdot f_c \cdot b \cdot d^2 \quad (46)$$

En zonas sísmicas:

$$M_u = 0,189 \cdot f_c \cdot b \cdot d^2 \quad (47)$$

La altura útil efectiva requerida en una sección considerada, en zonas no sísmicas:

$$d \geq \sqrt{\frac{M_u}{0,263 \cdot \Phi \cdot f_c \cdot b}} \quad (48)$$

La altura útil efectiva requerida en una sección considerada, en zonas sísmicas:

$$d \geq \sqrt{\frac{M_u}{0,189 \cdot \Phi \cdot f_c \cdot b}} \quad (49)$$

Flexión en Vigas: equilibrio de fuerzas con Diagrama de Whitney

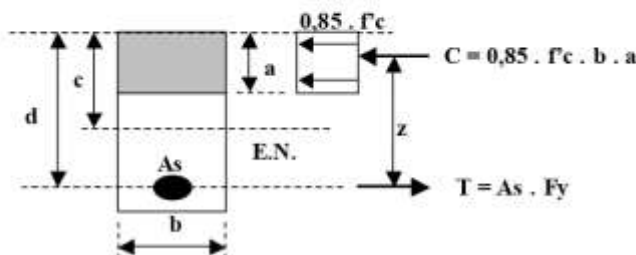


Figura 15

8. JUNTAS

Existen dos tipos de juntas, de construcción y de dilatación.

Durante la construcción de los muros de contención, el gran volumen de concreto requerido no se puede colocar en una sola colada, este proceso hay que hacerlo por etapas, generando juntas de construcción verticales y horizontales, que deben ser previstas. En este caso la superficie que deja la junta de construcción debe ser rugosa, con salientes y entrantes, de tal manera que se incremente la fricción en los planos en contacto, procurando garantizar la continuidad del material. En la figura 16 se muestran algunas juntas de construcción en muros de contención.

Los cambios de temperatura originan dilataciones y contracciones que hacen que el concreto se fisure y agriete. Las juntas de dilatación o de expansión, son utilizadas para disminuir la fisuración y el agrietamiento en el concreto como consecuencia de los cambios de temperatura ambiental y de la retracción del concreto. Estas juntas son necesarias si no se provee al muro de suficiente acero de refuerzo de temperatura y de retracción.

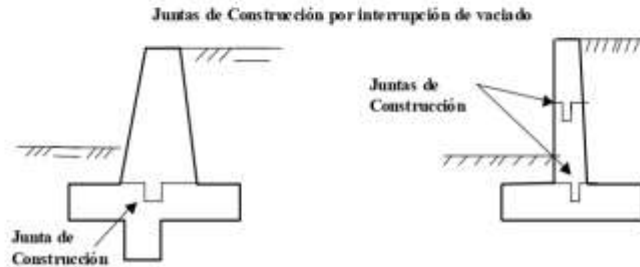


Figura 16

Se acostumbra rellenar las juntas con materiales elásticos de flexibilidad permanente, de tal manera que la junta se pueda abrir y cerrar sin presentar resistencia alguna, impidiendo además el paso de la humedad a través de ella.

La norma AASHTO 2002, establece que se deben colocar juntas de contracción a intervalos que no deben exceder los 9,15 m (30 pies) y para juntas de expansión no se debe exceder los 27,45 m (90 pies) para muros de gravedad o de concreto armado. En la figura 17 se muestran juntas de dilatación en muros de contención.

En nuestro país es práctica común colocar juntas de dilatación a intervalos de 10 m, no excediéndose de 25 m entre juntas. El tamaño de la abertura de la junta **J** comúnmente utilizado es de 2,5 cm (1"), el mínimo necesario se puede calcular de la siguiente manera:

$$J = \alpha \cdot \Delta t \cdot L \geq 2,5 \text{ cm} \quad (50)$$

α es el coeficiente de dilatación térmica, $\alpha = 1,7 \cdot 10^{-5} / ^\circ\text{C}$, Δt es la variación de temperatura y **L** la separación entre juntas de dilatación.

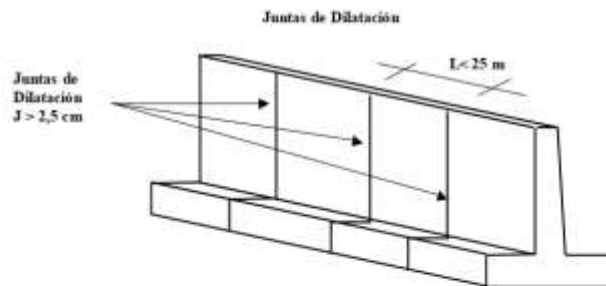


Figura 17

9. EVALUACION DEL EMPUJE DE TIERRAS

Los muros son estructuras cuyo principal objetivo es el de servir de contención de terrenos naturales o de rellenos artificiales. La presión del terreno sobre el muro está fundamentalmente condicionada por la deformabilidad de éste.

Para la evaluación del empuje de tierras deben tomarse en cuenta diferentes factores como la configuración y las características de deformabilidad del muro, las propiedades del relleno, las condiciones de fricción suelo-muro, de la compactación del relleno, del drenaje así como la posición del nivel freático.

La magnitud del empuje de tierras varía ampliamente entre el estado activo y el pasivo dependiendo de la deformabilidad del muro. En todos los casos se debe procurar que el material de relleno sea granular y de drenaje libre para evitar empujes hidrostáticos que pueden originar fuerzas adicionales no deseables.

Las presiones laterales se evaluarán tomando en cuenta los siguientes componentes:

- a) Presión estática debida a cargas gravitatorias.
- b) Presión forzada determinada por el desplazamiento del muro contra el relleno.
- c) Incremento de presión dinámica originado por el efecto sísmico.

Las presiones que el suelo ejerce sobre un muro aumentan como las presiones hidrostáticas en forma lineal con la profundidad. Para la determinación del empuje de tierra E se utilizará el método del fluido equivalente, con expresiones del tipo:

$$E = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) K \quad (51)$$

H es la altura del muro, γ es el peso específico del suelo contenido por el muro, el coeficiente de empuje de tierra K , se define como la relación entre el esfuerzo efectivo horizontal y el esfuerzo efectivo vertical en cualquier punto dentro de la masa de suelo.

$$K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad (52)$$

Para que se produzca el empuje activo o pasivo en el suelo, los muros de contención deben experimentar traslaciones o rotaciones alrededor de su base, que dependen de las condiciones de rigidez (altura y geometría) del muro y de las características del suelo de fundación.

El movimiento del tope del muro requiere para alcanzar la condición mínima activa o la condición máxima pasiva, un desplazamiento Δ por rotación o traslación lateral de éste, los valores límites de desplazamiento relativo requerido para alcanzar la condición de presión de tierra mínima activa o máxima pasiva se muestran en la tabla 4 (AASHTO 2005, LRFD).

TABLA 4. Valores de movimiento relativo Δ/H para alcanzar la condición mínima Activa y máxima Pasiva de presión de tierras

Tipo de suelo	Valores de Δ/H	
	Activa	Pasiva
Arena densa	0,001	0,01
Arena medianamente densa	0,002	0,02
Arena suelta	0,004	0,04
Limo compacto	0,002	0,02
Arcilla compacta	0,010	0,05

Los empujes laterales están referidos al movimiento en esta dirección que permite el muro, si éste se mueve alejándose de la masa de suelo origina condiciones de empuje activo, si permanece sin movimiento origina condiciones de empuje de reposo, estos dos casos representan el estado de presión estática, y si se mueve hacia adentro de la masa de suelo origina una condición de empuje pasivo, que representa un estado de presión forzada.

9.1. PRESIÓN ESTÁTICA

La presión estática puede ser de reposo o activa.

9.1.1. Empuje de Reposo: Cuando el muro o estribo está restringido en su movimiento lateral y conforma un sólido completamente rígido, la presión estática del suelo es de reposo y genera un empuje total E_0 , aplicado en el tercio inferior de la altura, en la figura 18 se muestra un muro de contención con diagrama de presiones de reposo.

$$E_0 = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) K_0 \quad (53)$$

K_0 es el coeficiente de presión de reposo.

Para suelos normales o suelos granulares se utiliza con frecuencia para determinar el coeficiente de empuje de reposo la expresión de Jaky (1944):

$$K_0 = 1 - \text{Sen } \phi \quad (54)$$

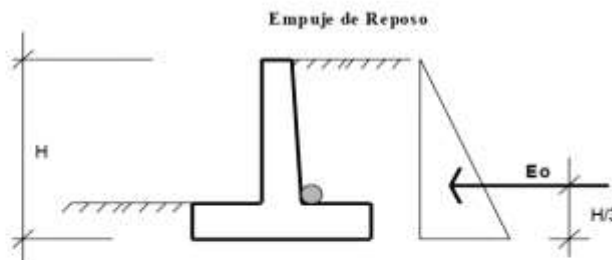


Figura 18

En la tabla 5 se presenta diferentes valores de coeficientes de reposo para varios tipos de suelos.

TABLA 5. Valores de K_0 para varios tipos de suelos.

Tipo de Suelo	K_0
Arena Suelta	0.4
Arena Densa	0.6
Arena Compactada en Capas	0.8
Arcilla Blanda	0.6
Arcilla Dura	0.5

Un elemento diferencial ubicado a una profundidad z de la superficie del suelo, se encuentra impedido de dilatarse por el suelo que lo rodea, dando origen a una compresión horizontal uniforme en todas las direcciones del plano, que recibe el nombre de empuje de reposo. En la figura 19 se muestra el estado de esfuerzos que actúa en un elemento diferencial ubicado a una cierta profundidad en una masa semi-infinita de suelo.

La relación de Poisson ν permite generalizar la ley de Hooke en caso de esfuerzos en tres ejes ortogonales.

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} \{ \sigma_x - \nu (\sigma_y + \sigma_z) \} \quad (55)$$

$$\varepsilon_y = \frac{1}{E} \{ \sigma_y - \nu (\sigma_x + \sigma_z) \} \quad (56)$$

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} \{ \sigma_z - \nu (\sigma_x + \sigma_y) \} \quad (57)$$

En el elemento diferencial, el esfuerzo vertical σ_z es:

$$\sigma_z = -\gamma z \quad (58)$$

Los esfuerzos horizontales σ_x , σ_y aparecen por contacto con elementos laterales vecinos que impiden que el suelo se expanda en esa dirección, existiendo deformación solo en le eje vertical:

$$\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0 \quad (59)$$

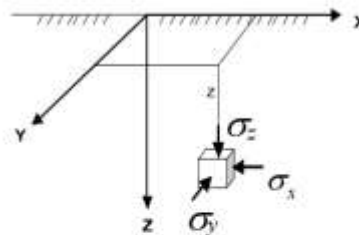


Figura 19

Sustituyendo en las ecuaciones (55, 56 y 57), las ecuaciones (58 y 59) y considerando que no hay fricción en las caras del elemento diferencial, se obtiene:

$$\sigma_x = \sigma_y = \left(\frac{\nu}{1-\nu} \right) \sigma_z \quad (60)$$

Una condición similar se presenta en un suelo que se apoya sobre un muro inmóvil y sin fricción. El coeficiente de empuje de reposo en función de ν :

$$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (61)$$

El proceso de compactación genera sobre las estructuras empujes superiores a la condición activa, pareciéndose la presión generada por esta actividad a la condición de reposo.

En la tabla 6 se presentan valores de ν para varios tipos de suelo.

TABLA 6. Módulo de Poisson aproximado para diferentes tipos de suelos

Tipo de Suelo	ν
Arena Suelta	0,20 a 0,35
Arena Densa	0,30 a 0,40
Arena Fina	0,25
Arena Gruesa	0,15
Arcilla Arenosa	0,20 a 0,35
Arcilla Húmeda	0,10 a 0,30
Arcilla Saturada	0,45 a 0,50
Limo	0,30 a 0,35
Limo Saturado	0,45 a 0,50

9.1.2. Empuje Activo: Cuando la parte superior de un muro o estribo se mueve suficientemente como para que se pueda desarrollar un estado de equilibrio plástico, la presión estática es activa y genera un empuje total E_a , aplicada en el tercio inferior de la altura. En la figura 20 se muestra un muro de contención con diagrama de presión activa.

$$E_a = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) K_a \quad (62)$$

K_a es el coeficiente de presión activa.

El coeficiente de presión activa se puede determinar con las teorías de Coulomb o Rankine para suelos granulares; en ambas teorías se establecen hipótesis que simplifican el problema y conducen a valores de empuje que están dentro de los márgenes de seguridad aceptables.

9.1.2.1. Ecuación de Coulomb: En el año 1773 el francés Coulomb publicó la primera teoría racional para calcular empujes de tierra y mecanismos de falla de masas de suelo, cuya validez se mantiene hasta hoy día, el trabajo se tituló: "Ensayo sobre una aplicación de las reglas de máximos y mínimos a algunos problemas de Estática, relativos a la Arquitectura".

La teoría supone que el empuje se debe a una cuña de suelo limitada por la cara interna del muro, la superficie de relleno y una superficie de falla que se origina dentro del relleno que se supone plana.

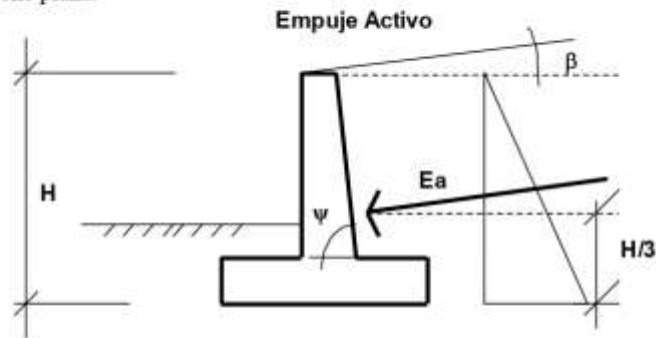


Figura 20

La teoría de Coulomb se fundamenta en una serie de hipótesis que se enuncian a continuación:

1. El suelo es una masa homogénea e isotrópica y se encuentra adecuadamente drenado como para no considerar presiones intersticiales en él.
2. La superficie de falla es planar.
3. El suelo posee fricción, siendo ϕ el ángulo de fricción interna del suelo, la fricción interna se distribuye uniformemente a lo largo del plano de falla.
4. La cuña de falla se comporta como un cuerpo rígido.
5. La falla es un problema de deformación plana (bidimensional), y se considera una longitud unitaria de un muro infinitamente largo.
6. La cuña de falla se mueve a lo largo de la pared interna del muro, produciendo fricción entre éste y el suelo, δ es el ángulo de fricción entre el suelo y el muro.
7. La reacción E_a de la pared interna del muro sobre el terreno, formará un ángulo δ con la normal al muro, que es el ángulo de rozamiento entre el muro y el terreno, si la pared interna del muro es muy lisa ($\delta = 0^\circ$), el empuje activo actúa perpendicular a ella.
8. La reacción de la masa de suelo sobre la cuña forma un ángulo ϕ con la normal al plano de falla.

El coeficiente K_a según Coulomb es:

$$K_a = \frac{\text{Sen}^2(\psi + \phi)}{\text{Sen}^2\psi \cdot \text{Sen}(\psi - \delta) \left[1 + \frac{\text{Sen}(\phi + \delta) \cdot \text{Sen}(\phi - \beta)}{\text{Sen}(\psi - \delta) \cdot \text{Sen}(\psi + \beta)} \right]^2} \quad (63)$$

ψ = Ángulo de la cara interna del muro con la horizontal.

β = Ángulo del relleno con la horizontal.

δ = Ángulo de fricción suelo-muro.

Siguiendo recomendaciones de Terzaghi, el valor de δ puede tomarse en la práctica como: $\left(\frac{\phi}{2} \leq \delta \leq \frac{2}{3}\phi\right)$ a falta de información se usa generalmente: $\left(\delta = \frac{2}{3}\phi\right)$.

Si la cara interna del muro es vertical ($\psi = 90^\circ$), la ecuación (63) se reduce a:

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi)}{\cos(\delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\phi + \delta) \cdot \text{Sen}(\phi - \beta)}{\cos(\delta) \cdot \cos(\beta)}} \right]^2} \quad (64)$$

Si el relleno es horizontal ($\beta = 0^\circ$), la ecuación (64) se reduce a:

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi)}{\cos(\delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\phi + \delta) \cdot \text{Sen}(\phi)}{\cos(\delta)}} \right]^2} \quad (65)$$

Si no hay fricción, que corresponde a muros con paredes muy lisas ($\delta = 0^\circ$), la ecuación (65) se reduce a:

$$K_a = \frac{1 - \text{Sen}\phi}{1 + \text{Sen}\phi} = \text{Tan}^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \quad (66)$$

La teoría de Coulomb no permite conocer la distribución de presiones sobre el muro, porque la cuña de tierra que empuja se considera un cuerpo rígido sujeto a fuerzas concentradas, resultantes de esfuerzos actuantes en áreas, de cuya distribución no hay especificación ninguna, por lo que no se puede decir nada dentro de la teoría respecto al punto de aplicación del empuje activo.

Coulomb supuso que todo punto de la cara interior del muro representa el pie de una superficie potencial de deslizamiento, pudiéndose calcular el empuje sobre cualquier porción superior del muro ΔE_a , para cualquier cantidad de segmentos de altura de muro.

Este procedimiento repetido convenientemente, permite conocer con la aproximación que se desea la distribución de presiones sobre el muro en toda su altura. Esta situación conduce a una distribución de presiones hidrostática, con empuje a la altura $H/3$ en muros con cara interior plana y con relleno limitado también por una superficie plana. Para los casos en que no se cumplan las condiciones anteriores el método resulta ser laborioso, para facilitararlo.

Terzaghi propuso un procedimiento aproximado, que consiste en trazar por el centro de gravedad de la cuña crítica una paralela a la superficie de falla cuya intersección con el respaldo del muro da el punto de aplicación deseado.

En la teoría de Coulomb el E_a actúa formando un ángulo δ con la normal al muro, por esta razón esta fuerza no es horizontal generalmente. El E_a será horizontal solo cuando la pared del muro sea vertical ($\psi = 90^\circ$) y el ángulo ($\delta = 0^\circ$). En tal sentido, las componentes horizontal y vertical del E_a se obtienen adecuando la expresión (62) según Coulomb de la siguiente manera:

$$E_{ah} = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) \cdot K_a \cdot \text{Cos } \omega \quad (67)$$

$$E_{av} = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) \cdot K_a \cdot \text{Sen } \omega \quad (68)$$

$$\omega = 90 + \delta - \psi \quad (69)$$

E_{ah} y E_{av} son las componentes horizontal y vertical del E_a .

Para valores de: $\psi = 90^\circ$ y $\delta = 0^\circ$, resulta: $\omega = 0^\circ$, $E_{ah} = E_a$ y $E_{av} = 0$.

9.1.2.2. Ecuación de Rankine: En el año 1857, el escocés W. J. Macquorn Rankine realizó una serie de investigaciones y propuso una expresión mucho más sencilla que la de Coulomb. Su teoría se basó en las siguientes hipótesis:

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

El coeficiente K_a según Rankine es:

$$K_a = \text{Cos } \beta \frac{\text{Cos } \beta - \sqrt{\text{Cos}^2 \beta - \text{Cos}^2 \phi}}{\text{Cos } \beta + \sqrt{\text{Cos}^2 \beta - \text{Cos}^2 \phi}} \quad (70)$$

Si en la ecuación (70), la inclinación del terreno es nula ($\beta = 0^\circ$), se obtiene una ecuación similar a la de Coulomb (ecuación 66) para el caso particular que ($\delta = \beta = 0^\circ$; $\psi = 90^\circ$), ambas teorías coinciden:

$$K_a = \frac{1 - \text{Sen } \phi}{1 + \text{Sen } \phi} = \text{Tan}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (71)$$

Para que la hipótesis de un muro sin fricción se cumpla el muro debe tener paredes muy lisas, esta condición casi nunca ocurre, sin embargo, los resultados obtenidos son aceptables ya que están del lado de la seguridad. En el caso de empuje activo la influencia del ángulo δ es pequeña y suele ignorarse en la práctica.

En la teoría de Rankine, se supone que la cara interna del muro es vertical ($\psi = 90^\circ$), y que el empuje de tierras es paralelo a la inclinación de la superficie del terreno, es decir, forma

un ángulo β con la horizontal, es este sentido, esta fuerza no es siempre horizontal. Las componentes horizontal y vertical del E_a se obtienen adecuando la expresión (62) según Rankine de la siguiente manera:

$$E_{ah} = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) \cdot K_a \cdot \cos \beta \quad (72)$$

$$E_{av} = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) \cdot K_a \cdot \sin \beta \quad (73)$$

Para valores de: $\beta = 0^\circ$, resulta: $E_{ah} = E_a$ y $E_{av} = 0$.

9.1.3. Empuje Intermedio: Para el diseño de muros de contención con condición intermedia entre empuje activo y empuje de reposo se debe hacer una consideración ponderada, para la altura del muro H , el coeficiente de empuje intermedio K_i , se puede determinar con la expresión siguiente, considerando una profundidad crítica $H_0 = 6 \text{ m}$.

$$\text{Si } H < H_0 \quad K_i = K_0 \left(1 - \frac{H}{H_0} \right) + K_a \left(\frac{H}{H_0} \right) \quad (74)$$

$$\text{Si } H > H_0 \quad K_i = K_a \quad (75)$$

9.2. PRESION FORZADA

9.2.1 Empuje Pasivo: Cuando un muro o estribo empuja contra el terreno se genera una reacción que se le da el nombre de empuje pasivo de la tierra E_p , la tierra así comprimida en la dirección horizontal origina un aumento de su resistencia hasta alcanzar su valor límite superior E_p , la resultante de esta reacción del suelo se aplica en el extremo del tercio inferior de la altura, la figura 21 muestra un muro con diagrama de presión pasiva.

$$E_p = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) K_p \quad (76)$$

K_p es el coeficiente de presión pasiva.

La presión pasiva en suelos granulares, se puede determinar con las siguientes expresiones:

1. El coeficiente K_p adecuando la ecuación de Coulomb es:

$$K_p = \frac{\text{Sen}^2(\psi - \phi)}{\text{Sen}^2 \psi \cdot \text{Sen}(\psi + \delta) \left[1 - \frac{\text{Sen}(\phi + \delta) \cdot \text{Sen}(\phi + \beta)}{\text{Sen}(\psi + \delta) \cdot \text{Sen}(\psi + \beta)} \right]^2} \quad (77)$$

2. Cuando se ignora los ángulos (δ , β , ψ) en la ecuación (77) se obtiene la el coeficiente K_p según Rankine:

$$K_p = \frac{1 + \text{Sen} \phi}{1 - \text{Sen} \phi} = \text{Tan}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (78)$$

Si el ángulo δ es grande la superficie de deslizamiento real se aparta considerablemente del plano teórico conduciendo a errores de importancia.

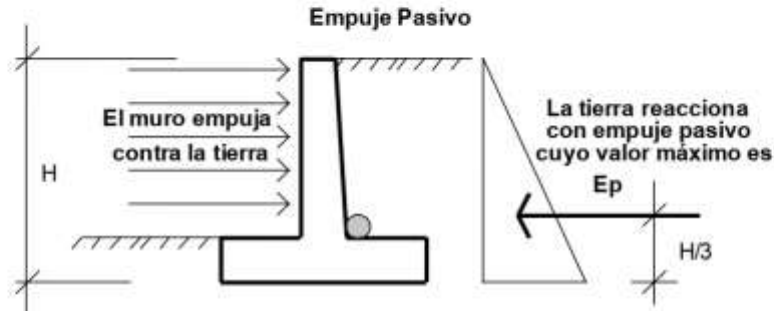


Figura 21

9.3. INCREMENTO DINAMICO DE PRESION POR EL EFECTO SISMICO

Los efectos dinámicos producidos por los sismos se simularán mediante empujes de tierra debidos a las fuerzas de inercia de las masas del muro y del relleno. Las fuerzas de inercia se determinarán teniendo en cuenta la masa de tierra apoyada directamente sobre la cara interior y zapata del muro con adición de las masas propias de la estructura de retención.

El empuje sísmico generado por el relleno depende del nivel de desplazamiento que experimente el muro. Se considerará un estado activo de presión de tierras cuando el desplazamiento resultante permita el desarrollo de la resistencia al corte del relleno. Si el desplazamiento de la corona del muro está restringido, el empuje sísmico se calculará con la condición de tierras en reposo. El estado pasivo de presión de tierras solo puede generarse cuando el muro tenga tendencia a moverse hacia el relleno y el desplazamiento sea importante.

9.3.1. Incremento Dinámico del Empuje de Reposo: Si el suelo está en la condición de reposo, los efectos sísmicos incrementan la presión de reposo sobre la estructura. La propuesta de Norma para el Diseño Sismorresistente de Puentes (1987), indica que se puede adoptar un diagrama de presión trapezoidal con ordenadas superior en el tope del muro σ_{st} , y ordenada inferior en la base del muro σ_{sb} . La figura 22 muestra un muro con diagrama de presión estática más incremento dinámico del empuje de reposo.

$$\sigma_{st} = 1,5 A_0 \gamma H \quad (79)$$

$$\sigma_{sb} = 0,5 A_0 \gamma H \quad (80)$$

El incremento dinámico del empuje de reposo ΔDE_0 se aplicará a $0,60 H$ desde la base del muro y se determinará con la expresión:

$$\Delta DE_0 = A_0 \gamma H \quad (81)$$

A_0 es la aceleración del suelo según el mapa de zonificación sísmica de cada país, en Venezuela los valores de A_0 son los indicados por la norma COVENIN 1756-98 (Rev. 2001), ver tabla 7 y anexo A.

Empuje de Reposo + Incremento Dinámico del Empuje de Reposo

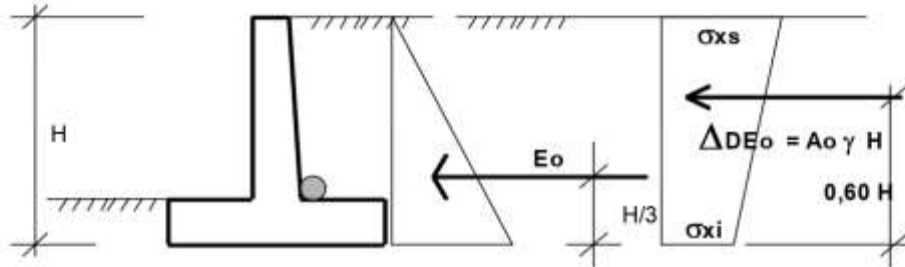


Figura 22

9.3.2. Incremento Dinámico del Empuje Activo: Cuando el muro de contención es suficientemente flexible como para desarrollar desplazamientos en su parte superior, la presión activa se incrementa bajo la acción de un sismo. Este aumento de presión se denomina incremento dinámico del empuje activo ΔDE_a .

El Eurocódigo 8 propone calcular el coeficiente de presión dinámica activa $K_{a,d}$ a partir de la fórmula de Mononobe-Okabe, este coeficiente incluye el efecto estático más el dinámico, aplicando la fuerza total en un mismo sitio, sin embargo, considerando que la cuña movilizada en el caso dinámico es un triángulo invertido con centro de gravedad ubicado a $2/3$ de la altura, medidos desde la base, se separa el efecto estático del dinámico por tener diferentes puntos de aplicación. El incremento dinámico del empuje activo se puede determinar mediante la siguiente expresión:

$$\Delta DE_a = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) (K_{a,d} - K_a) (1 - C_w) \quad (82)$$

para: $\beta < \phi - \theta$

$$K_{a,d} = \frac{\text{Sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\text{Cos} \theta \cdot \text{Sen}^2 \psi \cdot \text{Sen}(\psi - \delta - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\phi + \delta) \cdot \text{Sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{Sen}(\psi - \delta - \theta) \cdot \text{Sen}(\psi + \beta)}} \right]} \quad (83)$$

para: $\beta > \phi - \theta$

$$K_{a,d} = \frac{\text{Sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\text{Cos} \theta \cdot \text{Sen}^2 \psi \cdot \text{Sen}(\psi - \delta - \theta)} \quad (84)$$

$$\theta = \arctan \left(\frac{C_{sh}}{1 - C_w} \right) \quad (85)$$

$$C_{th} = 0,50 \cdot A_0 \quad (86)$$

$$C_{tv} = 0,70 \cdot C_{th} \quad (87)$$

K_{as} = Coeficiente de presión dinámica activa.

C_{th} = Coeficiente sísmico horizontal

C_{tv} = Coeficiente sísmico vertical

En la figura 23 se muestra un muro con diagramas de presión estática mas el incremento dinámico del empuje activo con sus respectivos puntos de aplicación.

Empuje Activo + Incremento Dinámico del Empuje Activo

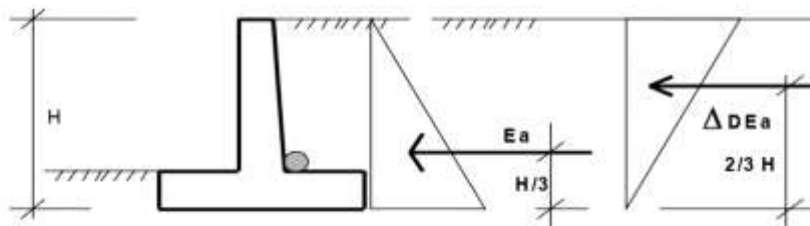


Figura 23

9.3.3. Incremento Dinámico del Empuje Pasivo: El empuje pasivo se incrementa cuando ocurre un sismo, este aumento de presión se denomina incremento dinámico del empuje pasivo ΔDE_p , la resultante de este incremento de empuje se aplica a un tercio de la altura de relleno en condición pasiva, medida desde la base del muro.

$$\Delta DE_p = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) (K_{ps} - K_p) (1 - C_{tv}) \quad (88)$$

$$K_{ps} = \frac{\text{Sen}^2(\psi + \theta - \phi)}{\text{Cos} \theta \cdot \text{Sen}^2 \psi \cdot \text{Sen}(\psi + \delta + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{Sen}(\phi + \delta) \cdot \text{Sen}(\phi + \beta - \theta)}{\text{Sen}(\psi + \delta + \theta) \cdot \text{Sen}(\psi + \beta)}} \right]^2} \quad (89)$$

K_{ps} es el coeficiente de presión dinámica pasiva.

Tabla 7. Valores de A_0 según la zona sísmica de Venezuela

Zona	A_0 (g)	Peligro Sísmico
7	0,40	Elevado
6	0,35	
5	0,30	
4	0,25	Intermedio
3	0,20	
2	0,15	Bajo
1	0,10	
0	-	

La figura 24 muestra un muro con diagrama de presión estática mas incremento dinámico del empuje pasivo.

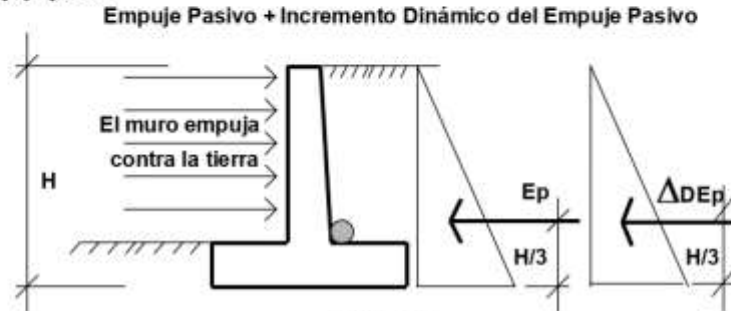


Figura 24

10. MUROS CON SOBRECARGA UNIFORME

En ciertas ocasiones los muros de contención tienen que soportar sobrecargas uniformes q , originadas por el tráfico o por depósitos de materiales en la superficie, incrementando la presión sobre el muro.

El procedimiento usual para tomar en cuenta la sobrecarga uniforme es transformarla en una porción de tierra equivalente de altura H_s , con peso específico similar al del suelo de relleno γ . La altura H_s se coloca por encima del nivel del suelo contenido por el muro.

$$H_s = \frac{q}{\gamma} \quad (90)$$

Frecuentemente se ha usado una altura de relleno equivalente a carga viva de 61 cm o 2 pies, indicada por la norma AASHTO 2002, la norma AASHTO 2005 LRFD indica valores de relleno equivalentes a sobrecarga vehicular que varían con la altura del muro, estos valores se muestran en la tabla 8.

El empuje activo o de reposo del suelo con sobrecarga E_s , para cualquiera de las teorías estudiadas, resulta ser:

$$E_s = \left(\frac{1}{2} \gamma H \right) (H + 2 H_s) K \quad (91)$$

Este empuje estará aplicado en el centroide del área del trapecio de presiones o en su defecto en cada uno de los centroides particulares de cada figura que conforma el prisma de presiones indicado en la figura 25.

El momento de volcamiento con sobrecarga M_{vs} :

$$M_{vs} = \left(\frac{1}{6} \gamma H^2 \right) (H + 3 H_s) K \quad (92)$$

El procedimiento descrito solo sirve para sobrecargas uniformemente distribuidas, para sobrecargas no uniformes o lineales se debe realizar un estudio detallado según sea el caso.

Si el relleno tras el muro esta formado por varios estratos de suelo de espesor constante y paralelos a la superficie de relleno, la presión lateral total podrá calcularse considerando la carga total sobre cada estrato como sobrecarga uniforme.

Tabla 8. Altura de relleno equivalente a sobrecarga vehicular H_s

Altura del muro	H_s
$\leq 1,53$ m (5 pies)	1,68 m (5,5 pies)
3,05 m (10 pies)	1,22 m (4,0 pies)
6,10 m (20 pies)	0,76 m (2,5 pies)
$\geq 9,15$ m (30 pies)	0,61 m (2,0 pies)

Empuje de Tierra con Sobrecarga

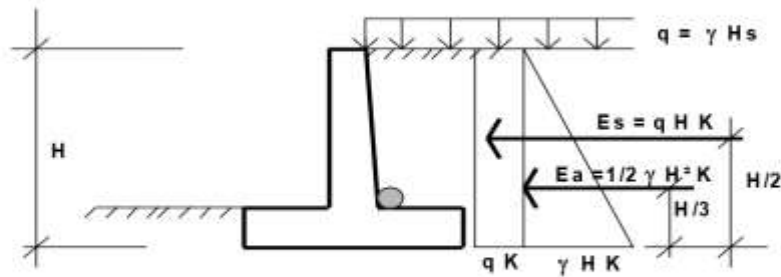


Figura 25

En la figura 26 se muestra el convenio para la medida de los ángulos utilizados en las fórmulas de cálculo de los coeficientes de empujes de tierra.

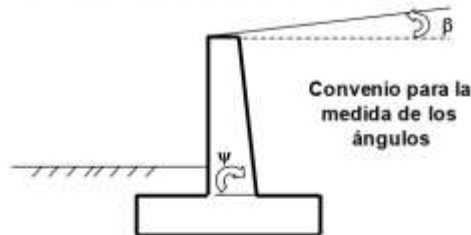


Figura 26

Para contener un volumen de tierras de forma estable, es necesario conocer las propiedades y características del suelo, la capacidad resistente de los materiales que conforman la

estructura, las cargas actuantes, la presencia de aguas subterráneas y toda la información que involucre el lugar donde se construirá el muro y sus adyacencias.

11. MUROS CON PRESENCIA DE AGUA EN EL RELLENO

La presencia de agua en el relleno como consecuencia de infiltraciones subterráneas y por acción de la lluvia debe minimizarse en lo posible mediante el empleo de obras adecuadas de drenaje. Si el material de relleno del muro de contención es permeable (gravas y arenas), el aporte de agua por infiltraciones subterráneas y de lluvia, es evacuado mediante filtración predominantemente vertical, de esta manera el agua no rebasará la cota del sistema de drenaje. Las ecuaciones vistas hasta ahora son válidas y pueden ser utilizadas para la determinación del empuje de tierra.

De no ser posible drenar el agua retenida por el muro, el cálculo de los empujes debe afectarse de manera importante, sumando a los empujes de tierra la presión hidrostática.

Si el material de relleno es de baja permeabilidad, como es el caso de las arcillas, las arenas finas y las arenas limosas, aunque exista un sistema de drenaje para evacuar los aportes de agua, se produce un aumento de presiones y de los empujes respecto a los casos estudiados anteriormente debido a la baja permeabilidad del suelo, en estos casos para determinar las presiones y empujes se debe utilizar el peso específico del suelo húmedo.

Si el nivel del agua puede alcanzar la cota de corona del muro o una intermedia, las presiones en este caso pueden ser estimadas sustituyendo el peso específico γ por el peso específico del suelo sumergido γ_s , añadiendo la presión hidrostática, esta última actúa en dirección perpendicular a la cara interior de la pantalla. En todo caso la presión hidrostática debe ser considerada siempre para niveles inferiores al nivel más bajo del sistema de drenaje.

$$\gamma_s = \gamma_{sat} - \gamma_{agua} \quad (93)$$

γ_{sat} es el peso específico del suelo saturado y γ_{agua} es el peso específico del agua (1.000 Kg/m³). Para el caso indicado en la figura 27, la presión p a una profundidad z de la corona del muro, resulta:

$$p = [\gamma \cdot z_0 + \gamma_s \cdot (z - z_0)] \cdot K + \gamma_{agua} \cdot (z - z_0) \quad (94)$$

para: $z \leq z_0 \dots \dots \dots z_0 = z \quad (95)$

z_0 es la profundidad del nivel de agua.

Una vez determinadas las presiones se puede calcular los empujes activos o de reposo según sea el caso. En la tabla 9 se indican algunos valores de peso específico sumergido γ_s de diferentes tipos de suelos granulares.

De la información recopilada y del uso adecuado de las diferentes teorías estudiadas dependerá la estabilidad y la vida útil de los muros utilizados como estructuras de contención de tierras.

Empuje de tierra con presencia de Agua en el Relleno

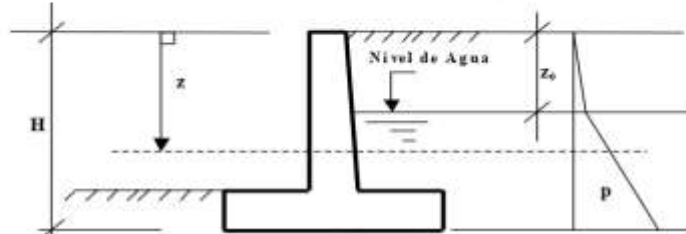


Figura 27

Tabla 9. Peso Especifico sumergido de diferentes suelos granulares

Material	γ_s	Kg/m^3
Gravas		960-1280
Arenas gruesas y medias		960-1280
Arenas finas y limosas		960-1280
Granitos y pizarras		960-1280
Basaltos		1120-1600
Calizas y areniscas		640-1280
Ladrillo partido		640-960

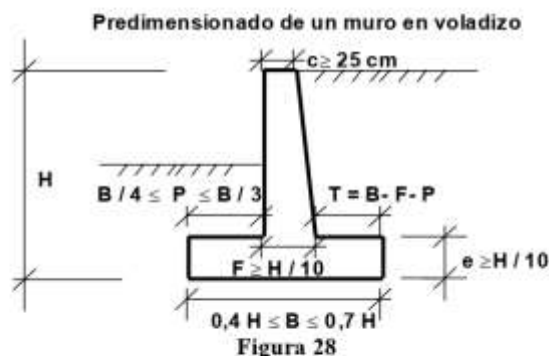
12. EJEMPLO DE APLICACIÓN

Diseñar un muro de contención de concreto armado en voladizo de 6 m de altura, para contener un terraplén cuya superficie horizontal sirve para la circulación de vehículos, las características de los materiales, del suelo de fundación, del relleno y condiciones de sitio son las siguientes:

$$\begin{array}{l}
 \text{Suelo de Fundación} \left\{ \begin{array}{l} \gamma = 1850 \text{ Kg/m}^3 \\ D_f = 1,20 \text{ m} \\ \phi = 32^\circ \\ c = 0,25 \text{ Kg/cm}^2 \\ q_{ult} = 4,5 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right. \quad \text{Suelo de Relleno} \left\{ \begin{array}{l} \gamma = 1900 \text{ Kg/m}^3 \\ \phi = 34^\circ \\ c = 0 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right. \\
 \\
 \text{Materiales del Muro} \left\{ \begin{array}{l} f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2 \\ F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \\ \gamma_c = 2500 \text{ Kg/m}^3 \end{array} \right. \quad \text{Condición de sitio} \left\{ \begin{array}{l} \text{Zona Sísmica 5} \\ \text{Sobrecarga Vehicular} \\ \text{Drenar aguas de lluvia} \end{array} \right.
 \end{array}$$

12.1. PREDIMENSIONADO:

El predimensionado de los muros de contención en voladizo se hace en función de la altura **H** del muro, pueden ser necesarias varias iteraciones si se pretende lograr la estabilidad y la optimización de la estructura. En la figura 28 se indican las recomendaciones para el predimensionado de muros en voladizo en general, el diseñador puede proponer dimensiones razonables según su experiencia, dimensiones que luego deberá verificar.



Donde, **F** espesor del fuste o pantalla en la base, **e** espesor de la base o zapata, **P** puntera de la base, **T** el talón de la base, **c** espesor de la corona del muro.

La cara exterior del muro puede ser vertical como en el caso del muro de la figura 28, sin embargo la teoría de Rankine supone que la cara interna del muro es vertical.

En la figura 29 se muestra el predimensionado del muro de 6 m de altura, fundado a 1,20 m de profundidad. Como se hace uso de la ecuación de Rankine para la determinación del empuje de tierra se propuso la cara interna del muro vertical ($\psi=90^\circ$).

La base del muro se predimensionó igual al 60% de la altura ($0,60 * 6\text{m} = 3,60 \text{ m}$), valor intermedio entre 0,4 y 0,7 de H . La puntera de la base de 1 m de longitud se seleccionó entre $B/4$ y $B/3$. El espesor de la base y de la pantalla en la base se predimensionó igual al 10% de la altura del muro ($0,10 * 6 \text{ m} = 0,60 \text{ m}$), quedando el talón de la base de 2,0 m de longitud y la altura del relleno sobre el talón de 5,40 m. El espesor de coronamiento del muro se propuso igual a 0,30 m para facilitar la colocación del concreto fresco durante la construcción.

Se verifica con estas dimensiones la estabilidad al volcamiento, al deslizamiento y se determinan las presiones de contacto suelo-muro, para los dos casos de carga siguientes:

1. Empuje de tierra + sobrecarga vehicular.
2. Empuje de tierra + sismo.

Condiciones especiales de carga deben ser tomadas en cuenta como en el caso de estribos para puentes, ya que sobre el muro actúan además de las cargas anteriores, la carga muerta y sobrecarga de la superestructura.

Predimensionado de un muro en voladizo de 6 m de altura

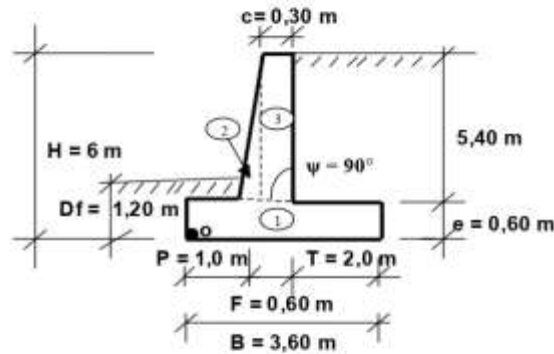


Figura 29

12.2. CASO 1: EMPUJE DE TIERRA + SOBRECARGA VEHICULAR

La estabilidad se estudia respecto a la arista inferior de la base en el extremo de la puntera, punto o de la figura 29. Para determinar el peso del muro y su centro de gravedad se dividió la sección transversal en tres figuras con propiedades geométricas conocidas, los valores correspondientes a cada figura se indican en la tabla 10.

Tabla 10. Peso y momentos estabilizantes por 1 m de longitud de muro

Figura	Brazo X m	Brazo Y m	Peso Kg/m	Peso * Brazo X Kg-m/m	Peso * Brazo Y Kg-m/m
1	1,80	0,30	5.400,00	9.720,00	1.620,00
2	1,20	2,40	2.025,00	2.430,00	4.860,00
3	1,45	3,30	4.050,00	5.872,50	13.365,00
		Σ	11.475,00	18.022,50	19.845,00

Peso Propio p.p.: el peso propio por metro de longitud de muro, determinado en la tabla 10 para un peso específico del concreto de 2.500 Kg/m^3 :

$$p.p. = 11.475,00 \text{ Kg/m}$$

Centro de Gravedad:

$$X_{cg} = \frac{18.022,50 \frac{\text{Kg-m}}{\text{m}}}{11.475,00 \text{ Kg/m}} = 1,57 \text{ m}$$

$$Y_{cg} = \frac{19.845,00 \frac{\text{Kg-m}}{\text{m}}}{11.475,00 \text{ Kg/m}} = 1,73 \text{ m}$$

Sobrecarga q : la altura de relleno equivalente a sobrecarga vehicular de 60 cm (2 pies), se tomó siguiendo las recomendaciones de la norma AASHTO 2002.

$$q = \gamma H_s = 1.900 \text{ Kg/m}^3 * 0,60 \text{ m} = 1.140 \text{ Kg/m}^2$$

Peso total de la sobrecarga W_s : correspondiente a la sobrecarga aplicada sobre el relleno limitada por el talón y la corona del muro incluyendo ésta última:

$$W_s = q L = 1.140 \text{ Kg/m}^2 * (2 \text{ m} + 0,30 \text{ m}) = 2.622 \text{ Kg/m}$$

Aplicado a: 2,45 m del punto o

Peso del relleno W_r : el relleno colocado sobre el talón de la base tiene un volumen V_r por metro de longitud de:

$$V_r = 5,40 \text{ m} * 2 \text{ m} * 1 \text{ m} = 10,80 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$W_r = 10,80 \text{ m}^3/\text{m} * 1.900 \text{ Kg/m}^3 = 20.520 \text{ Kg/m}$$

Aplicado a: 2,60 m del punto o

Coefficiente de empuje activo K_a : la pantalla del muro en voladizo de concreto armado tiene posibilidad de desplazarse sin impedimento alguno, pudiendo desarrollarse un estado de empuje activo, empleando la ecuación de Rankine se determinó el coeficiente de empuje activo:

$$K_a = \frac{1 - \text{Sen}\phi}{1 + \text{Sen}\phi} = \frac{1 - \text{Sen}34^\circ}{1 + \text{Sen}34^\circ} = 0,283$$

Empuje activo de la tierra E_a :

$$E_a = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) K_a = \left(\frac{1}{2} * 1.900 \text{ Kg/m}^3 * (6 \text{ m})^2 \right) * 0,283 = 9.679 \text{ Kg/m}$$

Aplicado a: $\frac{H}{3} = 2 \text{ m}$ medidos desde la base del muro.

Empuje de la sobrecarga E_s :

$$E_s = (\gamma H_s) H K_a = 1.900 \text{ Kg/m}^3 * 0,60 \text{ m} * 6 \text{ m} * 0,283 = 1.935 \text{ Kg/m}$$

Aplicado a: $\frac{H}{2} = 3 \text{ m}$ medidos desde la base del muro.

El empuje total (activo + sobrecarga) se puede determinar empleando la ecuación (91) con $K = K_a$. En la figura 30 se muestra el muro de 6 m de altura con las fuerzas actuantes para el Caso 1 de carga y las correspondientes distancias medidas desde el punto o hasta la línea de acción de cada fuerza.

Empuje total E_{a+s} : conformado por el empuje de tierra más el empuje de la sobrecarga:

$$E_{a+s} = E_a + E_s = 9.679 \text{ Kg/m} + 1.935 \text{ Kg/m} = 11.614 \text{ Kg/m}$$

Resultante de las fuerzas verticales R_v : las fuerzas que la componen son el peso propio, peso del relleno y el peso total de la sobrecarga.

$$R_v = p.p. + W_r + W_s = 11.475 \text{ Kg/m} + 20.520 \text{ Kg/m} + 2.622 \text{ Kg/m} = 34.617 \text{ Kg/m}$$

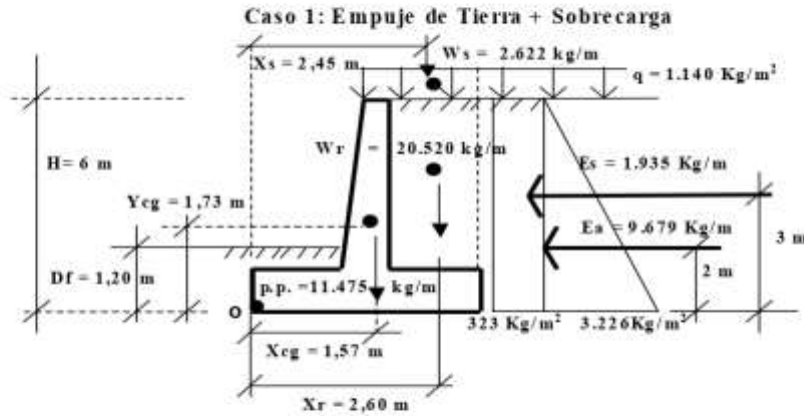


Figura 30

Fuerza de roce F_r : los empujes actúan perpendicular a la cara interna del muro, ambos empujes son horizontales, la componente vertical del empuje es nula: $E_{rv} = 0$, $E_{lv} = E_{rv}$. El empuje pasivo no se toma en cuenta porque no hay garantía de permanencia del relleno sobre la puntera: $E_p = 0$. La fuerza de fricción se determinó en función del ángulo de fricción interna y de la cohesión del suelo de fundación.

$$\delta = \text{Ángulo de fricción suelo-muro} = \frac{2}{3}\phi = \frac{2}{3}32^\circ = 21,33^\circ$$

$$F_r = \mu (R_v + E_{av}) + c' \cdot B + E_p = \mu \cdot R_v + c' \cdot B$$

$$\mu = \tan(\delta) = \tan\left(\frac{2}{3}\phi\right) = \tan\left(\frac{2}{3} \cdot 32^\circ\right) = 0,39$$

$$c' = 0,50 c = 0,50 \cdot 0,25 \text{ Kg/cm}^2 = 0,125 \text{ Kg/cm}^2 = 1.250 \text{ Kg/m}^2$$

$$F_r = 0,39 \cdot 34.617 \text{ Kg/m} + 1.250 \text{ Kg/m}^2 \cdot 3,60 \text{ m} = 18.001 \text{ Kg/m}$$

Factor de seguridad contra el deslizamiento FS_d :

$$FS_d = \frac{F_r}{E_a} = \frac{18.001 \text{ Kg/m}}{11.614 \text{ Kg/m}} = 1,55 \geq 1,50 \quad \text{O.K.}$$

Momento de volcamiento M_v : las fuerzas que intentan volcar el muro son el empuje activo y el empuje de la sobrecarga.

$$M_v = 9.679 \text{ Kg/m} \cdot 2 \text{ m} + 1.935 \text{ Kg/m} \cdot 3 \text{ m} = 25.163 \frac{\text{Kg-m}}{\text{m}}$$

El momento de volcamiento se puede determinar directamente empleando la ecuación (92) con $K=K_a$.

Momento estabilizante M_e : las fuerzas que dan estabilidad al muro son el peso propio del muro, el peso del relleno y el peso total de la sobrecarga.

$$M_e = 11.475 \text{ Kg/m} \cdot 1,57 \text{ m} + 20.520 \text{ Kg/m} \cdot 2,60 \text{ m} + 2.622 \text{ Kg/m} \cdot 2,45 \text{ m} = 77.792 \frac{\text{Kg} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Factor de seguridad contra el volcamiento FS_v :

$$FS_v = \frac{M_e}{M_v} = \frac{77.792 \frac{\text{Kg} \cdot \text{m}}{\text{m}}}{25.163 \frac{\text{Kg} \cdot \text{m}}{\text{m}}} = 3,09 \geq 1,50 \quad \text{O.K.}$$

Esfuerzo admisible del suelo de fundación σ_{adm} : la capacidad admisible del suelo de fundación se determina con un factor de seguridad para cargas estáticas mayor o igual que tres ($FS_{cap. \text{ portante}} \geq 3$).

$$\sigma_{adm} = \frac{q_{ult}}{FS_{cap. \text{ portante}}} = \frac{4,5 \text{ Kg/cm}^2}{3} = 1,5 \text{ Kg/cm}^2$$

Punto de aplicación de la fuerza resultante X_r : medido desde el punto o.

$$X_r = \frac{M_e - M_v}{R_v} = \frac{77.792 \frac{\text{Kg} \cdot \text{m}}{\text{m}} - 25.163 \frac{\text{Kg} \cdot \text{m}}{\text{m}}}{34.617 \text{ Kg/m}} = 1,52 \text{ m}$$

Excentricidad de la fuerza resultante e_x : medida desde el centro de la base.

Para que exista compresión en toda la base con diagrama de presión trapezoidal la excentricidad debe ser menor que el sexto de la base ($B/6 = 3,60 \text{ m} / 6 = 0,60 \text{ m}$).

$$e_x = \left(\frac{B}{2} - X_r \right) = \left(\frac{3,60 \text{ m}}{2} - 1,52 \text{ m} \right) = 0,28 \text{ m}$$

$$e_x = 0,28 \text{ m} < \frac{B}{6} = 0,60 \text{ m} \quad \text{O.K.}$$

Presión de contacto muro-suelo de fundación $\sigma_{max,min}$: para $e_x < B/6$. En la figura 31 se muestran las presiones de contacto correspondientes a este caso de carga.

$$\sigma_{max} = \frac{R_v}{B} \left(1 + \frac{6 \cdot e_x}{B} \right) = \frac{34.617 \text{ Kg/m}}{3,60 \text{ m}} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,28 \text{ m}}{3,60 \text{ m}} \right) = 14,103 \text{ Kg/m}^2 = 1,41 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{max} = 1,41 \text{ Kg/cm}^2 \leq \sigma_{adm} = 1,50 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{O.K.}$$

$$\sigma_{min} = \frac{R_v}{B} \left(1 - \frac{6 \cdot e_x}{B} \right) = \frac{34.617 \text{ Kg/m}}{3,60 \text{ m}} \left(1 - \frac{6 \cdot 0,28 \text{ m}}{3,60 \text{ m}} \right) = 5,128 \text{ Kg/m}^2 = 0,51 \text{ Kg/cm}^2$$

Caso 1: Presión de Contacto Muro-Suelo de Fundación

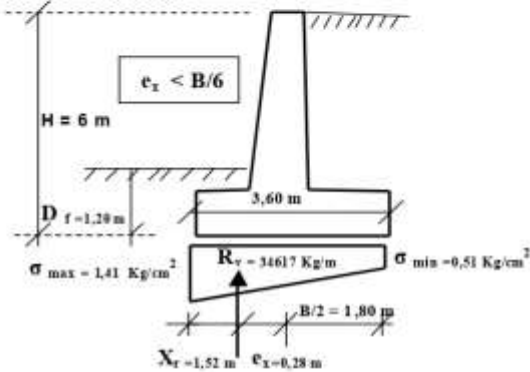


Figura 31

El predimensionado propuesto cumple con todos los requerimientos de seguridad contra volcamiento, contra el deslizamiento y con las presiones de contacto en el caso de carga 1: Empuje de tierra + sobrecarga vehicular, quedando teóricamente toda la base del muro en compresión, de tal manera que la distribución de presiones son bastante regulares disminuyendo el efecto de asentamientos diferenciales entre la puntera y el talón del muro.

A continuación se procede a verificar la estabilidad para el caso de carga 2, donde se incluye el efecto del sismo en el muro de contención.

12.3. CASO 2: EMPUJE DE TIERRA + SISMO

El muro se construirá en zona de peligro sísmico elevado, la aceleración del suelo A_0 es la correspondiente a la zonificación sísmica de cada país, en Venezuela es indicada por la norma COVENIN 1756-98 (Rev. 2001), los valores de A_0 los podemos obtener en la tabla 6 ó en el anexo A.

Zona 5 $\rightarrow A_0 = 0,30 \text{ g}$

Coficiente sísmico horizontal C_{sh} :

$$C_{sh} = 0,50 A_0 = 0,50 * 0,30 \text{ g} = 0,15$$

Coficiente sísmico vertical C_{sv} :

$$C_{sv} = 0,70 C_{sh} = 0,70 * 0,15 = 0,105$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{C_{sh}}{1 - C_{sv}}\right) = \arctan\left(\frac{0,15}{1 - 0,105}\right) = 9,51^\circ$$

Fuerza sísmica del peso propio F_{app} : ubicada en el centro de gravedad del muro.

$$F_{app} = C_a (p.p.) = 0,15 \cdot 11.475 \text{ Kg/m} = 1.721 \text{ Kg/m}$$

Coefficiente de presión dinámica activa K_a : determinado con la ecuación de Mononobe-Okabe para: $\beta < \phi - \theta$ $[0^\circ < (34^\circ - 9,51^\circ) = 24,49^\circ]$

$$K_a = \frac{\text{Sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\text{Cos}\theta \cdot \text{Sen}^2\psi \cdot \text{Sen}(\psi - \delta - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\phi + \delta) \cdot \text{Sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{Sen}(\psi - \delta - \theta) \cdot \text{Sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\delta = \text{Angulo de fricción relleno-muro} = \frac{2}{3}\phi = \frac{2}{3}34^\circ = 22,66^\circ.$$

Sustituyendo: $\phi = 34^\circ$, $\psi = 90^\circ$, $\beta = 0^\circ$, $\theta = 9,51^\circ$, $\delta = 22,66^\circ$

Resulta: $K_a = 0,369$

Incremento dinámico del empuje activo de la tierra ΔDE_a :

$$\Delta DE_a = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) (K_a - K_s) (1 - C_w)$$

$$\Delta DE_a = \left(\frac{1}{2} \cdot 1.900 \text{ Kg/m}^3 + (6 \text{ m})^2 \right) (0,369 - 0,283) (1 - 0,105) = 2.632 \text{ Kg/m}$$

Aplicado a: $\frac{2}{3}H = 4 \text{ m}$ medidos desde la base del muro.

El incremento dinámico calculado es aproximadamente un 27% del empuje activo.

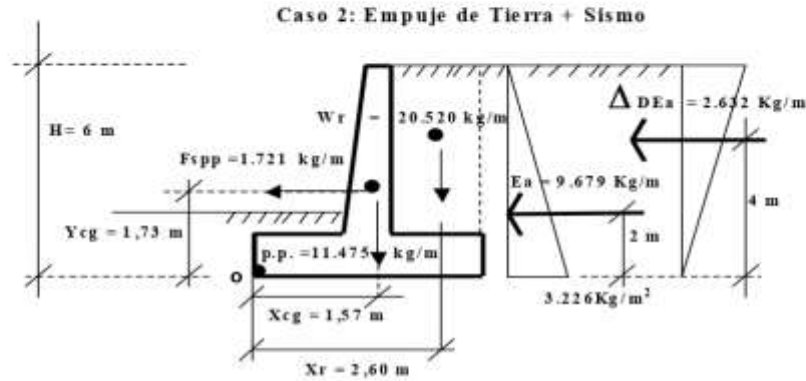
En la figura 32 se muestra el muro de 6 m de altura con las fuerzas actuantes para el Caso 2 de carga y los correspondientes distancias medidas desde el punto de aplicación de cada fuerza hasta de el punto o.

Empuje total $E_{a+\Delta}$: conformado por el empuje de tierra, el incremento dinámico del empuje activo y la fuerza sísmica inercial del peso propio:

$$E_{a+\Delta} = E_a + \Delta DE_a + F_{app} = 9.679 \text{ Kg/m} + 2.632 \text{ Kg/m} + 1.721 \text{ Kg/m} = 14.032 \text{ Kg/m}$$

Resultante de las fuerzas verticales R_v : las fuerzas que la componen son el peso propio y peso del relleno.

$$R_v = p.p. + W_r = 11.475 \text{ Kg/m} + 20.520 \text{ Kg/m} = 31.995 \text{ Kg/m}$$



Fuerza de roce F_r : los empujes actúan perpendicular a la cara interna del muro, la componente vertical del empuje es nula: $E_{av} = 0$, $E_h = E_{a+\Delta}$.

El empuje pasivo no se toma en cuenta porque el relleno sobre la puntera puede ser removido y no hay garantía de permanencia: $E_p = 0$.

$$F_r = \mu (R_v + E_{av}) + c' \cdot B + E_p = \mu \cdot R_v + c' \cdot B$$

$$\mu = \tan\left(\frac{2}{3} + 32^\circ\right) = 0,39$$

$$c' = 0,50 c = 1250 \text{ Kg/m}^2$$

$$F_r = 0,39 \cdot 31,995 \text{ Kg/m} + 1250 \text{ Kg/m}^2 \cdot 3,60 \text{ m} = 16,978 \text{ Kg/m}$$

Factor de seguridad contra el deslizamiento FS_d :

$$FS_d = \frac{F_r}{E_h} = \frac{16,978 \text{ Kg/m}}{14,032 \text{ Kg/m}} = 1,21 < 1,40 \quad \text{!!NO CUMPLE! !}$$

Falla el factor de seguridad al deslizamiento, esta situación generalmente ocurre cuando se incluye el sismo, las alternativas son:

1. Colocar dentellón de pie.
2. Aumentar la dimensión de la base y comenzar de nuevo el procedimiento.

Se decidió colocar el dentellón de pie para hacer uso del empuje pasivo que se desarrolla frente a él. El dentellón se predimensionó con altura y ancho igual al décimo de la altura total del muro ($H_d = 6 \text{ m} / 10 = 0,60 \text{ m}$, $B_d = 6 \text{ m} / 10 = 0,60 \text{ m}$) y fue ubicado bajo la pantalla del muro, ver figura 33.

Coefficiente de empuje pasivo K_p : se determinó con el ángulo de fricción interna del suelo de fundación.

$$K_p = \frac{1 + \text{Sen } \phi}{1 - \text{Sen } \phi} = \frac{1 + \text{Sen } 32^\circ}{1 - \text{Sen } 32^\circ} = 3,25$$

Presión pasiva superior en dentellón σ_{ps} : calculada en la cota de fundación de la base D_f .

$$\sigma_{ps} = (\gamma D_f) K_p = 1.850 \text{ Kg/m}^3 * 1,20 \text{ m} * 3,25 = 7.215 \text{ Kg/m}^2$$

Presión pasiva inferior en dentellón σ_{pi} : calculada en la cota de fondo del dentellón.

$$\sigma_{pi} = \gamma(D_f + H_d) K_p = 1.850 \text{ Kg/m}^3 * (1,20 \text{ m} + 0,60 \text{ m}) * 3,25 = 10.823 \text{ Kg/m}^2$$

Empuje pasivo actuando sobre el dentellón E_p : calculado con la altura del dentellón H_d .

$$E_p = \left(\frac{\sigma_{ps} + \sigma_{pi}}{2} \right) H_d = \left(\frac{7.215 \text{ Kg/m}^2 + 10.823 \text{ Kg/m}^2}{2} \right) * 0,60 \text{ m} = 5.250 \text{ Kg/m}$$

Fuerza de roce F_r : se determinó considerando la colaboración del empuje pasivo actuando sobre el dentellón solamente, fricción suelo-muro y cohesión.

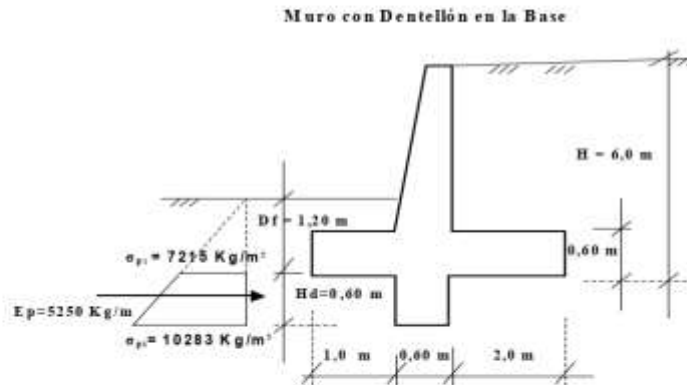
$$F_r = \mu (R_v) + c' \cdot B + E_p$$

$$F_r = 0,39 * 31.995 \text{ Kg/m} + 1.250 \text{ Kg/m}^2 * 3,60 \text{ m} + 5.250 \text{ Kg/m} = 22.228 \text{ Kg/m}$$

Factor de seguridad contra el deslizamiento FS_d con dentellón de pie:

$$FS_d = \frac{F_r}{E_h} = \frac{22.228 \text{ Kg/m}}{14.032 \text{ Kg/m}} = 1,58 \geq 1,40 \quad \text{O.K.}$$

Este factor de seguridad resulta relativamente mayor si se considera que parte de la fricción que se genera delante del dentellón es suelo-suelo y no suelo-muro. En la figura 33 se muestra el muro con el diagrama de presión pasiva actuando sobre el dentellón en la base.



Momento de volcamiento M_v : las fuerzas que intentan volcar el muro son el empuje activo, incremento dinámico del empuje activo y la fuerza sísmica inercial del peso propio.

$$M_v = 9.679 \text{ Kg/m} \cdot 2 \text{ m} + 2.632 \text{ Kg/m} \cdot 4 \text{ m} + 1.721 \text{ Kg/m} \cdot 1.73 \text{ m} = 32.863 \frac{\text{Kg} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Momento estabilizante M_e : las fuerzas que dan estabilidad al muro son el peso propio del muro y el peso del relleno.

$$M_e = 11.475 \text{ Kg/m} \cdot 1.57 \text{ m} + 20.520 \text{ Kg/m} \cdot 2.60 \text{ m} = 71.368 \frac{\text{Kg} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Factor de seguridad contra el volcamiento FS_v :

$$FS_v = \frac{M_e}{M_v} = \frac{71.368 \frac{\text{Kg} \cdot \text{m}}{\text{m}}}{32.863 \frac{\text{Kg} \cdot \text{m}}{\text{m}}} = 2.17 \geq 1.40 \quad \text{O.K.}$$

Esfuerzo admisible del suelo de fundación σ_{adm} : la capacidad admisible del suelo de fundación se determina con un factor de seguridad para cargas dinámicas mayor o igual que dos ($FS_{cap. porante} \geq 2$).

$$\sigma_{adm} = \frac{q_{ub}}{FS_{cap. porante}} = \frac{4.5 \text{ Kg/cm}^2}{2} = 2.25 \text{ Kg/cm}^2$$

Punto de aplicación de la fuerza resultante X_r : medido desde el punto o.

$$X_r = \frac{M_e - M_v}{R_v} = \frac{71.368 \frac{\text{Kg} \cdot \text{m}}{\text{m}} - 32.863 \frac{\text{Kg} \cdot \text{m}}{\text{m}}}{31.995 \text{ Kg/m}} = 1.20 \text{ m}$$

Excentricidad de la fuerza resultante e_x : medida desde el centro de la base.

Para que exista compresión en toda la base con diagrama de presión trapezoidal la excentricidad debe ser menor que el sexto de la base ($B/6 = 3.60 \text{ m} / 6 = 0.60 \text{ m}$).

$$e_x = \left(\frac{B}{2} - X_r \right) = \left(\frac{3.60 \text{ m}}{2} - 1.20 \text{ m} \right) = 0.60 \text{ m}$$

$$e_x = 0.60 \text{ m} \leq \frac{B}{6} = 0.60 \text{ m} \quad \text{O.K.}$$

Presión de contacto muro-suelo de fundación $\sigma_{max,min}$: para $e_x \leq B/6$.

En la figura 34 se muestran las presiones de contacto correspondientes a este caso de carga.

$$\sigma_{max} = \frac{R_v}{B} \left(1 + \frac{6 \cdot e_x}{B} \right) = \frac{31.995 \text{ Kg/m}}{3.60 \text{ m}} \left(1 + \frac{6 \cdot 0.60 \text{ m}}{3.60 \text{ m}} \right) = 17.775 \text{ Kg/m}^2 = 1.78 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{max} = 1.78 \text{ Kg/cm}^2 \leq \sigma_{adm} = 2.25 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{O.K.}$$

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{R_v}{B} \left(1 - \frac{6 \cdot e_x}{B} \right) = \frac{31.995 \text{ Kg/m}}{3,60 \text{ m}} \left(1 - \frac{6 \cdot 0,60 \text{ m}}{3,60 \text{ m}} \right) = 0 \text{ Kg/m}^2 = 0 \text{ Kg/cm}^2$$

El predimensionado propuesto cumple con todos los requerimientos de seguridad contra volcamiento, contra el deslizamiento y con las presiones de contacto en el caso de carga: 2: Empuje de tierra + sismo.

Las dimensiones propuestas son definitivas y con ellas se realiza el diseño de los elementos estructurales que conforman el muro. En la figura 35 se muestra el muro con las dimensiones para el diseño.

Caso 2: Presión de Contacto Muro-Suelo de Fundación

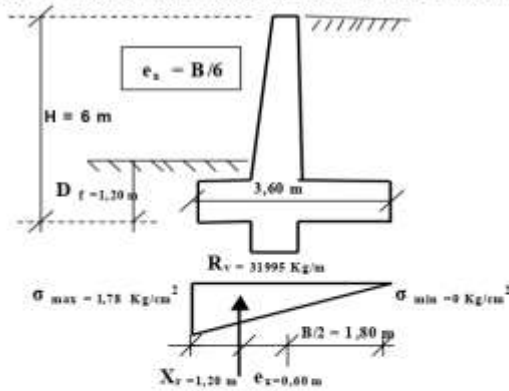


Figura 34

Dimensiones definitivas para el diseño del muro de 6 m de altura

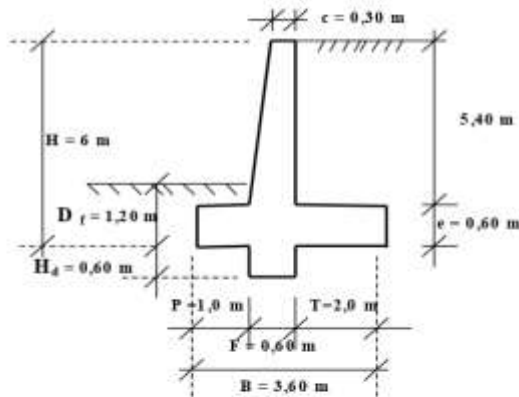


Figura 35

12.4. DISEÑO DE LA BASE:

La puntera de la base del muro se comporta como un volado sometido a una presión o carga vertical hacia arriba correspondiente a la reacción del suelo y al peso propio que actúa hacia abajo, predominando en este caso la reacción del suelo, los momentos flectores resultantes originan tracción en la fibra inferior.

Sobre el talón de la base del muro predomina la carga vertical hacia abajo correspondiente a la suma del peso del relleno y del peso propio del muro, actuando hacia arriba la reacción del suelo, los momentos flectores resultantes originan tracción en la fibra superior.

En la figura 36 se muestran las fuerzas actuantes para el caso 1 y caso 2 de carga, también se indican las dos secciones críticas 1-1 y 2-2.

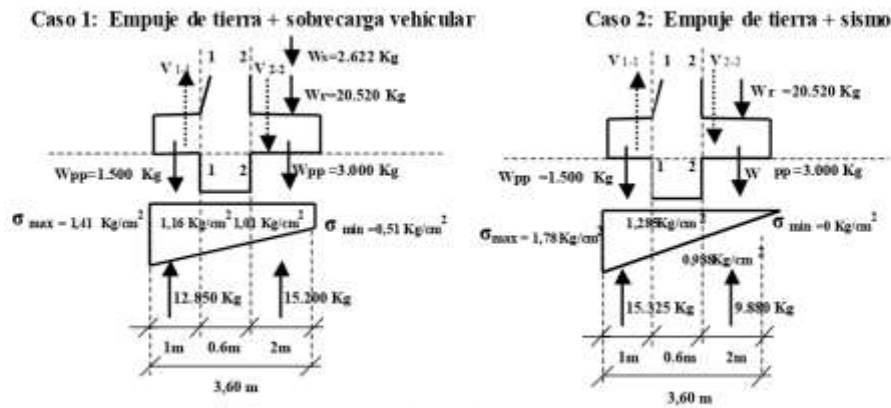


Figura 36

Determinación de las solicitaciones de Corte y Flexión máxima en la base:

La fuerza cortante resultante en la puntera $V_{1.1}$ se determinó despreciando el peso del relleno, debido a que no se puede garantizar la permanencia de mismo.

CASO 1: Puntera (Fuerzas y brazos respecto a la sección crítica 1-1):

Peso Propio: por metro lineal de muro (hacia abajo)

$$W_{pp} = 0,60\text{m} \cdot 1\text{m} \cdot 2,500\text{Kg/m}^3 = 1,500\text{Kg}$$

Brazo del peso propio:

$$b_{pp} = \frac{1}{2} \cdot 1\text{m} = 0,50\text{m}$$

Reacción del suelo: por metro lineal de muro (hacia arriba)

$$R_{s1} = \left(\frac{1,41 \text{ Kg/cm}^2 + 1,16 \text{ Kg/cm}^2}{2} \right) \cdot 100 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm} = 12.850 \text{ Kg}$$

Fuerza cortante resultante en la puntera V_{1-1} (hacia arriba):

$$V_{1-1} = 12.850 \text{ Kg} - 1.500 \text{ Kg} = 11.350 \text{ Kg}$$

El diagrama de presión trapezoidal se puede dividir en un triángulo de altura $(1,41 - 1,16 = 0,25) \text{ Kg/cm}^2$ y un rectángulo de altura $1,16 \text{ Kg/cm}^2$:

$$R_{\text{triángulo}} = \frac{1}{2} \cdot 0,25 \text{ Kg/cm}^2 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm} = 1.250 \text{ Kg} \quad b_{\text{triángulo}} = \frac{2}{3} \cdot 1 \text{ m} = 0,67 \text{ m}$$

$$R_{\text{rectángulo}} = 1,16 \text{ Kg/cm}^2 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm} = 11.600 \text{ Kg} \quad b_{\text{rectángulo}} = \frac{1}{2} \cdot 1 \text{ m} = 0,50 \text{ m}$$

Momento en la sección 1-1: por metro lineal de muro, horario positivo:

$$M_{1-1} = 1.250 \text{ Kg} \cdot 0,67 \text{ m} + 11.600 \text{ Kg} \cdot 0,50 \text{ m} - 1.500 \text{ Kg} \cdot 0,50 \text{ m} = 5.888 \text{ Kg-m}$$

CASO 1: Talón (Fuerzas y brazos respecto a la sección crítica 2-2):

Peso Propio: por metro lineal de muro (hacia abajo)

$$W_{pp} = 0,60 \text{ m} \cdot 2,0 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 2500 \text{ Kg/m}^3 = 3.000 \text{ Kg}$$

Brazo del peso propio:

$$b_{pp} = \frac{1}{2} \cdot 2 \text{ m} = 1,0 \text{ m}$$

Reacción del suelo: por metro lineal de muro (hacia arriba)

$$R_{s2} = \left(\frac{1,01 \text{ Kg/cm}^2 + 0,51 \text{ Kg/cm}^2}{2} \right) \cdot 200 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm} = 15.200 \text{ Kg}$$

Peso del relleno:

$$W_r = 5,40 \text{ m} \cdot 2 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 1.900 \text{ Kg/m}^3 = 20.520 \text{ Kg}$$

Brazo del relleno:

$$b_r = \frac{1}{2} \cdot 2 \text{ m} = 1,0 \text{ m}$$

Peso de la sobrecarga: equivalente a 60 cm de relleno por metro lineal de muro:

$$W_s = 0,60 \text{ m} \cdot 2,0 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 1900 \text{ Kg/m}^3 = 2.280 \text{ Kg}$$

Brazo de la sobrecarga:

$$b_s = \frac{1}{2} \cdot 2 \text{ m} = 1,0 \text{ m}$$

Fuerza cortante resultante en el talón V_{2-2} (hacia abajo):

$$V_{2-2} = 15.200\text{Kg} - 3.000\text{Kg} - 20.520\text{Kg} - 2.280\text{Kg} = -10.600\text{Kg}$$

El diagrama de presión trapezoidal se puede dividir en un triángulo de altura $(1,01 - 0,51 = 0,50)$ Kg/cm^2 y un rectángulo de altura $0,51 \text{ Kg}/\text{cm}^2$:

$$R_{\text{triángulo}} = \frac{1}{2} \cdot 0,50 \text{ Kg}/\text{cm}^2 \cdot 200 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm} = 5.000 \text{ Kg} \quad b_{\text{triángulo}} = \frac{1}{3} \cdot 2 \text{ m} = 0,67 \text{ m}$$

$$R_{\text{rectángulo}} = 0,51 \text{ Kg}/\text{cm}^2 \cdot 200 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm} = 10.200 \text{ Kg} \quad b_{\text{rectángulo}} = \frac{1}{2} \cdot 2 \text{ m} = 1,00 \text{ m}$$

Momento respecto a la sección 2-2: por metro lineal de muro, horario positivo:

$$M_{2-2} = -5.000\text{Kg} \cdot 0,67\text{m} - 10.200\text{Kg} \cdot 1,00\text{m} + 3.000\text{Kg} \cdot 1,00\text{m} + 20.520\text{Kg} \cdot 1\text{m} + 2.280\text{Kg} \cdot 1\text{m} =$$

$$M_{2-2} = 12.250\text{Kg} \cdot \text{m}$$

CASO 2: Puntera (Fuerzas y brazos respecto a la sección crítica 1-1):**Peso Propio:** por metro lineal de muro (hacia abajo):

$$W_{pp} = 0,60\text{m} \cdot 1\text{m} \cdot 1\text{m} \cdot 2.500\text{Kg}/\text{m}^3 = 1.500 \text{ Kg}$$

Brazo del peso propio:

$$b_{pp} = \frac{1}{2} \cdot 1 \text{ m} = 0,50 \text{ m}$$

Reacción del suelo: por metro lineal de muro (hacia arriba)

$$R_{s1} = \left(\frac{1,78\text{Kg}/\text{cm}^2 + 1,285\text{Kg}/\text{cm}^2}{2} \right) \cdot 100 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm} = 15.325 \text{ Kg}$$

Fuerza cortante resultante en la puntera V_{1-1} (hacia arriba):

$$V_{1-1} = 15.325\text{Kg} - 1.500\text{Kg} = 13.825 \text{ Kg}$$

El diagrama de presión trapezoidal se puede dividir en un triángulo de altura $(1,78 - 1,285 = 0,495)$ Kg/cm^2 y un rectángulo de altura $1,285 \text{ Kg}/\text{cm}^2$:

$$R_{\text{triángulo}} = \frac{1}{2} \cdot 0,495 \text{ Kg}/\text{cm}^2 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm} = 2.475 \text{ Kg} \quad b_{\text{triángulo}} = \frac{2}{3} \cdot 1 \text{ m} = 0,67 \text{ m}$$

$$R_{\text{rectángulo}} = 1,285 \text{ Kg}/\text{cm}^2 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm} = 12.850 \text{ Kg} \quad b_{\text{rectángulo}} = \frac{1}{2} \cdot 1 \text{ m} = 0,50 \text{ m}$$

Momento respecto a la sección 1-1: por metro lineal de muro, horario positivo:

$$M_{1-1} = 2.475 \text{ Kg} \cdot 0,67 \text{ m} + 12.850 \text{ Kg} \cdot 0,50 \text{ m} - 1.500 \text{ Kg} \cdot 0,50 \text{ m} = 7.333 \text{ Kg-m}$$

CASO 2: Talón (Fuerzas y brazos respecto a la sección crítica 2-2):

Peso Propio: por metro lineal de muro (hacia abajo)

$$W_{pp} = 0,60 \text{ m} \cdot 2,0 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 2500 \text{ Kg/m}^3 = 3.000 \text{ Kg}$$

Brazo del peso propio:

$$b_{pp} = \frac{1}{2} \cdot 2 \text{ m} = 1,0 \text{ m}$$

Reacción del suelo: por metro lineal de muro (hacia arriba)

$$R_{s,2} = \left(\frac{0,988 \text{ Kg/cm}^2 + 0,0 \text{ Kg/cm}^2}{2} \right) \cdot 200 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm} = 9.880 \text{ Kg}$$

Peso del relleno:

$$W_r = 5,40 \text{ m} \cdot 2 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 1.900 \text{ Kg/m}^3 = 20.520 \text{ Kg}$$

Brazo del relleno:

$$b_r = \frac{1}{2} \cdot 2 \text{ m} = 1,0 \text{ m}$$

Fuerza cortante resultante en el talón $V_{2,2}$ (hacia abajo):

$$V_{2,2} = 9.880 \text{ Kg} - 3.000 \text{ Kg} - 20.520 \text{ Kg} = -13.640 \text{ Kg}$$

El diagrama de presión es triangular, con una altura de $0,988 \text{ Kg/cm}^2$.

$$R_{\text{triángulo}} = \frac{1}{2} \cdot 0,988 \text{ Kg/cm}^2 \cdot 200 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm} = 9.880 \text{ Kg} \quad b_{\text{triángulo}} = \frac{1}{3} \cdot 2 \text{ m} = 0,67 \text{ m}$$

Momento respecto a la sección 2-2: por metro lineal de muro, horario positivo:

$$M_{2-2} = -9.880 \text{ Kg} \cdot 0,67 \text{ m} + 3.000 \text{ Kg} \cdot 1,00 \text{ m} + 20.520 \text{ Kg} \cdot 1 \text{ m} = 16.900 \text{ Kg-m}$$

Las fuerzas cortantes y momentos flectores en las secciones críticas 1-1 y 2-2 resultaron ser más grandes para el caso de Carga 2 (empuje de tierra + sismo):

$$\begin{array}{ll} V_{1-1} = 13.825 \text{ Kg} & M_{1-1} = 7.333 \text{ Kg-m} \\ V_{2-2} = -13.640 \text{ Kg} & M_{2-2} = 16.900 \text{ Kg-m} \end{array}$$

Factores de mayoración de cargas:

El factor de mayoración para empujes de tierra estáticos y sobrecargas vivas indicado por el código ACI y la Norma Venezolana 1753-2006 es de 1,6. Para los empujes dinámicos sísmicos el factor de mayoración indicado es de 1,0. En el caso de Carga 2 (empuje tierra + sismo) se propone utilizar un factor de mayoración ponderado por tratarse de una combinación de cargas estáticas y dinámicas, determinado de la siguiente manera:

Empuje estático activo:

$$E_s = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) K_a = 9.679 \text{ Kg/m}$$

Incremento dinámico del empuje activo:

$$\Delta DE_s = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) (K_{a_s} - K_a) (1 - C_v) = 2.632 \text{ Kg/m}$$

Fuerza sísmica del peso propio:

$$F_{wp} = C_b (p.p.) = 1.721 \text{ Kg/m}$$

Empuje total:

$$E_{s+\Delta} = E_s + \Delta DE_s + F_{wp} = 14.032 \text{ Kg/m}$$

Factor de mayoración de carga ponderado para el caso sísmico:

$$F.C._u = \frac{1.6 \cdot (9.679 \text{ Kg/m}) + 1.0 \cdot (2.632 \text{ Kg/m}) + 1.0 \cdot (1.721 \text{ Kg/m})}{14.032 \text{ Kg/m}} \approx 1.414$$

Es conveniente determinar este factor de mayoración de carga ponderado para casos donde se incluya el sismo, ya que mayorar directamente por 1,6 sobre estima las solicitaciones últimas, resultando mayor acero de refuerzo y una estructura más costosa.

Diseño de la Zapata por corte:

El máximo corte que actúa en la zapata ocurre en la puntera (sección 1-1) y resultó del caso de Carga 2 (empuje de tierra + sismo), en este caso usaremos el factor de mayoración de carga ponderado de 1,414 y el factor de minoración de resistencia por corte: $\Phi=0,75$.

Corte Máximo:

$$V_{max} = 13.825 \text{ Kg}$$

Corte Último Máximo:

$$V_u = 1.414 \cdot 13.825 \text{ Kg} = 19.549 \text{ Kg}$$

El recubrimiento mínimo inferior de la zapata del muro debe ser de 7,5 cm, según la tabla 3, concreto que se vierte directamente contra la tierra. Si el concreto se vierte sobre una capa de concreto pobre, el recubrimiento inferior puede disminuirse a 5 cm.

$$d = e - r = 60\text{cm} - 7,5\text{cm} = 52,5\text{cm}$$

Corte máximo resistente del concreto:

$$V_c = 0,53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d = 0,53 \cdot \sqrt{210\text{Kg/cm}^2} \cdot 100\text{ cm} \cdot 52,5\text{ cm} = 40.322\text{Kg}$$

$$V_c = 40.322\text{ Kg} > \frac{V_u}{\Phi} = \frac{19.549\text{Kg}}{0,75} = 26.065\text{ Kg}$$

El espesor de la zapata de 60 cm es adecuado para resistir las fuerzas cortantes que resultan de los casos de carga considerados.

Diseño por Flexión Zapata:

Para losas estructurales y zapatas de espesor uniforme el área mínima de refuerzo por tensión en la dirección del claro será la misma requerida por el código **ACI 318S-05**: en losas estructurales en donde el acero de refuerzo por flexión sea en un sentido solamente, se debe proporcionar refuerzo normal por flexión para resistir los esfuerzos por contracción y temperatura.

En losas donde se emplee varillas corrugas grado 28: (2.800 Kg/cm²)

$$A_{s, \text{min}} = 0,002 \cdot b \cdot t \quad (96)$$

En losas donde se emplee varillas corrugas grado 42: (4.200 Kg/cm²)

$$A_{s, \text{min}} = 0,0018 \cdot b \cdot t \quad (97)$$

t es el espesor total de la losa.

En ningún caso se debe colocar el acero de refuerzo por contracción y cambios de temperatura con una separación mayor a 5 veces el espesor de la losa ni de 50 cm.

Por equilibrio en la figura 15, la fuerza de tracción es igual a la fuerza de compresión:

$$A_s \cdot F_y = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \quad (98)$$

Despejando la profundidad del bloque de compresión a:

$$a = \frac{A_s \cdot F_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \quad (99)$$

El momento nominal resistente M_n :

$$M_n = T \cdot z \geq \frac{M_u}{\Phi} \quad (100)$$

$$\frac{M_u}{\Phi} = A_s \cdot F_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (101)$$

El acero de refuerzo requerido A_s , se puede determinar iterando entre las ecuaciones (99) y (101), asumiendo inicialmente un valor de a . Una expresión que nos proporciona el acero de refuerzo en secciones rectangulares directamente:

$$A_s = \bar{n} \cdot d - \sqrt{(\bar{n} \cdot d)^2 - \frac{2 \cdot M_u \cdot \bar{n}}{\Phi \cdot F_y}} \quad (103)$$

$$\bar{n} = \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot b}{F_y} \quad (104)$$

El momento flector máximo en la puntera de la zapata (sección 1-1) resultó en sentido horario, se requiere colocar el acero de refuerzo en la fibra inferior; en el talón de la zapata (sección 2-2) resultó también en sentido horario, debiéndose proporcionar el acero de refuerzo en la fibra superior.

En la figura 37 se muestra los sectores de la zapata que deben ser reforzados.

Datos para el cálculo del acero de refuerzo en la zapata:

$$\begin{cases} f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2 & F_y = 4.200 \text{ Kg/cm}^2 \\ b = 100 \text{ cm} & e = 60 \text{ cm} \\ \text{Recubrimiento inferior} = 7,5 \text{ cm} & \text{Recubrimiento superior} = 5 \text{ cm} \\ d_1 = 60 \text{ cm} - 7,5 \text{ cm} = 52,5 \text{ cm} & d_2 = 60 \text{ cm} - 5 \text{ cm} = 55 \text{ cm} \end{cases}$$

Los máximos momentos que actúan en la zapata resultaron del caso de Carga 2 (empuje tierra + sismo), para incrementar las cargas usaremos el factor de mayoración ponderado de 1,414.

Momento último en puntera:

$$M_u = 1.414 \cdot M_{1-1} = 1.414 \cdot 7.333 \text{ Kg-m} = 10.369 \text{ kg-m}$$

Momento último en talón:

$$M_u = 1.414 \cdot M_{2-2} = 1.414 \cdot 16.900 \text{ Kg-m} = 23.897 \text{ kg-m}$$

Se verifica el espesor de la losa por flexión considerando que el muro se encuentra en zona sísmica, el máximo momento flector ocurre en el talón del muro, el factor de minoración de resistencia por flexión es: $\Phi=0,90$

$$d \geq \sqrt{\frac{M_u}{0,189 \cdot \Phi \cdot f'_c \cdot b}} = \sqrt{\frac{(23.897 \cdot 100 \text{ Kg-cm})}{0,189 \cdot 0,90 \cdot 210 \text{ Kg/cm}^2 \cdot 100 \text{ cm}}} = 25,86 \text{ cm}$$

Espesor de la zapata e requerido por flexión (tracción fibra superior):
 $e = d + \text{recubrimiento} = 25,86 \text{ cm} + 5 \text{ cm} = 30,86 \text{ cm} < 60 \text{ cm}$

El espesor de la zapata de 60 cm es adecuado para resistir las solicitaciones de flexión que resultan de los casos de carga considerados.

Acero mínimo: de refuerzo por metro lineal de muro
 $A_{s \text{ min}} = 0,0018 \cdot b \cdot t = 0,0018 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 60 \text{ cm} = 10,80 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Acero requerido en puntera: (cara inferior) por metro lineal de muro

$A_s = 5,29 \text{ cm}^2/\text{ml} < 10,80 \text{ cm}^2/\text{ml}$ colocar : $10,80 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \phi \frac{1}{2}$ c/11 cm

Acero requerido en talón: (cara superior) por metro lineal de muro

$A_s = 11,79 \text{ cm}^2/\text{ml} > 10,8 \text{ cm}^2/\text{ml}$ colocar : $11,59 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \phi \frac{1}{2}$ c/10 cm

Momentos flectores máximos y acero de refuerzo en secciones críticas

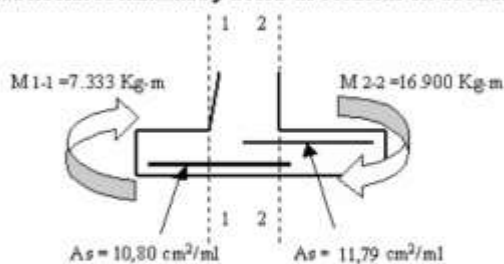


Figura 37

12.5. DISEÑO DE LA PANTALLA:

La pantalla del muro se comporta como un volado sometido a la presión horizontal que ejerce la tierra y la sobrecarga, los momentos flectores resultantes originan tracción en la cara interna en contacto con la tierra, la cual deberá ser reforzada con acero.

Las solicitaciones de corte y flexión se determinan en diferentes secciones hechas en la altura del muro, normalmente se hacen secciones a cada metro, midiendo la altura y desde la corona del muro hasta la unión de la pantalla con la zapata.

CASO 1: Empuje de tierra + Sobrecarga Vehicular

En la figura 38 se muestran los empujes de tierra activo y de sobrecarga que actúan sobre la pantalla, también se muestra la sección y donde se calculan las solicitaciones de corte y flexión.

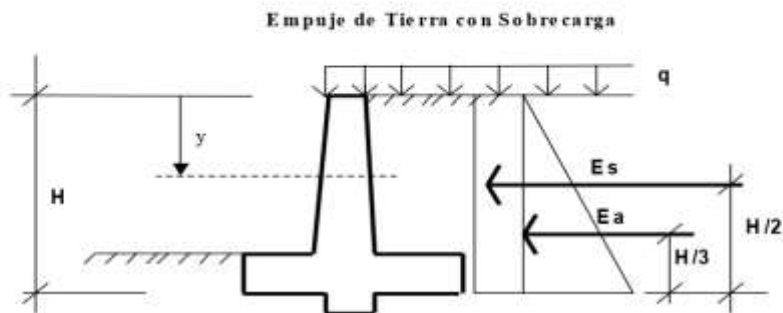


Figura 38

Empuje activo de la tierra E_a :

$$E_a = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) K_a = \left(\frac{1}{2} \cdot 1.900 \text{ Kg/m}^3 \cdot y^2 \right) \cdot 0,283 = 268,85 \cdot y^2 \quad (\text{Kg/m})$$

Aplicado a: $\frac{y}{3}$ medido de la sección (y) hacia arriba

Empuje de la sobrecarga E_s :

$$E_s = (\gamma H_s) H K_s = 1.900 \text{ Kg/m}^3 \cdot 0,60 \text{ m} \cdot (y) \cdot 0,283 = 322,62 \cdot y \quad (\text{Kg/m})$$

Aplicado a: $\frac{y}{2}$ medido de la sección (y) hacia arriba

Empuje total E_{a+s} :

$$E_{a+s} = 268,85 \cdot y^2 + 322,62 \cdot y$$

Momento total M_{a+s} :

$$M_{a+s} = 268,85 \cdot y^2 \cdot \frac{y}{3} + 322,62 \cdot y \cdot \frac{y}{2} = 89,62 \cdot y^3 + 161,31 \cdot y^2$$

CASO 2: Empuje de tierra + Sismo

En la figura 39 se muestra el empuje de tierra activo y el incremento dinámico del empuje activo que actúan sobre la pantalla, también se muestra la sección y donde se calculan las sollicitaciones de corte y flexión.

Empuje activo de la tierra E_a :

$$E_a = 268,85 \cdot y^2 \quad (\text{Kg/m})$$

Aplicado a: $\frac{y}{3}$ medido de la sección (y) hacia arriba

Empuje Activo + Incremento Dinámico del Empuje Activo

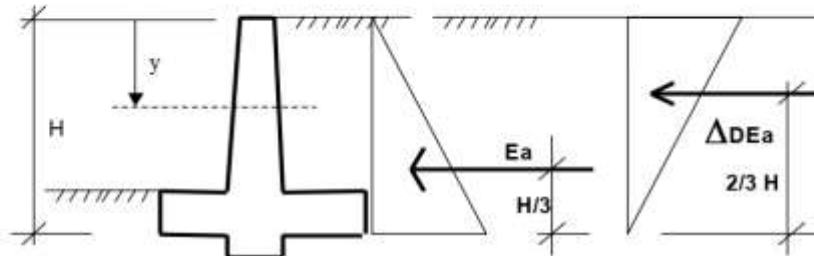


Figura 39

Incremento dinámico del empuje activo de la tierra ΔDE_a :

$$\Delta DE_a = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) (K_a - K_p) (1 - C_v) = \left(\frac{1}{2} \cdot 1.900 \text{Kg/m}^3 \cdot \text{y}^2 \right) (0,369 - 0,283) (1 - 0,105) = 73,122 \cdot \text{y}^2$$

Aplicado a : $\frac{2}{3} \cdot \text{y}$ medido de la sección (y) hacia arriba

Fuerza sísmica del peso propio F_{pp} :

Para determinar la fuerza sísmica del peso propio se dividió la pantalla en dos figuras geométricas, las cuales se muestran en la figura 40. Las fuerzas se determinan por metro lineal de muro para el coeficiente sísmico horizontal de 0,15.

Fuerza sísmica de la pantalla

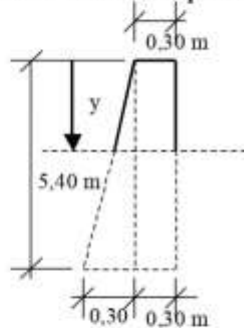


Figura 40

Triángulo:

$$F_{\text{pp}} = \frac{0,30 \text{m}}{5,40 \text{m}} \cdot \text{y} \cdot \frac{\text{y}}{2} \cdot 2.500 \text{Kg/m}^3 \cdot 0,15 = 10,42 \cdot \text{y}^2$$

Aplicado a : $\frac{\text{y}}{3}$

Medido de la sección (y) hacia arriba

Rectángulo:

$$F_{\text{pp}} = 0,30 \text{m} \cdot \text{y} \cdot 2.500 \text{Kg/m}^3 \cdot 0,15 = 112,50 \cdot \text{y}$$

Aplicado a : $\frac{\text{y}}{2}$

Medido de la sección (y) hacia arriba

Empuje total $E_{a+\Delta}$:

$$E_{a+\Delta} = 268,85 \cdot \text{y}^2 + 73,122 \cdot \text{y}^2 + 10,42 \cdot \text{y}^2 + 112,50 \cdot \text{y} = 352,392 \cdot \text{y}^2 + 112,50 \cdot \text{y}$$

Momento total $M_{x+\Delta}$:

$$M_{x+\Delta} = 268,85 \cdot y^2 \cdot \frac{y}{3} + 73,122 \cdot y^2 \cdot \frac{2}{3} \cdot y + 10,42 \cdot y^2 \cdot \frac{y}{3} + 112,50 \cdot y \cdot \frac{y}{2} = 141,84 \cdot y^3 + 56,25 \cdot y^3$$

Las solicitaciones de corte y momento determinadas en el **Caso 1**: Empuje de tierra + Sobrecarga Vehicular, se mayoran por un factor de 1,6.

Las solicitaciones de corte y momento determinadas en el **Caso 2**: Empuje de tierra + Sismo, se mayoran por el factor ponderado determinado anteriormente de 1,414.

Caso 1: Empuje de tierra + Sobrecarga Vehicular

Corte último V_u : en la sección y para el Caso 1:

$$V_u = 1,6 \cdot (268,85 \cdot y^2 + 322,62 \cdot y) = 430,16 \cdot y^2 + 516,19 \cdot y$$

Momento último M_u : en la sección y para el Caso 1:

$$M_u = 1,6 \cdot (89,62 \cdot y^3 + 161,31 \cdot y^2) = 143,39 \cdot y^3 + 258,10 \cdot y^2$$

Caso 2: Empuje de tierra + Sismo

Corte último V_u : en la sección y para el Caso 2:

$$V_u = 1,414 \cdot (352,392 \cdot y^2 + 112,50 \cdot y) = 498,28 \cdot y^2 + 159,08 \cdot y$$

Momento último M_u : en la sección y para el Caso 2:

$$M_u = 1,414 \cdot (141,84 \cdot y^3 + 56,25 \cdot y^2) = 200,56 \cdot y^3 + 79,54 \cdot y^2$$

Las solicitaciones últimas de corte y momento para los dos casos de carga estudiados se determinaron en la tabla 11, para diferentes valores de y , que varían desde 1 m hasta 5,40 m con secciones a cada metro. También se indican los valores máximos para cada sección.

Tabla 11. Solicitaciones Últimas de Corte y Momento

y (m)	Caso 1		Caso 2		Solicitaciones Máximas	
	V_u (Kg)	M_u (Kg-m)	V_u (Kg)	M_u (Kg-m)	V_u (Kg)	M_u (Kg-m)
1	946,35	401,49	657,36	280,1	946,35	401,49
2	2.753,02	2.179,52	2.311,28	1.922,64	2.753,02	2.179,52
3	5.420,01	6.194,43	4.961,76	6.130,98	5.420,01	6.194,43
4	8.947,32	13.306,56	8.608,80	14.108,48	8.947,32	14.108,48
5	13.334,95	24.376,25	13.252,4	27.058,50	13.334,95	27.058,50
5,40	15.330,89	30.104,96	15.388,88	33.900,37	15.388,88	33.900,37

El espesor de la pantalla o fuste $F(y)$ varía desde 30 cm hasta 60 cm, de la siguiente manera, en cm:

$$F(y) = \frac{30 \text{ cm}}{540 \text{ cm}} \cdot y + 30 = 0,0556 \cdot y + 30 \quad (\text{cm})$$

La altura útil es variable $d(y)$, se determina para un recubrimiento del concreto en la pantalla de 5 cm.

El corte máximo resistente del concreto varía con la altura de la pantalla:

$$\Phi \cdot V_c = 0,75 \cdot 0,53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d(y) = 0,75 \cdot 0,53 \cdot \sqrt{210 \text{ Kg/cm}^2} \cdot 100 \text{ cm} \cdot d = 576,03 \cdot d(y)$$

El acero de refuerzo mínimo varía con la altura de la siguiente manera:

$$A_{s \text{ min}} = 0,0018 \cdot b \cdot F(y) = 0,18 \cdot F(y)$$

En la tabla 12 se indican los valores de solicitaciones máximas de corte y momento, espesor de la pantalla, altura útil, corte máximo resistente, acero mínimo, acero requerido, para diferentes valores de y , que varían desde 1 m hasta 5,40 m con secciones a cada metro.

Tabla 12. Solicitaciones Máximas, Corte Resistente y Acero de Refuerzo

y (m)	V_u (Kg)	M_u (Kg-m)	$F(y)$ (cm)	$d(y)$ (cm)	$\Phi \cdot V_c$ (Kg)	$A_{s \text{ min}}$ (cm ² /ml)	$A_{s \text{ requerido}}$ (cm ² /ml)
1	946,35	401,49	35,6	30,6	17.603,48 o.k.	6,41	0,35
2	2.753,02	2.179,52	41,1	36,1	20.794,68 o.k.	7,40	1,61
3	5.420,01	6.194,43	46,7	41,7	24.020,45 o.k.	8,41	3,97
4	8.947,32	14.108,48	52,2	47,2	27.188,62 o.k.	9,40	8,07
5	13.334,95	27.058,50	57,8	52,8	30.414,38 o.k.	10,40	13,99
5,40	15.388,88	33.900,37	60,0	55,0	31.681,65 o.k.	10,80	16,92

Se puede observar en la tabla 12, que el corte resistente es superior al corte actuante en todas las secciones, de tal manera que el espesor de la pantalla propuesto es adecuado para resistir las fuerzas cortantes que resultan de los casos de carga considerados.

Se verifica el espesor de la pantalla por flexión empleando la ecuación (49) por encontrarse el muro en zona sísmica, el máximo momento flector ocurre en la base de la pantalla.

$$d \geq \sqrt{\frac{M_u}{0,189 \cdot \Phi \cdot f'_c \cdot b}} = \sqrt{\frac{(33.900,37 \cdot 100 \text{ Kg-cm})}{0,189 \cdot 0,90 \cdot 210 \text{ Kg/cm}^2 \cdot 100 \text{ cm}}} = 30,81 \text{ cm}$$

El espesor de la pantalla **F** requerido en el sitio de máxima flexión:

$$F = d + \text{recubrimiento} = 30,81 \text{ cm} + 5 \text{ cm} = 35,81 \text{ cm} < 60 \text{ cm}$$

El espesor de la pantalla es adecuado para resistir las sollicitaciones de flexión que resultan de los casos de carga considerados.

Acero en la pantalla: (cara interior en contacto con la tierra)

En la tabla 12 se observa que entre las secciones ($y = 1 \text{ m}$) a ($y = 4 \text{ m}$) es mayor o domina el acero mínimo.

$$A_{\text{mín}} = 9,40 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \phi \frac{5}{8} \text{ c/21 cm}$$

En la base de la pantalla es mayor el acero requerido.

$$A_{\text{requerido}} = 16,92 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \phi \frac{5}{8} \text{ c/11 cm}$$

Acero de Refuerzo Definitivo:

Pantalla (cara interior en contacto con la tierra):

$$\text{Desde la corona del muro hasta la sección } (y = 4,00 \text{ m}): \phi \frac{5}{8} \text{ c/20 cm}$$

$$\text{Desde la sección } (y = 4,00 \text{ m}) \text{ hasta la base de la pantalla: } \phi \frac{5}{8} \text{ c/10 cm}$$

En la pantalla (cara exterior):

Se colocará vertical y horizontalmente el acero de retracción y temperatura indicado por la norma AASHTO 2002:

$$A_{\text{ret y temp}} = 2,65 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \phi \frac{3}{8} \text{ c/25 cm}$$

Zapata:

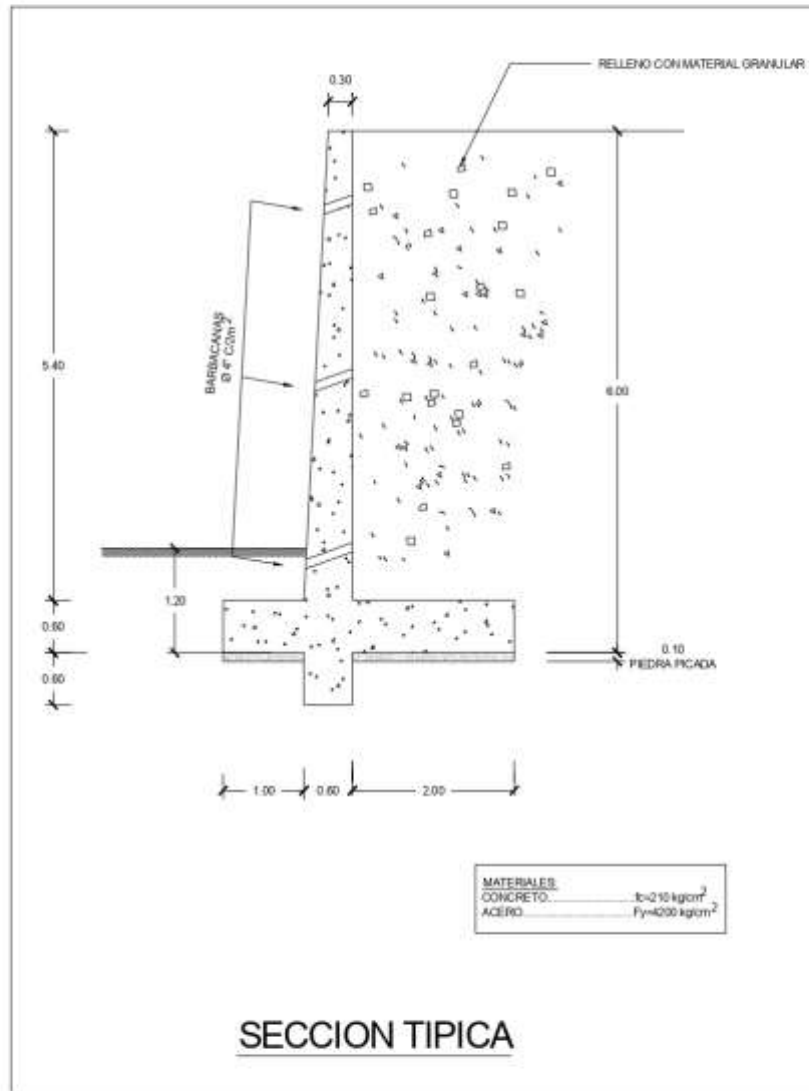
$$\text{Cara inferior y superior: } \phi \frac{1}{2} \text{ c/10 cm}$$

En la zapata, perpendicular al acero de refuerzo principal por flexión, se colocará horizontalmente el acero de retracción y temperatura indicado por la norma AASHTO 2002, en ambas caras:

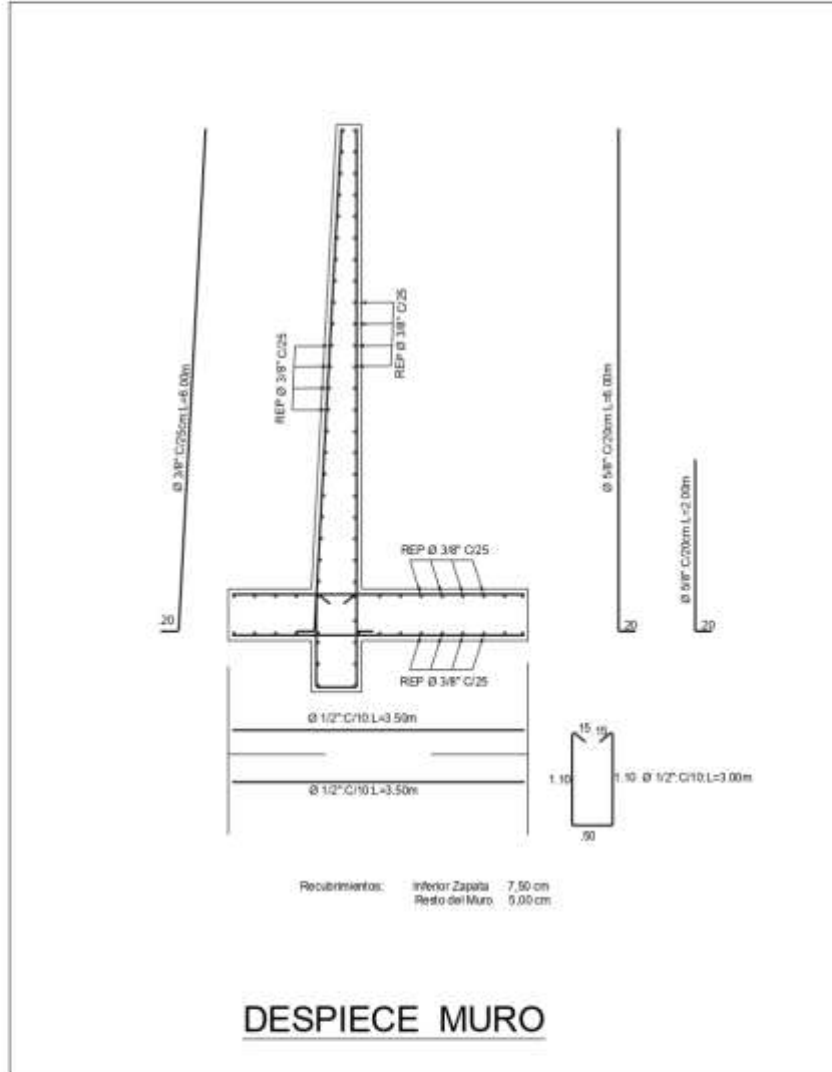
$$A_{\text{ret y temp}} = 2,65 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \phi \frac{3}{8} \text{ c/25 cm}$$

El sistema de drenaje del muro estará constituido por barbacanas de diámetro 4" de P.V.C., colocadas a cada 2 m^2 de pantalla.

12.6. Sección Típica



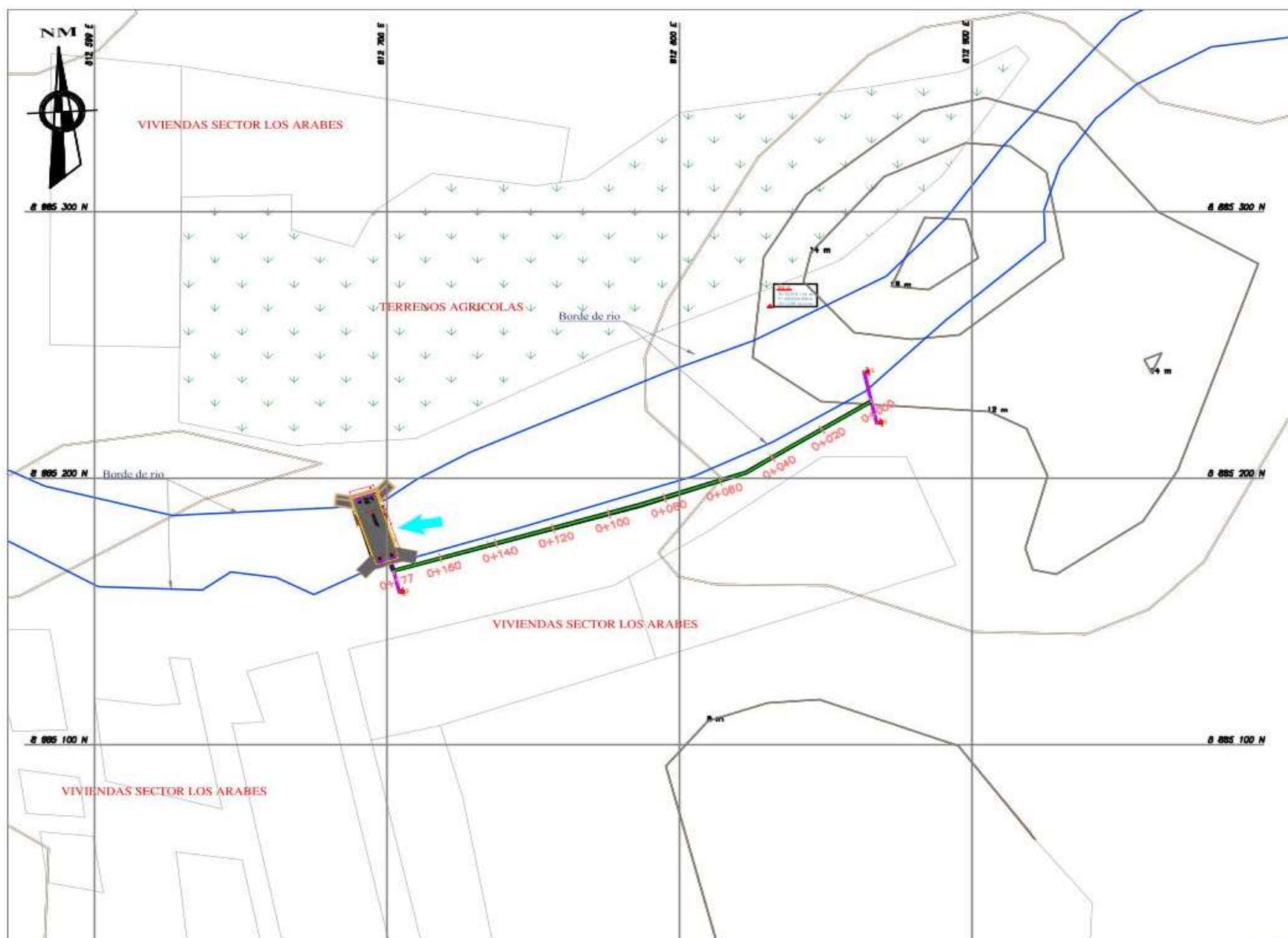
12.7. Despiece del Muro



Volumen de concreto: 4,95 m³/ml
 Acero de Refuerzo : 217 Kg/ml
 Acero / Concreto : 43,84 Kg/m³

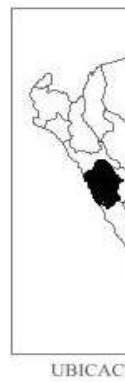
Anexo 8.3: Planos

Plano 1: ubicación y localización



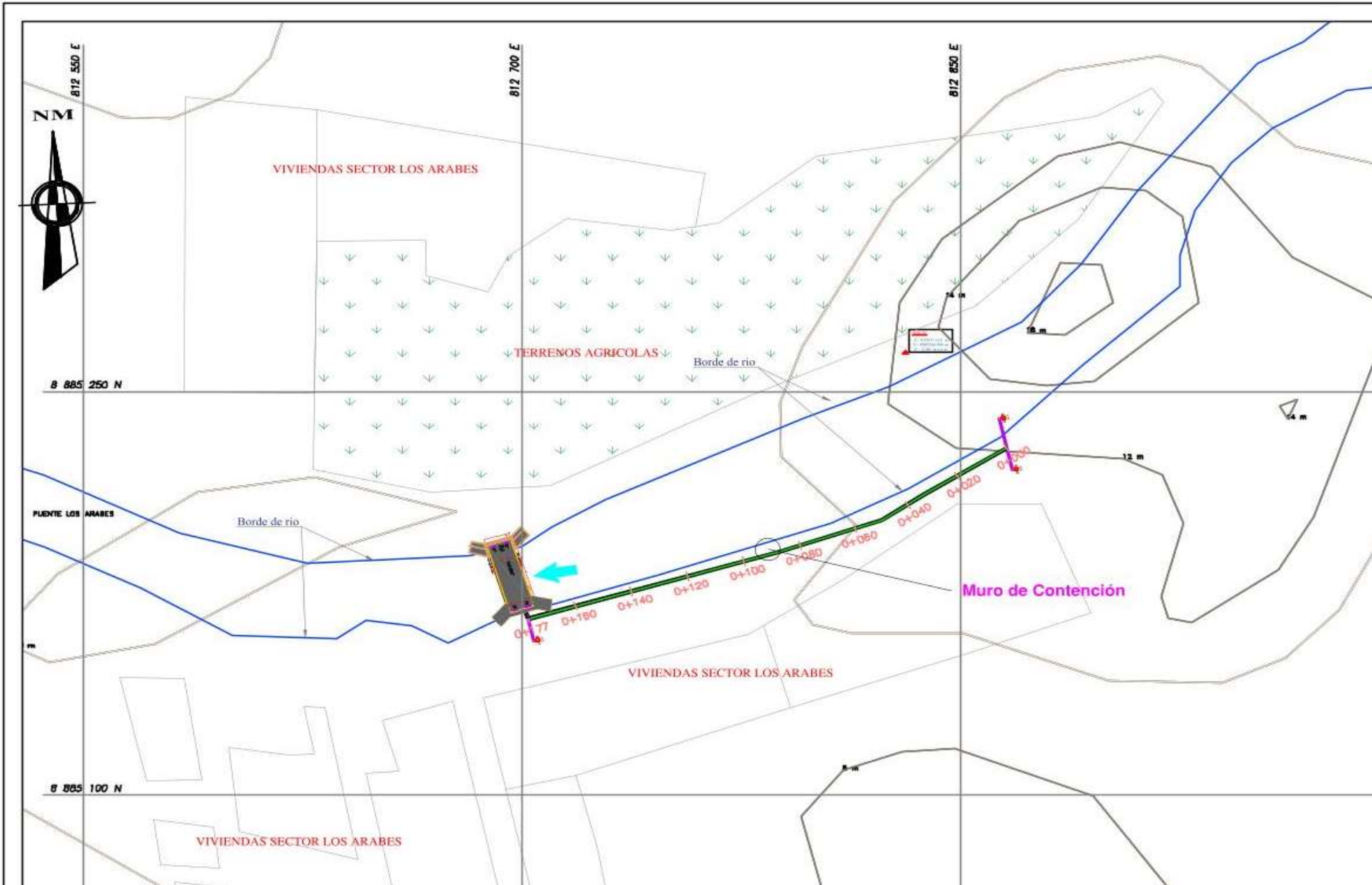
PL

DEPARTAMENTO :
PROVINCIA :
DISTRITO :
PROYECTO :



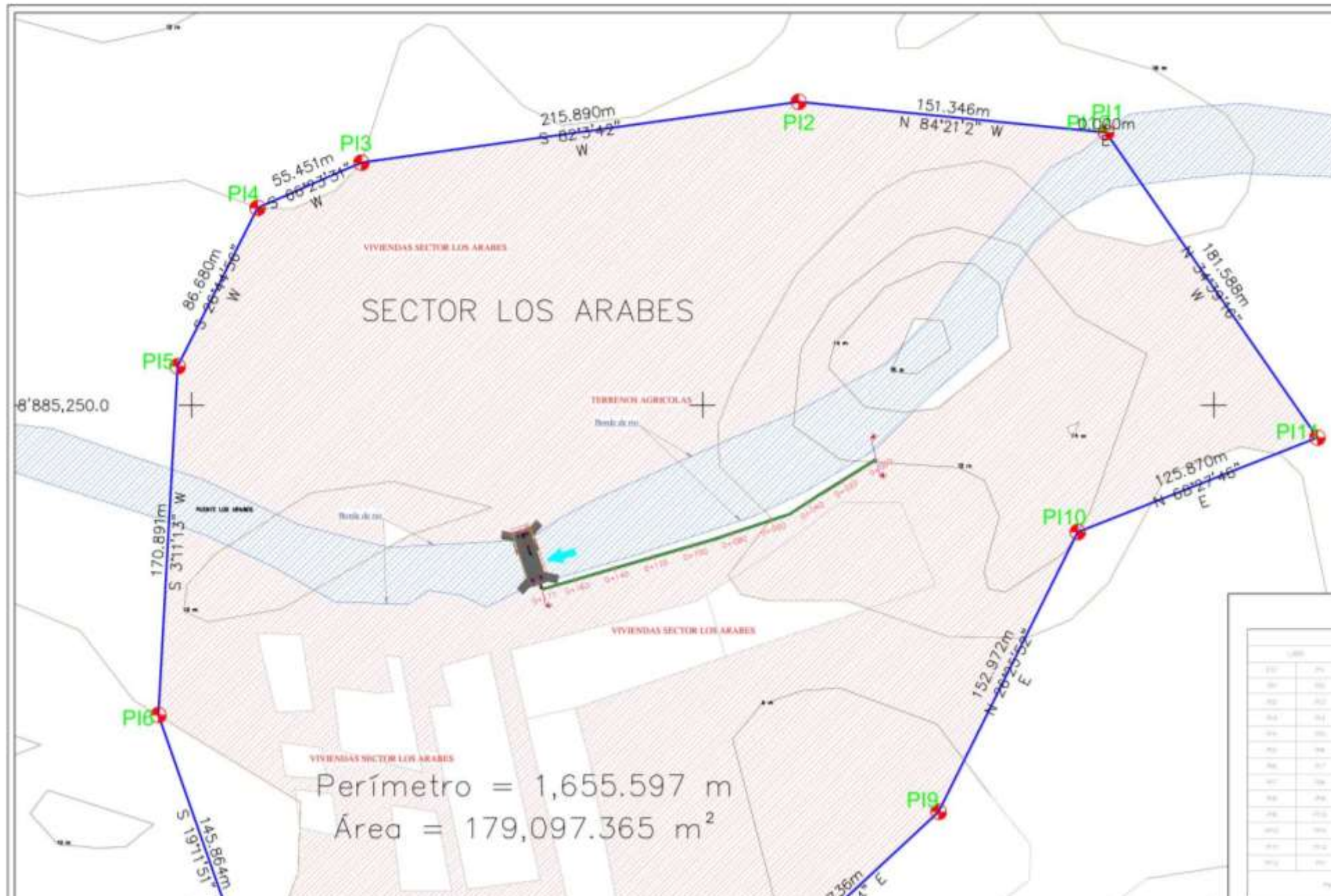
UBICAC

Plano 2: topografía





Plano 4: vulnerabilidad





SECCION TIPICA DEL MURO GEOMETRIA

ESC. 1:25

