

CAPÍTULO I

ASPECTOS GENERALES

1. ANTECEDENTES

En la actualidad, nuestro país experimenta un gran crecimiento. El departamento de Tarija gracias a las regalías de los hidrocarburos, tiene grandes obras en ejecución para satisfacer las necesidades de la población. Una de ellas está en la carretera Quebrada Las Vacas – Salinas la que tiene la finalidad de integrar estas comunidades y mejorar las condiciones de vida de las personas del lugar.

La ejecución del proyecto, permitirá que la parte sureste del país tenga acceso directo a la ruta 1 de la red vial fundamental (RVF) y de esta manera vincúlase hacia ruta 9 de la RVF, posibilitando además el acceso occidental y oriental que son las dos grandes regiones de Bolivia. Paralelamente se logrará también el acceso a las repúblicas del Paraguay, Argentina, Brasil, Chile y Perú, dinamizando y generando flujo económico, comercial, productivo y turístico dentro de la región y el país y el fomento a la integración Bioceánica a través del Corredor Central Sur.

1.1. El problema

Actualmente en el tramo Quebrada las Vacas-Salinas correspondiente a la ruta D-637 la construcción se encuentra paralizada, donde en el nuevo trazo se identifican terraplenes extensos y de alturas variables en pasos de quebradas, al tratarse de una zona sub tropical con precipitaciones anuales que rondan los 1300 mm, que presentan elevaciones topográficas a lo largo de la carretera. Las lluvias en la zona son intensas y éstas al encontrarse con material suelto, generan gran erosión, además del acarreo de material de arrastre y otros que ocasionan inestabilidad en los taludes de la carretera.

Si el problema no es solucionado se pueden pronosticar los siguientes efectos:

- o Agrietamientos y/o deslizamientos de la plataforma de la carretera.
- o Incomodidad para los vehículos tanto por los agrietamientos como por los posibles cortes en el tráfico por los derrumbes de la plataforma.
- o Pésimo servicio en el transporte público y privado.

- o Desplazamiento tardío y lento en la búsqueda de salud, educación, fuentes de trabajo y en el turismo.
- o Costos excesivos en el mantenimiento para la reparación de los posibles derrumbes de la plataforma.

Todos estos problemas afectarán social y económicamente a los habitantes de las comunidades y los turistas que visitan por la zona.

1.2. Objetivos

1.2.1. General

- o Realizar el diseño estructural de los muros de contención en pasos de quebrada, escogiendo la mejor alternativa, tomando en cuenta las condiciones de la altura y empuje de terreno para garantizar la estabilidad de la plataforma de la carretera “Quebrada Las Vacas-Salinas”.

1.2.2. Específicos

- o Realizar tablas parametrizadas de los muros que llegarán a servir en los diferentes tramos de la carretera, considerando las características de los mismos.
- o Realizar tablas comparativas técnica y económica entre los muros analizados.
- o Realizar planillas Excel de cada uno de los muros y a diferentes alturas.
- o Calcular y diseñar las alcantarillas que se presentan en cada muro.
- o Realizar un presupuesto que sirva como referencia en su ejecución de los tres tipos de muros.
- o Realizar un cronograma que sirva como referencia al momento de la ejecución de este proyecto.

1.3. Justificación

Las razones por las que se plantea la propuesta de proyecto de ingeniería civil son las siguientes.

1.3.1. Académico

Profundizar los conocimientos adquiridos en el diseño de muros de contención aplicados en terraplenes, además de obtener conocimientos en la tipología de diferentes tipos de muros. Adicionalmente la elaboración de esta propuesta de ingeniería civil me permitirá optar por la licenciatura en ingeniería civil.

1.3.2. Técnico

Determinar la alternativa viable, que deberá ser la más óptima en cuanto al proceso constructivo, al espacio libre requerido, los costos que generará cada una de las alternativas. Haciendo uso de la Normativa AASHTO-LRFD 2017, para la elaboración de las planillas de cálculo de los distintos tipos de muros.

1.3.3. Social

Contribuir a las comunidades de Quebrada las Vacas, el Puesto, la Cueva y Salinas, siendo comunidades que se encuentran en el trayecto de la carretera “Quebrada Las Vacas-Salinas”, con el diseño de muros de contención. Solución más adecuada y viable al problema de la inestabilidad de los taludes, que traerá a la comunidad la facilidad de transporte, que coadyuvará al desarrollo de la zona tanto en el área económica, productiva, social, salud y educativa.

1.4. Alcance del proyecto

En el desarrollo de la propuesta “Diseño estructural de los muros en pasos de quebrada (Provincia O’connor-Dpto. Tarija)” se proyectan los siguientes resultados:

- Recopilación y procesamiento de la información técnica disponible adquirida por el proponente de la propuesta de ingeniería civil.
- Ubicación del muro según condiciones de altura, espacio, estabilidad del suelo, etc.
- Estudio hidrológico: escorrentías de la zona para el diseño de las alcantarillas.
- Diseño y cálculo estructural del muro dependiendo de la elección.
- Diseño de alcantarillas de paso respetando la Normativa de la Administradora Boliviana de Carreteras (ABC), y haciendo uso de alcantarillas tipo para el diseño.
- Comparaciones técnicas y económicas entre los muros en análisis.
- Realizar tablas parametrizadas de los muros analizados para diferentes alturas.

- Especificaciones técnicas, cubicaciones, precios unitarios y presupuesto.

1.5. Localización

Las comunidades de Quebrada las Vacas y Salinas ubicadas en el distrito 1 del Municipio de Entre Ríos, municipio perteneciente al Departamento de Tarija, situada aproximadamente a 14 km desde el poblado de Entre Ríos ubicada en la ruta D-637 de la red vial fundamental del departamento de Tarija, las coordenadas de ubicación geográfica al inicio de la vía es $X=381713,71$ este e $Y=7608821,38$ norte y concluye en las coordenadas $X=372149,02$ este e $Y=7587396,52$ norte, limita al Norte con la comunidad de Las Lomas, al Sur con la comunidad de Naranjos, al Oeste con cerro de San Francisco y al Este con el poblado de Entre Ríos; cuenta con las siguientes coordenadas: Entre $21^{\circ} 31' 31,59''$ y $21^{\circ} 32' 59,79''$ Latitud Sur y $64^{\circ} 12' 20,57''$ y $64^{\circ} 09' 39,88''$ Longitud Oeste, con alturas de 1204-1269 m.s.n.m.

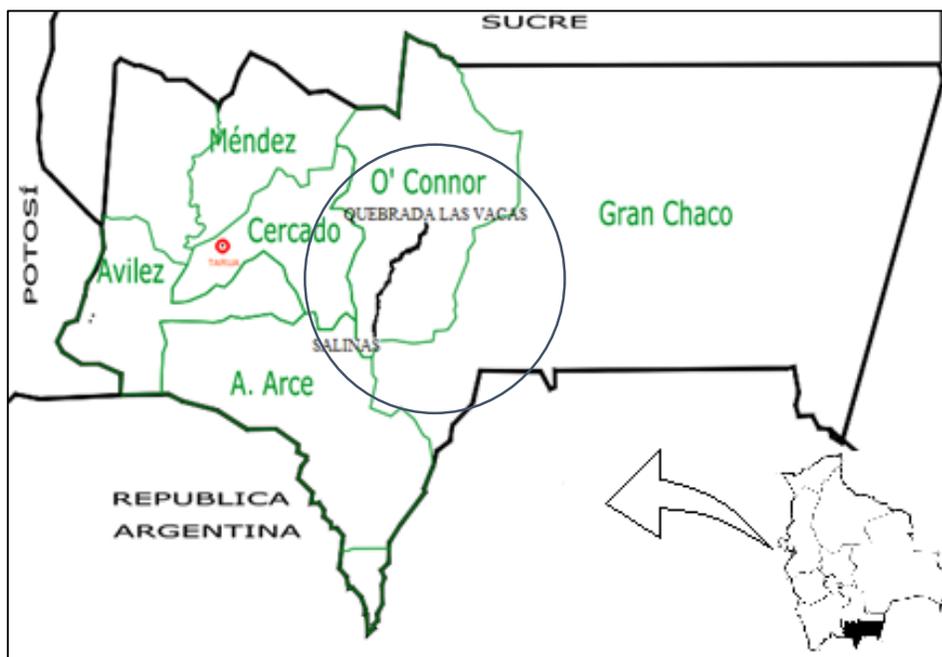
Los puntos de emplazamiento se encuentran en las coordenadas: $21^{\circ} 32' 12,02''$ Latitud Sur y $64^{\circ} 11' 00,10''$ Longitud Oeste, con una altura de 1245,50 m.s.n.m.

Figura 1: Ubicación de la carretera



Fuente: Imágenes Google Earth.

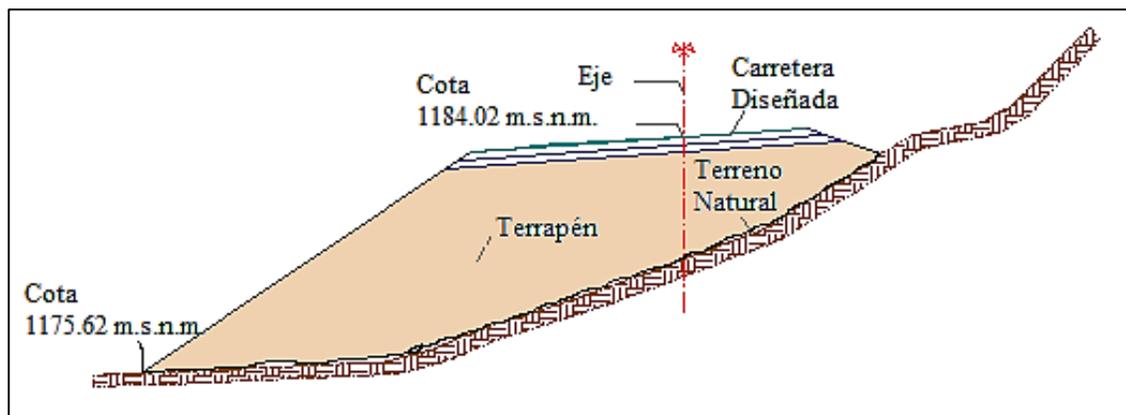
Figura 2: Ubicación de la carretera en el dpto.



Fuente: Imágenes Google.

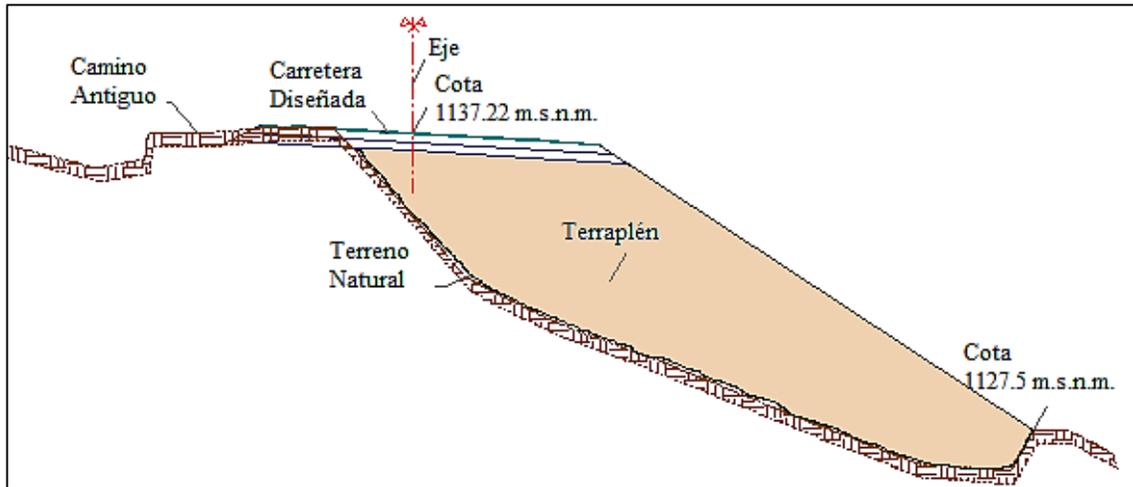
Se puede apreciar las ubicaciones de los muros a continuación:

Figura 3: Ubicación de la alcantarilla 1, prog. 0+600,00



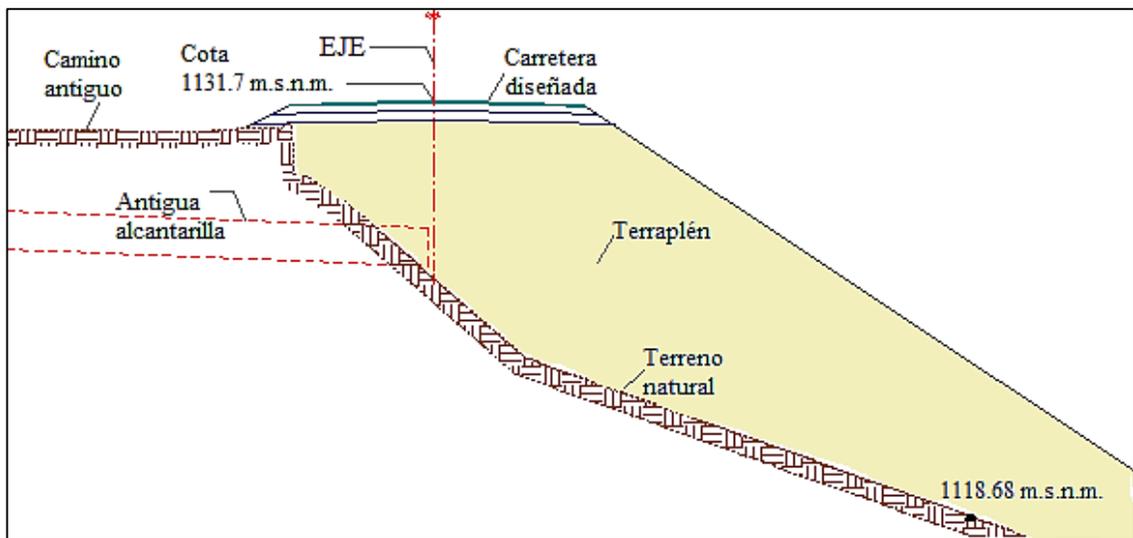
Fuente: Elaboración Propia.

Figura 4: Ubicación de la alcantarilla 2, prog. 5+647,10



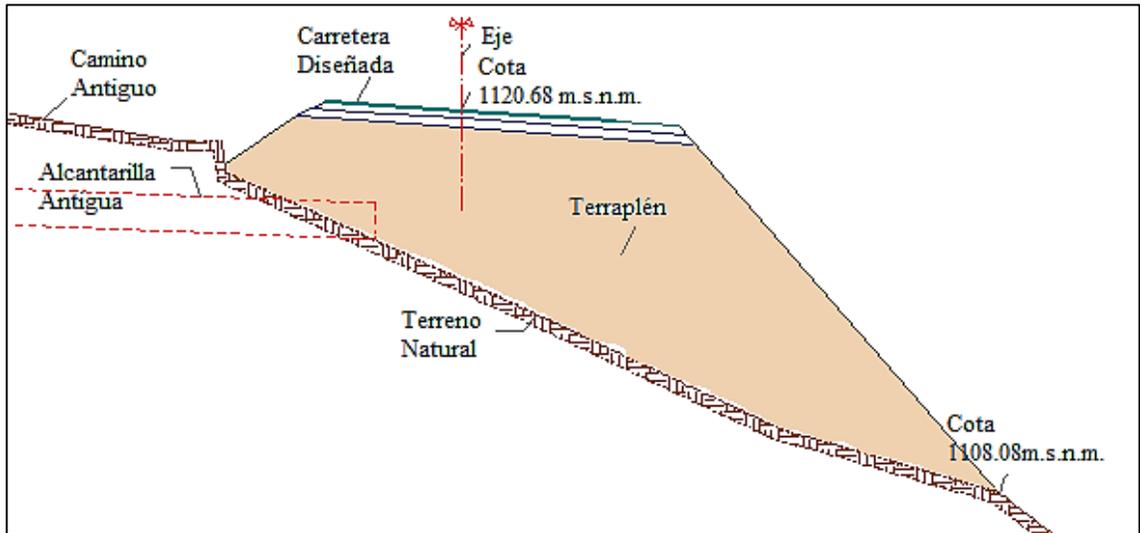
Fuente: Elaboración Propia.

Figura 5: Ubicación de la alcantarilla 3, prog. 7+060,00



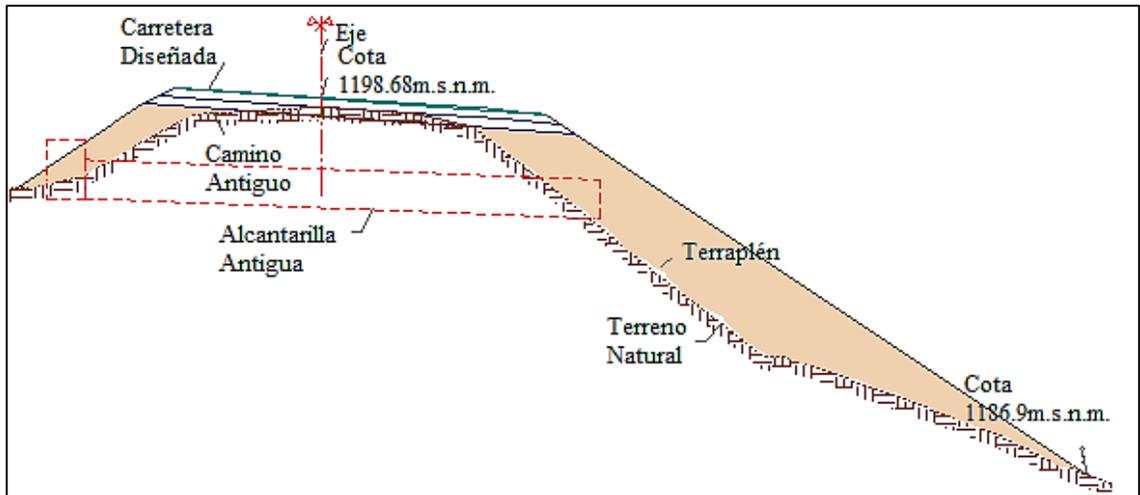
Fuente: Elaboración Propia.

Figura 6: Ubicación de la alcantarilla 4, prog. 11+379,20



Fuente: Elaboración Propia.

Figura 7: Ubicación de la alcantarilla 5, prog. 19+790,20



Fuente: Elaboración Propia.

CAPÍTULO II

2. MARCO TEÓRICO

2.1. Levantamiento topográfico

Se refiere al levantamiento topográfico general de la zona del proyecto, documentado en planos a escala 1:100 a 1:200 con curvas de nivel a intervalos de 1,00 metros y comprendido por un espacio visible en todas las direcciones de los muros, visualizando las entradas y salidas correspondientes a la carretera, además en dirección transversal (correspondiente al eje de la quebrada). Los planos deberán indicar el trazo de la carretera sobre los muros y el curso del agua.

2.2. Estudio hidrológico e hidráulico

Establece las características hidrológicas de los regímenes de avenidas máximas y extraordinarias y los factores hidráulicos que permiten definir los requisitos mínimos para el diseño de las alcantarillas.

Los estudios hidrológicos e hidráulicos comprenden lo siguiente:

- a) Recolección y análisis de la información hidrométrica.
- b) Caracterización hidrológica de la cuenca, considerada hasta el cruce de agua, se analizará y seleccionará la aplicabilidad de los distintos métodos de estimación de caudales máximos.
- c) Estimación de caudales máximos para diferentes periodos de retorno y según distintos métodos. Y evaluación de las estimaciones de caudal máximo; elección del resultado que, a criterio ingenieril, se estima confiable y lógico.
- d) Determinación de las características hidráulicas del flujo, esta comprende la velocidad de la misma en el conducto (alcantarilla).

2.3. Estudio de suelos

El estudio considera exploraciones de campo y ensayos de laboratorio.

2.3.1. Ensayo de suelos in situ y laboratorio

- a) Ensayo de campo:
 - Estudios de roca (geología).
 - Estudios geotécnicos.
- b) Ensayos en laboratorio:
 - Contenido de humedad.
 - Gravedad específica.
 - Distribución granulométrica.
 - Determinación límite líquido y límite plástico.

2.4. Evaluación de empujes 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.

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 un desplazamiento Δ por rotación o traslación lateral de éste, para alcanzar la condición mínima activa o la condición máxima pasiva. 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 2.1.

TABLA 2. 1. 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	0,010
Arena medianamente densa	0,002	0,020
Arena suelta	0,004	0,040
Limo compacto	0,002	0,020
Arcilla compacta	0,010	0,050

Fuente: AASHTO 2017, LRFD.

2.4.1. Presión estática

La presión estática puede ser de reposo o activa.

2.4.1.1. 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 aplicado en el tercio inferior de la altura, en la Figura 8 se muestra un muro de contención con diagrama de presiones de reposo.

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

$$K_0 = 1 - \sin \phi$$

Donde:

K_0 = coeficiente de presión de reposo.

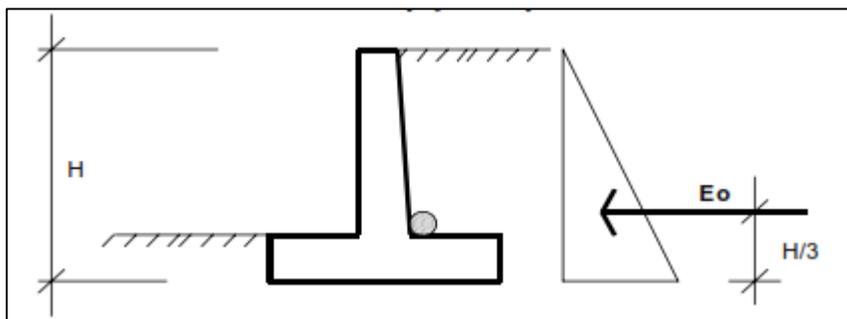
γ = peso específico del suelo.

H = altura del relleno que ejerce el empuje.

ϕ = ángulo de fricción interna del suelo.

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

Figura 8: Empuje en reposo



Fuente: Imágenes Google.

En la Tabla 2.2 se presenta diferentes valores de coeficientes de reposo para varios tipos de suelos.

TABLA 2. 2. Valores de K_0 para varios tipos de suelos

Tipo de suelo	K_0
Arena suelta	0,40
Arena densa	0,60
Arena compactada en capas	0,80
Arcilla blanda	0,60
Arcilla dura	0,50

Fuente: Terzaghi, Mecánica de suelos en la ingeniería práctica.

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.

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 el eje vertical. Considerando que no hay fricción en las caras del elemento diferencial, se obtiene:

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

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 :

$$K_0 = \left(\frac{\nu}{1 - \nu} \right)$$

El proceso de compactación genera empujes superiores a la condición activa sobre las estructuras, pareciéndose la presión generada por esta actividad a la condición de reposo. En la Tabla 2.3 se presentan valores de ν para varios tipos de suelo.

TABLA 2. 3. 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

Fuente: Terzaghi, Mecánica de suelos en la ingeniería práctica.

2.4.1.2. 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 9 se muestra un muro de contención con diagrama de presión activa.

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

Donde:

K_a = coeficiente de presión activa.

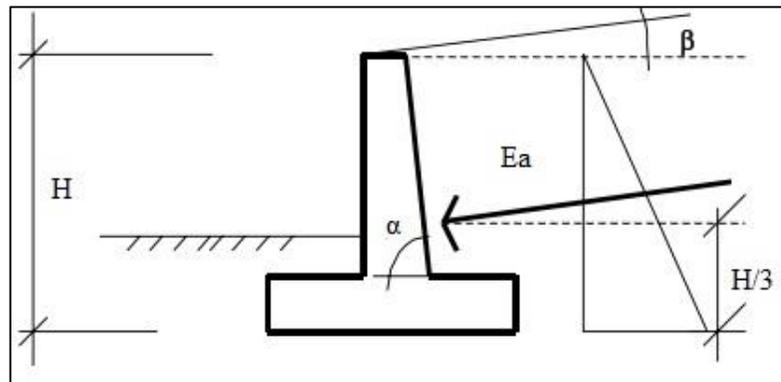
El coeficiente de presión activa se puede determinar con las teorías de Coulomb o Rankine para suelos granulares; en ambas teorías se establecen hipótesis que simplifican el

problema y conducen a valores de empuje que están dentro de los márgenes de seguridad aceptables.

2.4.1.2.1. Ecuación de Coulomb

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 9: Empuje activo



Fuente: Imágenes Google.

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

- El suelo es una masa homogénea e isotrópica y se encuentra adecuadamente drenado como para no considerar presiones intersticiales en él.
- La superficie de falla es plana.
- 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.
- La cuña de falla se comporta como un cuerpo rígido.
- La falla es un problema de deformación plana (bidimensional), y se considera una longitud unitaria de un muro infinitamente largo.
- 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.
- 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.

El coeficiente K_a según Coulomb es:

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

Donde:

α = 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: $\left(\delta = \frac{2}{3}\phi\right)$ para superficies parcialmente rugosas de concreto. En piedras rugosas, $\delta \sim \phi$. Cuando la superficie del muro es lisa, pulida, o ha sido limpiada con aceite, resulta $\delta = 0$.

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

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

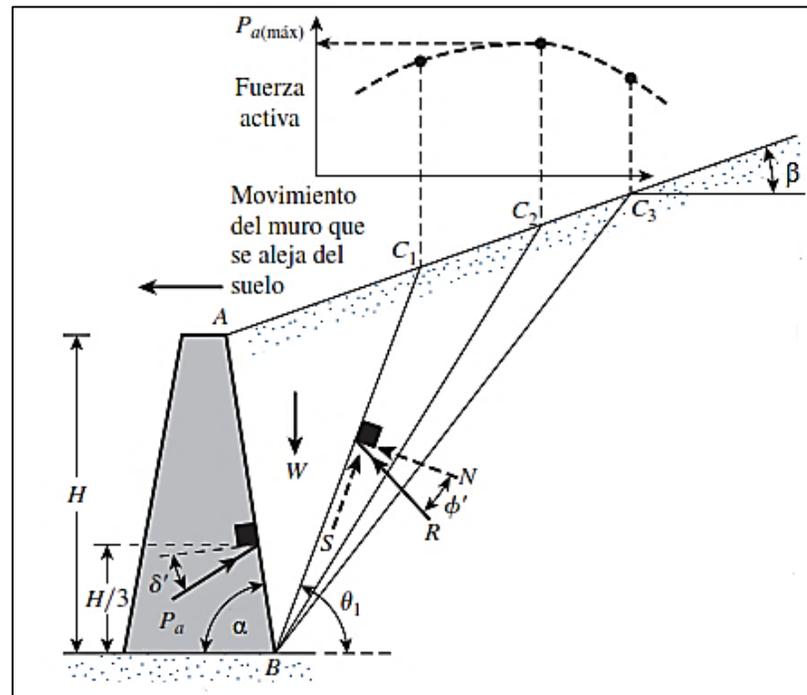
Si el relleno es horizontal ($\beta = 0^\circ$), la anterior ecuación se reduce a:

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi)}{\cos(\delta) * \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) * \sin(\phi)}{\cos(\delta)}} \right]^2}$$

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

$$K_a = \frac{1 - \sin(\phi)}{1 + \sin(\phi)} = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$$

Figura 10: Presión activa de Coulomb



Fuente: Braja M. Das, Principios de Ingeniería de Cimentación.

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 ($\alpha = 90^\circ$) y el ángulo ($\delta = 0^\circ$). Por lo tanto, para encontrar las componentes del E_a , aplicando una sobre carga de valor q que actúa uniformemente por cada metro m y en una superficie plana, es decir, $\beta = 0^\circ$. Donde los coeficientes de empuje activo para cada componente se expresan de la siguiente manera respecto a las condiciones anteriormente nombradas:

$$\lambda_h = \frac{\sin^2(\alpha + \phi)}{\sin^2\alpha \times \sin(\alpha - \delta) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \times \sin(\phi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \times \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

$$\lambda_v = \lambda_h * \cot(\alpha - \delta)$$

Donde:

λ_h = coeficiente de empuje activo horizontal,

λ_v = coeficiente de empuje activo vertical.

Donde la componente horizontal E_{ah} y vertical E_{av} del empuje total E_a , por unidad de longitud de muro, tienen por expresiones:

$$E_{ah} = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 + q * H \right) * \lambda_h$$

$$E_{av} = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 + q * H \right) * \lambda_v$$

El punto de aplicación del empuje E_a se encuentra a una profundidad z desde la coronación del muro dada por la expresión:

$$z = \frac{2\gamma * H + 3q}{3\gamma * H + 6q} * H$$

Si en el muro se llegan a presentar las siguientes condiciones: que el muro en el trasdós su superficie sea vertical ($\alpha = 90^\circ$) y no exista fricción entre el suelo y el muro ($\delta = 0^\circ$), resulta que E_{ah} es igual a E_a y el E_{av} es igual a cero.

2.4.1.2.2. 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:

- El suelo es una masa homogénea e isotrópica.
- No existe fricción entre el suelo y el muro.
- La cara interna del muro es vertical ($\alpha = 90^\circ$).
- La resultante del empuje de tierras está ubicada en el extremo del tercio inferior de la altura.
- 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:

$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}$$

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

$$K_a = \frac{1 - \sin(\phi)}{1 + \sin(\phi)} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

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 la teoría de Rankine, se supone que la cara interna del muro es vertical ($\alpha = 90^\circ$), 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 que se obtienen según Rankine son la siguientes:

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

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

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

2.4.1.3. 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 $H = 6$ m.

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

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

2.4.2. Presión forzada

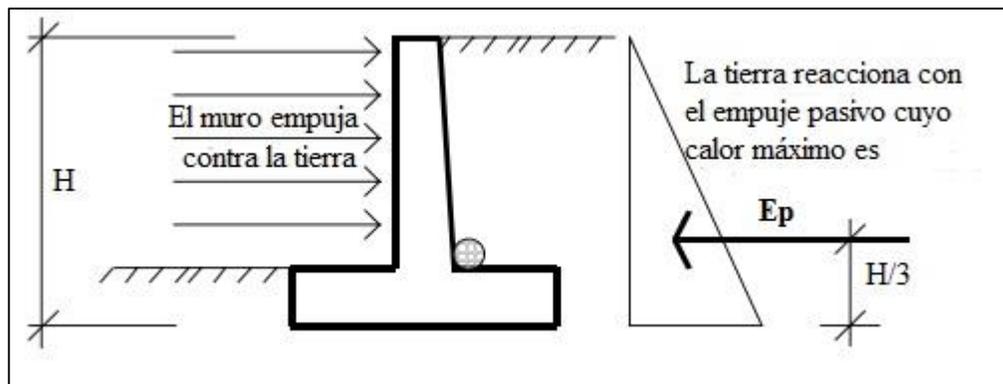
2.4.2.1. Empuje pasivo

Cuando un muro 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 11 muestra un muro con diagrama de presión pasiva.

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

Donde K_p es el coeficiente de presión pasiva.

Figura 11: Empuje pasivo



Fuente: Imágenes Google.

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

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

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

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

$$K_p = \frac{1 + \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)} = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

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

2.4.3. Efecto de la sobrecarga

2.4.3.1. Sobrecarga uniforme sobre el muro

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.

$$H_s = \frac{q}{\gamma}$$

Frecuentemente se ha usado una altura de relleno equivalente a carga viva de 61 cm o 2 pies, la Norma AASHTO 2017 LRFD indica valores de relleno equivalentes a sobrecarga vehicular que varían con la altura del muro, estos valores se muestran en la Tabla 2.4.

TABLA 2. 4. Altura de carga equivalente a sobrecarga vehicular H_s

Altura de muro (mm)	h_{eq} (mm)	
	Distancia entre el paramento posterior del muro y el borde del tráfico	
	0,00 mm	300 mm o más
1500	1500	600
3000	1050	600
≥ 6000	600	600

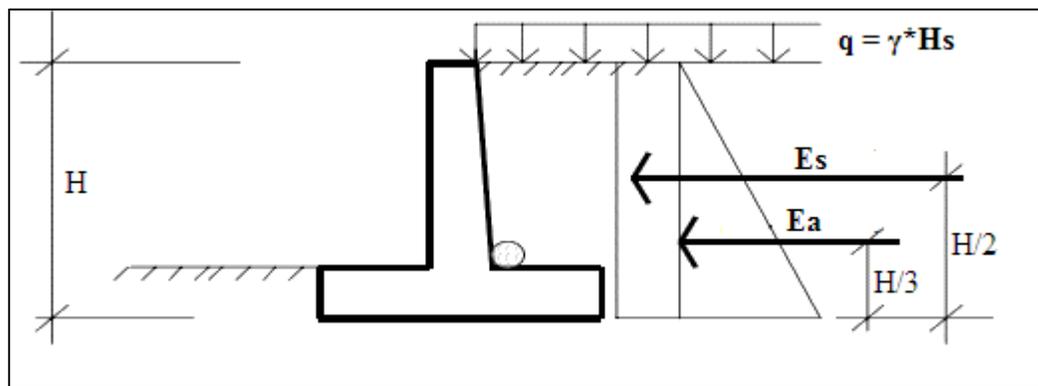
Fuente: AASHTO 2017, LRFD.

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

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

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 siguiente figura:

Figura 12: Empuje de tierras con sobrecarga



Fuente: Imágenes Google.

2.4.3.2. Presencia de agua en el relleno del muro

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.

TABLA 2. 5. Peso Específico sumergido de diferentes suelos granulares

γ_s	
Material	Kg/m ³
Grava	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

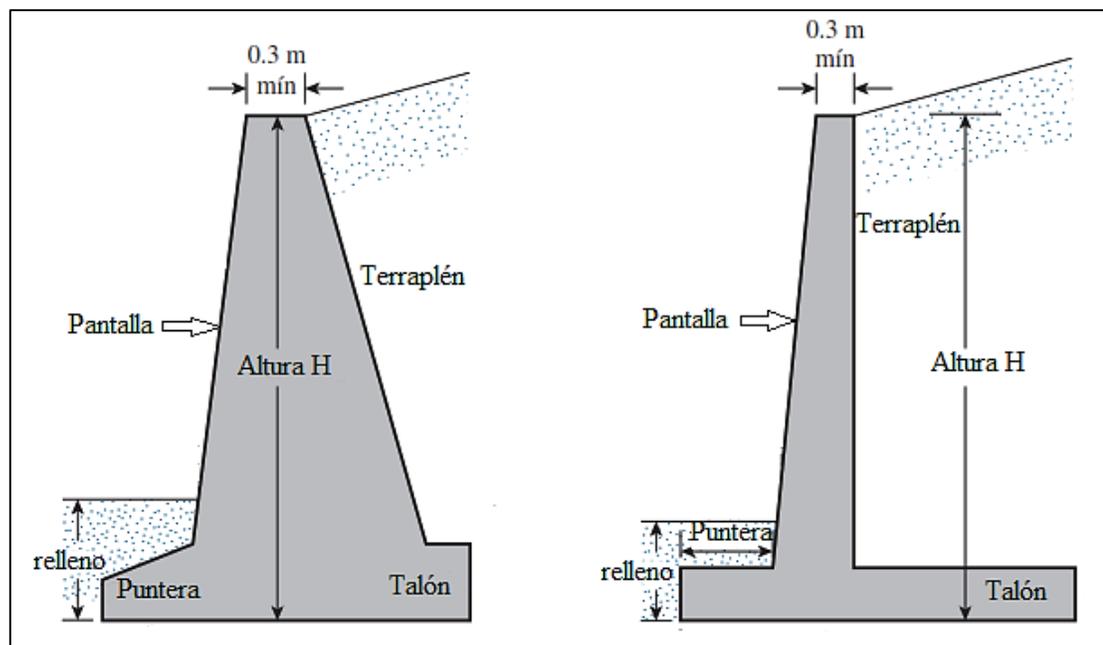
Fuente: Terzaghi, Mecánica de suelos en la ingeniería práctica.

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. En la Tabla 2.5 se indican algunos valores de peso específico sumergido γ_s de diferentes tipos de suelos granulares.

2.5. Tipos de muros

Los muros tienen como finalidad resistir las presiones laterales o 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.

Figura 13: Partes del muro



Fuente: Braja M. Das, Principios de Ingeniería de Cimentación.

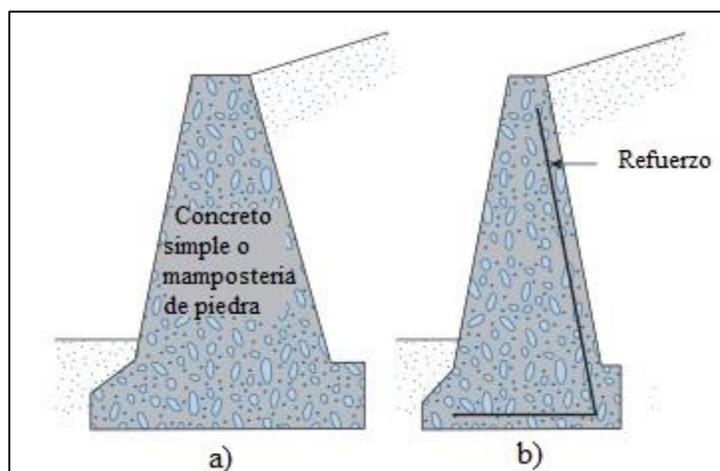
Los muros de contención se comportan básicamente como voladizos empotrados en su base. Los muros están compuestos por diferentes partes las cuales tanto en los de gravedad como en los de voladizo son similares, como se ve en la Figura 13.

2.5.1. Muros de gravedad

2.5.1.1. Características generales

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 4 m, son muros con dimensiones generosas, que no requieren de refuerzo.

Figura 14: Tipos de muros de concreto: a) de concreto simple o mampostería de piedra; b) con refuerzo



Fuente: Braja M. Das, Principios de Ingeniería de Cimentación.

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. En muchos casos, se puede emplear una cantidad pequeña de acero para la construcción de muros de gravedad, minimizando así el tamaño de las secciones de los muros. A esos muros se les refiere por lo general como *muros de semi-gravedad* (Figura 14 b).

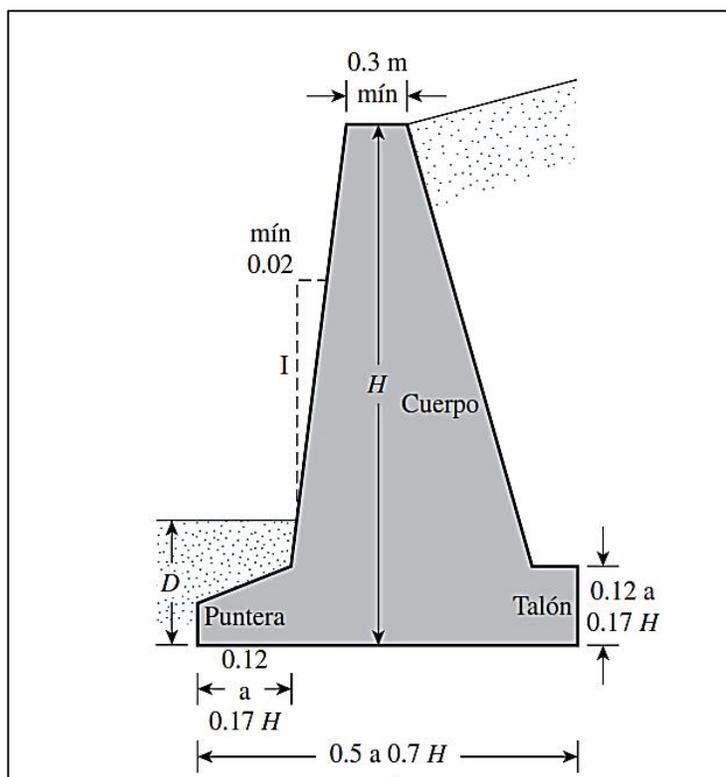
2.5.1.2. Dimensionamiento

En el dimensionamiento las suposiciones permiten que el ingeniero revise la estabilidad de secciones de prueba de los muros. Si las revisiones de estabilidad producen resultados indeseables, las secciones se pueden cambiar y volver a revisar.

En la figura 15 se muestran las proporciones generales de varios componentes de muros de retención que se pueden utilizar en revisiones iniciales.

La dimensión de la base de estos muros oscila alrededor de 0,50 a 0,70 de la altura. La profundidad, D , hasta el fondo de la losa base debe tener un mínimo de 0.60 m.

Figura 15: Dimensiones aproximadas para el diseño de muros de gravedad



Fuente: Braja M. Das, Principios de Ingeniería de Cimentación.

2.5.1.3. Condiciones de diseño

Dadas las grandes dimensiones de la masa de concreto de estos muros, las cargas actuantes producen solo esfuerzos de pequeña magnitud, por lo cual se suele utilizar hormigón de baja calidad en su construcción ($f'c = 180 \text{ kg/cm}^2$).

El análisis estructural de un muro a gravedad consiste en comprobar que todas sus secciones se encuentren sometidas a esfuerzos de compresión y de tensión menor o iguales a las fórmulas siguientes respectivamente:

$$\sigma_t = \frac{M}{S} \leq \sigma_{t \text{ adm}}$$

$$\sigma_c = \frac{M}{S} \leq \sigma_{c \text{ adm}}$$

Donde:

σ_{ta} = Esfuerzo de tracción en una sección del muro.

σ_{ca} = Esfuerzo de compresión en una sección del muro.

M = Momento flector.

s = Módulo seccional (inercia/distancia al punto de análisis).

No así en el diseño de muros a gravedad en los que se calcula el empuje total y para este empuje se evalúa su estabilidad y su no deslizamiento.

2.5.2. Muro en voladizo

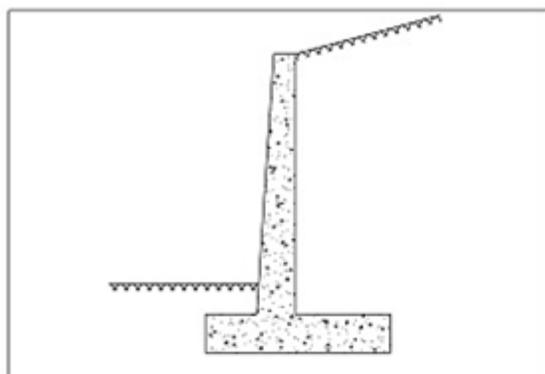
2.5.2.1. Características generales

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 17 se muestra la sección transversal de un muro en voladizo.

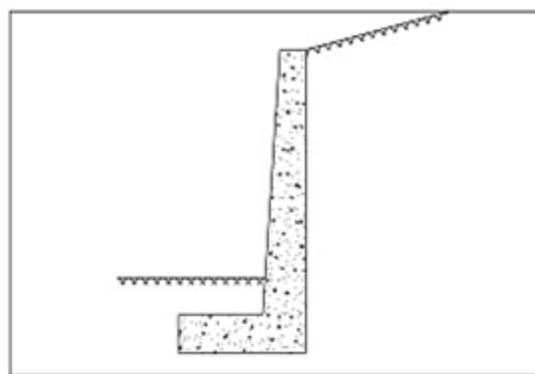
Estos muros, por lo general, son económicos para alturas menores de 8 metros; para alturas mayores, los muros con contrafuertes suelen ser más económicos. La forma más usual es la llamada T, que logra su estabilidad por el ancho de la zapata, de tal manera que la tierra colocada en la parte posterior de ella ayuda a impedir el volcamiento y afirma el muro, aumentando la fricción suelo-muro en la base y 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, estos 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.

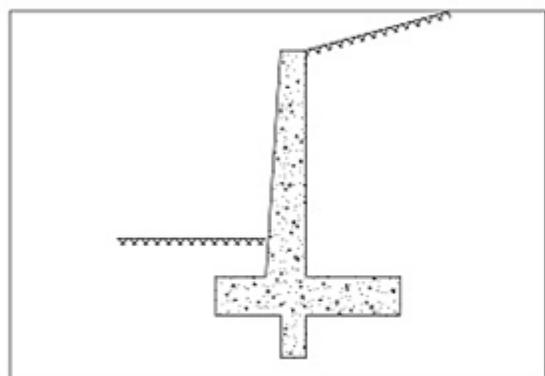
Figura 16: Formas de muros en voladizo



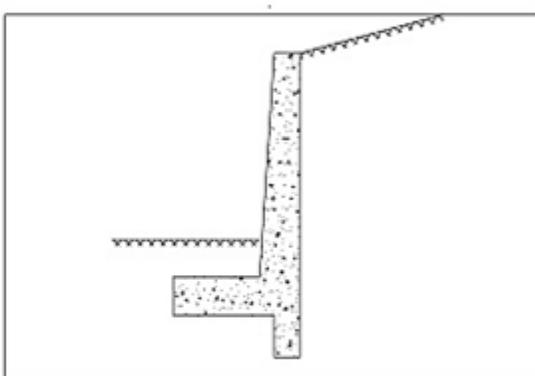
a) En T.



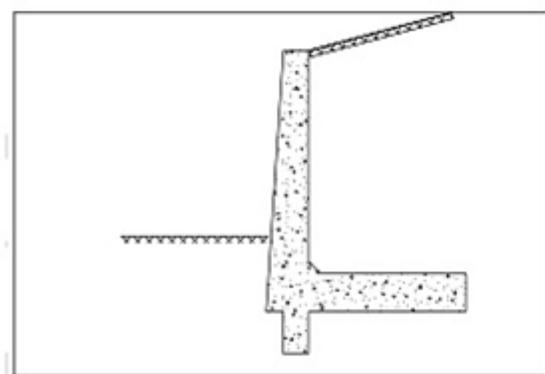
b) En L (con puntera).



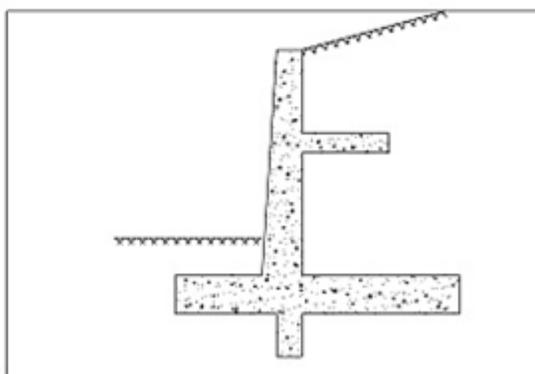
c) En T (con dentellón).



d) En L (con puntera y dentellón).



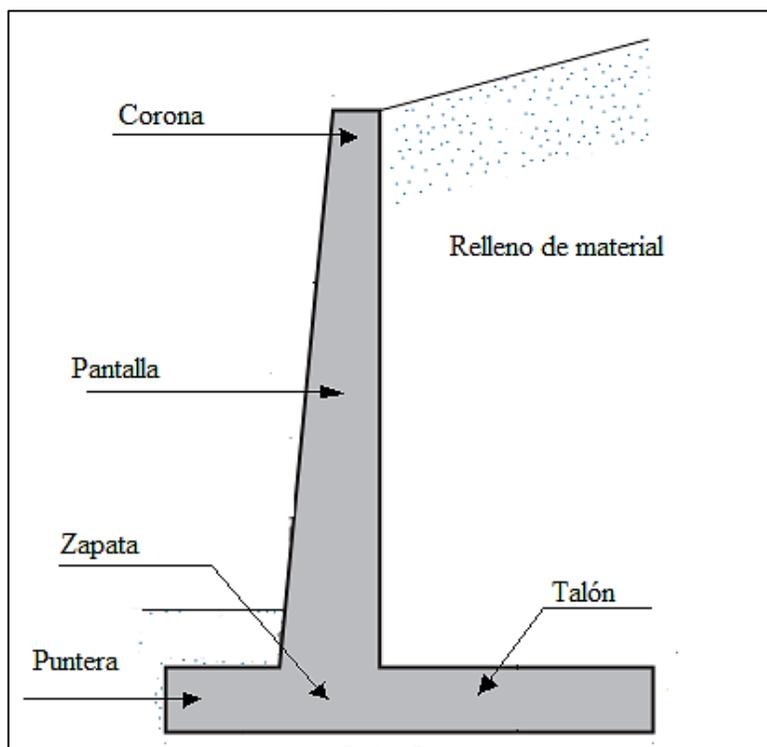
d) En L (con talón y dentellón).



e) En T (con bandeja y dentellón)

Fuente: Lambe T., Mecánica de Suelos.

Figura 17: Muro de contención en voladizo



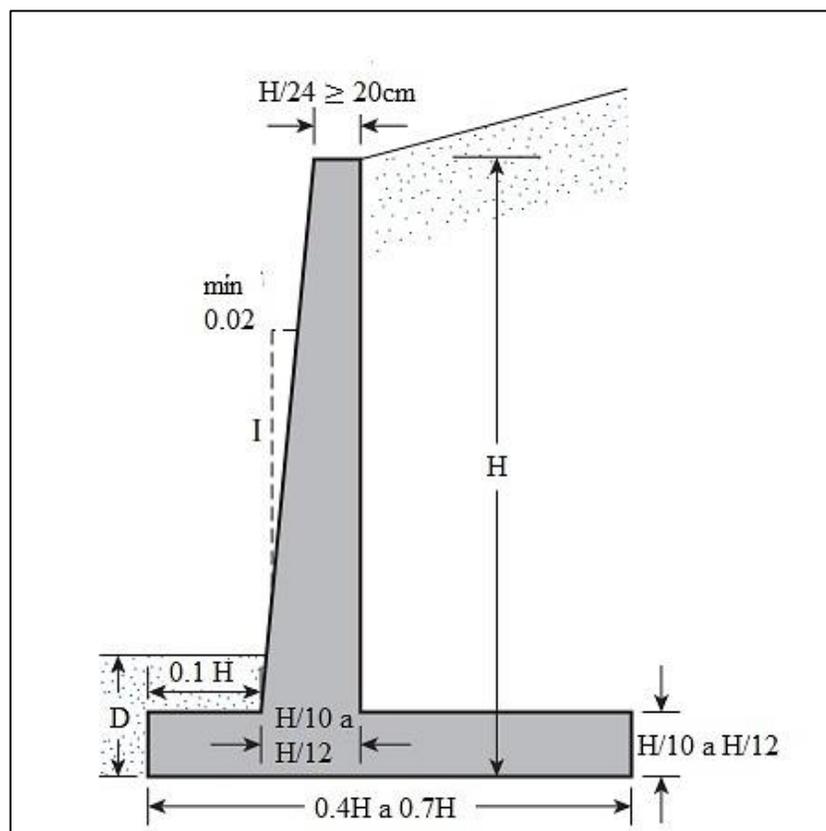
Fuente: Braja M. Das, Principios de Ingeniería de Cimentación.

2.5.2.2. Dimensionamiento

La pantalla de concreto en estos muros es por lo general relativamente delgada, su espesor oscila alrededor de $H/10$ a $H/12$ y depende de las fuerzas cortante y momentos flectores originados por el empuje de tierra.

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 $B/3$ del ancho de la base, el espesor de la base generalmente queda dentro del intervalo de $H/10$ a $H/12$ de la altura del muro, tal como muestra la Figura 18.

Figura 18: Dimensiones aproximadas del muro en voladizo



Fuente: Braja M. Das, Principios de Ingeniería de Cimentación.

2.5.2.3. Condiciones de diseño

La pantalla del muro se diseña para las diferentes combinaciones de cargas las cuales son: Resistencia Ia, Resistencia Ib y de Servicio; para su diseño se emplea la Norma AASHTO-LRFD.

En los muros en voladizo se comprobarán también las fallas de capacidad portante del suelo, volcamiento y deslizamiento del muro.

2.5.3. Muro de tierra armada

La tierra armada es una asociación de tierra y elementos lineales capaces de soportar fuerzas de tensión importantes; estos últimos elementos suelen ser tiras metálicas o de plástico. El refuerzo de tales tiras da al conjunto una resistencia a tensión de la que el suelo carece en sí mismo, con la ventaja adicional de que la masa puede reforzarse única o principalmente en las direcciones más convenientes. La fuente de esta resistencia a la

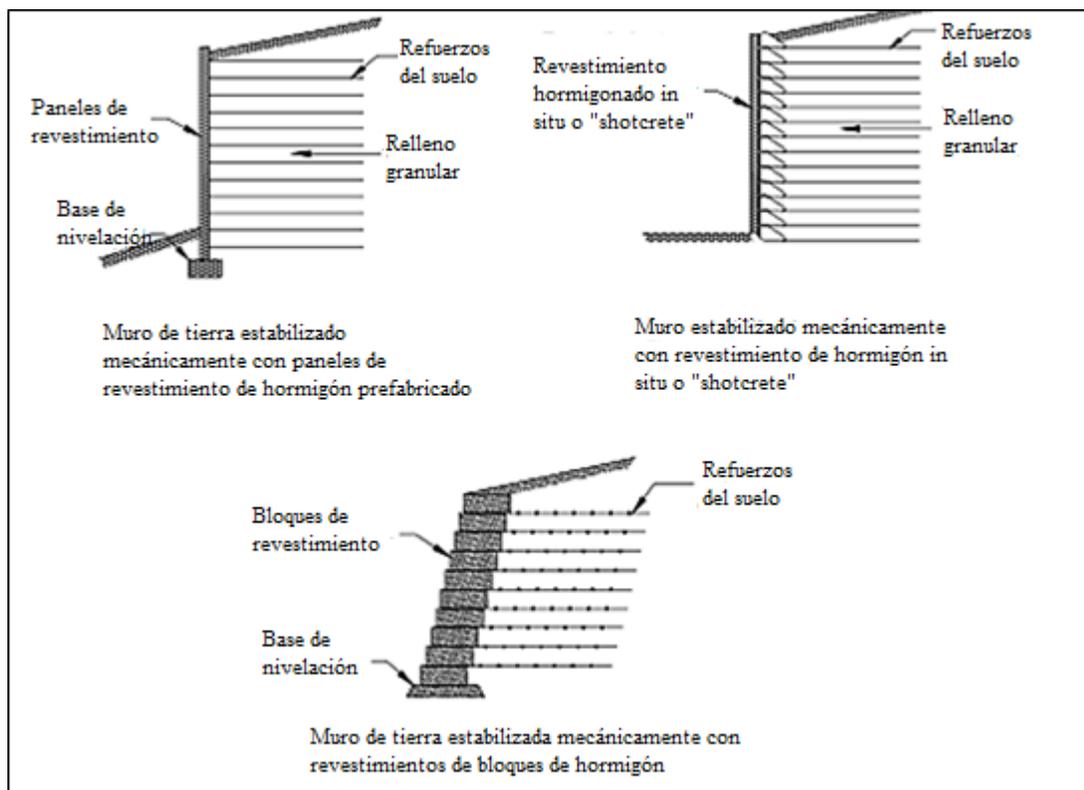
tensión es la fricción interna del suelo, debido a que las fuerzas que se producen en la masa se transfieren del suelo a las tiras de refuerzo por fricción.

2.5.3.1. Características generales

Los muros de tierra armada son sistemas en los cuales se utiliza materiales térreos como elementos de construcción. Un muro de contención de tierra armada está constituido por un suelo granular compactado en el que se colocan bandas de refuerzos horizontales a intervalos regulares. Por lo general, las bandas son de acero galvanizado, pero también pueden ser de acero inoxidable, aluminio, plástico o materiales no biodegradables.

La tierra armada incrementa la cohesión del relleno, mediante la fricción entre las planchas y los granos del suelo. Esta cohesión es proporcional a la resistencia de tracción de las armaduras y en la dirección de sollicitación principal de las mismas. Por lo tanto, se puede orientar la cohesión y su intensidad, diseñando la obra de manera que resista los esfuerzos en cualquier dirección.

Figura 19: Ejemplos de muros de tierra estabilizados mecánicamente

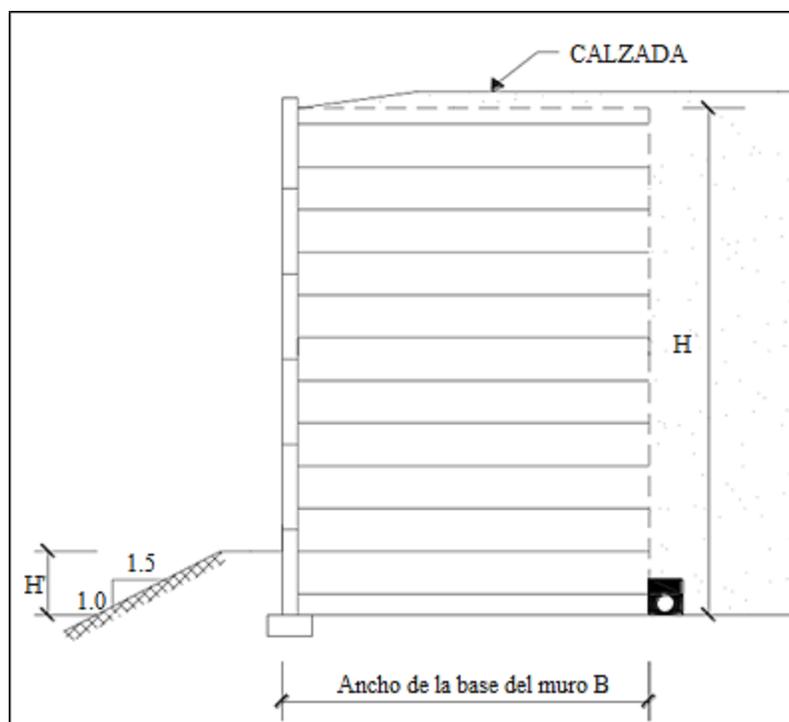


Fuente: Normativa AASHTO-LRFD.

En el diseño de los muros de tierra armada se debe evaluar los empujes del suelo por la Teoría de Rankine en los diferentes niveles. Los esfuerzos que se originan dentro de la masa de relleno por efecto de su propio peso, las sobrecargas y los empujes, se transmiten a las tiras metálicas por rozamiento. El cálculo de la armadura necesaria se hace por niveles, ajustándolo a la magnitud de los esfuerzos existentes.

La condición de adherencia entre los granos del relleno y las tiras depende de la calidad del suelo y del tamaño y características de sus granos. Como no todos los granos están en contacto con las tiras, se debe disponer de un paramento lateral en forma de piel, que consiste en paneles o lajas, las cuales contienen localmente la tierra entre dos capas sucesivas de armaduras. Estos paneles periféricos encajan unos en otros por su forma, como se muestra en la Figura 20. En su cara interna, los paneles van unidos a las tiras metálicas mediante un dispositivo de arranque, colocado en varios puntos de la pared.

Figura 20: Muro sobre talud

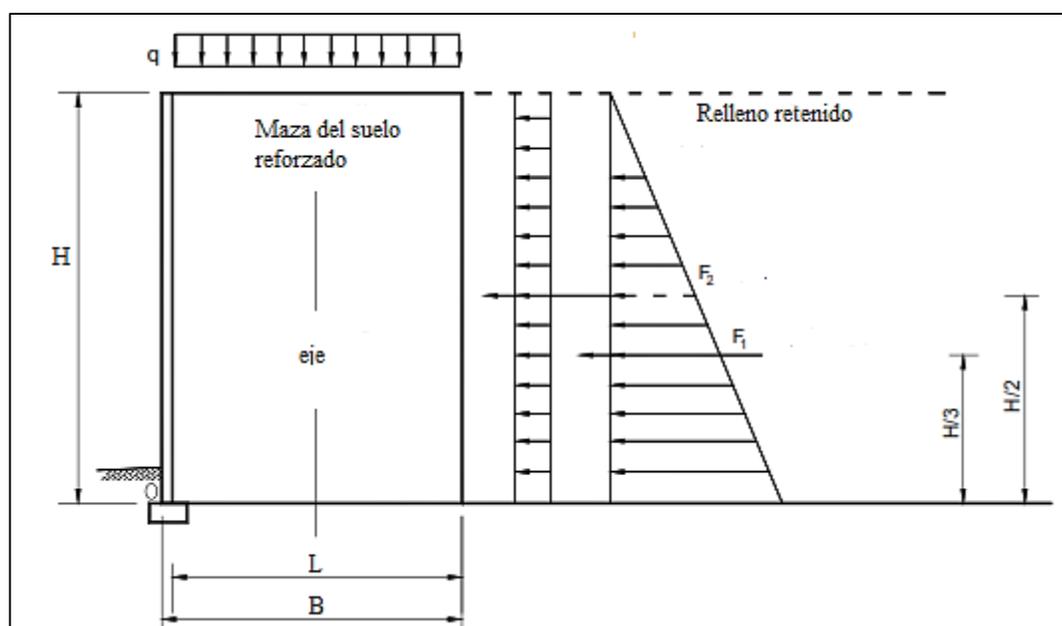


Fuente: Normativa AASHTO-LRFD.

La construcción de estos muros comienza con la colocación de una solera de hormigón para asiento del paramento, sobre el cual se irán encajando sucesivamente los paneles superpuestos, a medida que se extienden las tiras de acero sobre el suelo, atornillándolas

a su punto de unión con los paneles. Luego que se ha colocado una fila de paneles, se extiende la tierra de relleno sobre cada capa de armaduras, utilizando la maquinaria habitual de movimiento de tierras. Luego de extendida esta tierra, se la compacta pasando rodillos. Una buena compactación es necesaria para limitar los asentamientos, pero debe evitarse la utilización de los compactadores junto al paramento. Luego se procede a colocar una nueva fila de paneles y se repite el proceso hasta finalizar el muro, el cual puede alcanzar los 12 a 15 m de altura. Son considerados económicos desde alturas de 6 m en comparación con otros muros de hormigón armado.

Figura 21: Estabilidad externa con relleno y sobrecarga debida al tráfico



Fuente: Normativa AASHTO-LRFD.

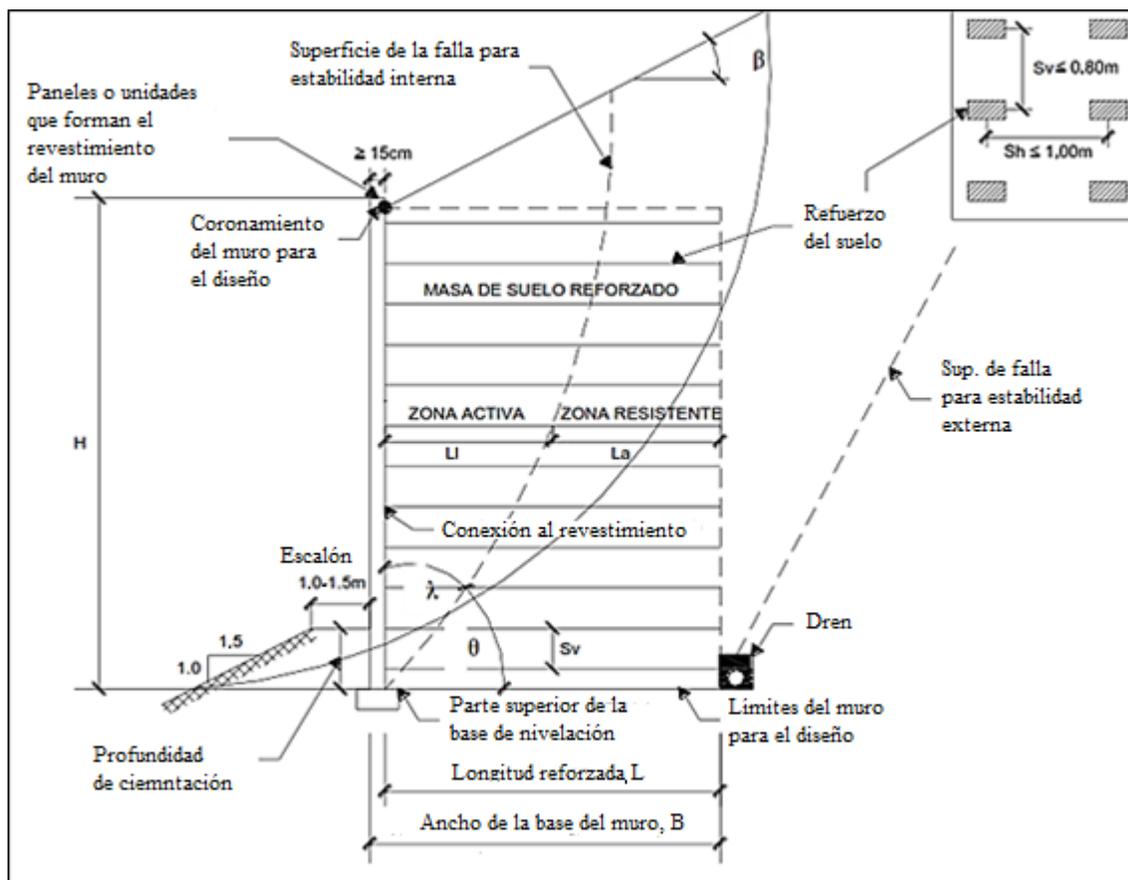
Para ejecutar correctamente el muro, se debe nivelar y aplomar los paneles en cada nueva fila que se coloca para facilitar el montaje de los sucesivos de la fila superior, a medida que avanza la construcción del muro. En las uniones horizontales entre filas se coloca corcho aglomerado con resinas epoxi, para asegurar un correcto asentamiento; mientras que las juntas verticales se rellenan con poliuretano y así permitir el drenaje del macizo de tierra contenida, evitando la pérdida de los granos más finos de suelo. La adherencia de las tiras metálicas con el suelo, garantiza la estabilidad de los paneles.

Técnicamente, la construcción de los muros de tierra armada exige la ejecución de un relleno rigurosamente controlado y compactado.

2.5.3.2. Dimensiones de la estructura

La Figura 22 ilustra las dimensiones requeridas para diseñar los elementos de los muros de tierra armada.

Figura 22: Dimensiones tentativas para el diseño de muros de tierra armada



Fuente: Normativa AASHTO-LRFD.

La mínima profundidad de cimentación en la parte inferior de la masa del suelo reforzado se puede utilizar para evitar fallas por aplastamiento, localizadas debajo de la base de nivelación o la zapata, debidas a las mayores tensiones verticales transmitidas por el revestimiento.

TABLA 2. 6. Mínimas profundidades embebidas de la cara frontal del muro

Pendiente delante de las estructuras		Mínima profundidad embebida
Horizontal	para muros	H/20,0
	para estribos	H/10,0
3,0 H : 1,0 V	muros	H/10,0
2,0 H : 1,0 V	muros	H/7,0
1,5 H : 1,0 V	muros	H/5,0

Fuente: Sección 11, AASHTO – LRFD 2017.

2.5.3.3. Condiciones de diseño

La estabilidad de un muro de retención que se construya con tierra armada debe comprender principalmente dos clases de análisis:

- Tomar el elemento como un conjunto que no será diferente de un muro convencional del tipo de gravedad.
- Realizar análisis de estabilidad interna, básicamente para definir la longitud de las tiras de refuerzo y separación horizontal y vertical, esto para que no se produzca deslizamiento del material térreo respecto a las tiras.

De todos los análisis que se le realizan a este tipo de muros, pueden ocurrir ciertos tipos de fallas que impiden un buen funcionamiento:

- Una falla en la cual la tierra armada colapsa como un conjunto, sin deformación importante dentro de sí misma. Esta falla puede ocurrir por deslizamiento o volcadura y es análoga a la de un muro de retención convencional que falle por las mismas causas.
- Falla por deslizamiento de la tierra en relación a las tiras de armado, acompañada de una desorganización dentro del cuerpo de tierra armada.
- Falla por rotura de las tiras de refuerzo, que parece estar asociada a mecanismos de falla progresiva.

Los muros de tierra armada se deberán diseñar considerando tanto la estabilidad externa del muro como la estabilidad interna de la masa de suelo reforzado detrás del revestimiento. Se deberán considerar las fallas por estabilidad global y compuesta.

Para las estructuras sencillas de geometría rectangular, con una separación relativamente uniforme entre los refuerzos y con cara prácticamente vertical, generalmente las fallas compuestas que atraviesan zonas reforzadas y no reforzadas no serán críticas.

El diseño interno de los sistemas de muros de tierra estabilizada mecánicamente requiere conocer las propiedades a corto y largo plazo de los materiales utilizados para reforzar el suelo y la mecánica de suelos que determina el comportamiento de los muros.

El tamaño y la profundidad embebida de la masa de suelo reforzado se deberán determinar en base a los siguientes factores:

a) Estabilidad Externa

Las estructuras de tierra estabilizadas mecánicamente se deberán dimensionar de manera que satisfagan los criterios de excentricidad y resbalamiento normalmente asociados con las estructuras que trabajan por gravedad.

La seguridad contra las fallas del suelo se deberá evaluar suponiendo que la masa de suelo reforzado es un cuerpo rígido. El coeficiente de empuje activo del suelo, K_a , utilizado para calcular el empuje del suelo retenido detrás de la masa de suelo reforzado, se deberá determinar utilizando el ángulo de fricción del suelo retenido. En ausencia de datos específicos para los suelos granulares, se puede utilizar un ángulo de fricción de 30°. Se deberán realizar ensayos para determinar el ángulo de fricción de los suelos cohesivos, considerando tanto condiciones drenadas como no drenadas.

b) Estabilidad Interna

La seguridad contra las fallas estructurales se deberá evaluar considerando el arrancamiento y la rotura de los refuerzos. Para ello es necesario estimar la mínima longitud de los refuerzos para evitar la falla por arrancamiento de los refuerzos (tiras metálicas) y su espesor para que los mismos no fallen por rotura.

c) Mínima longitud de los refuerzos

Para los refuerzos tipo plancha, faja, tiras y grilla, la mínima longitud de suelo reforzado deberá ser igual al 70 por ciento de la altura del muro, medida a partir de la base de nivelación. La longitud reforzada se deberá aumentar según sea necesario para considerar

las sobrecargas y demás cargas externas o la presencia de suelos de fundación blandos. Estudios paramétricos realizados considerando resistencias del suelo mínimas aceptables indican que, para que las dimensiones de una estructura satisfagan la estabilidad externa, se requieren relaciones longitud-altura comprendidas entre $0,80H$ para el caso de las estructuras bajas (por ejemplo 3,00 m) y $0,63H$ para el caso de estructuras altas (por ejemplo 12 m). Pero estos valores sólo son estimativos, ya que en el cálculo pueden llegar a $1,10H$, todo dependerá de las condiciones del suelo y las características en las cuales se disponga.

Se pueden utilizar refuerzos de longitud no uniforme en las siguientes circunstancias:

- Alargar las tiras de refuerzos superiores más allá de $0,70H$, de manera que se satisfaga los requisitos para evitar el arrancamiento o para considerar cargas sísmicas o de impacto.
- Alargar las tiras de refuerzos inferiores más allá de $0,70H$, de manera que se cumpla los requisitos de estabilidad global, en base a los resultados de un análisis detallado de la estabilidad global.
- Acortar las tiras de refuerzos inferiores a menos de $0,70H$, para minimizar los requisitos de excavación, siempre que el muro se apoye sobre roca o sobre un suelo de fundación altamente competente.
- Para condiciones de estabilidad marginal se debería considerar el uso de técnicas de mejoramiento del suelo, para mejorar la estabilidad de las fundaciones o bien alargar los refuerzos.

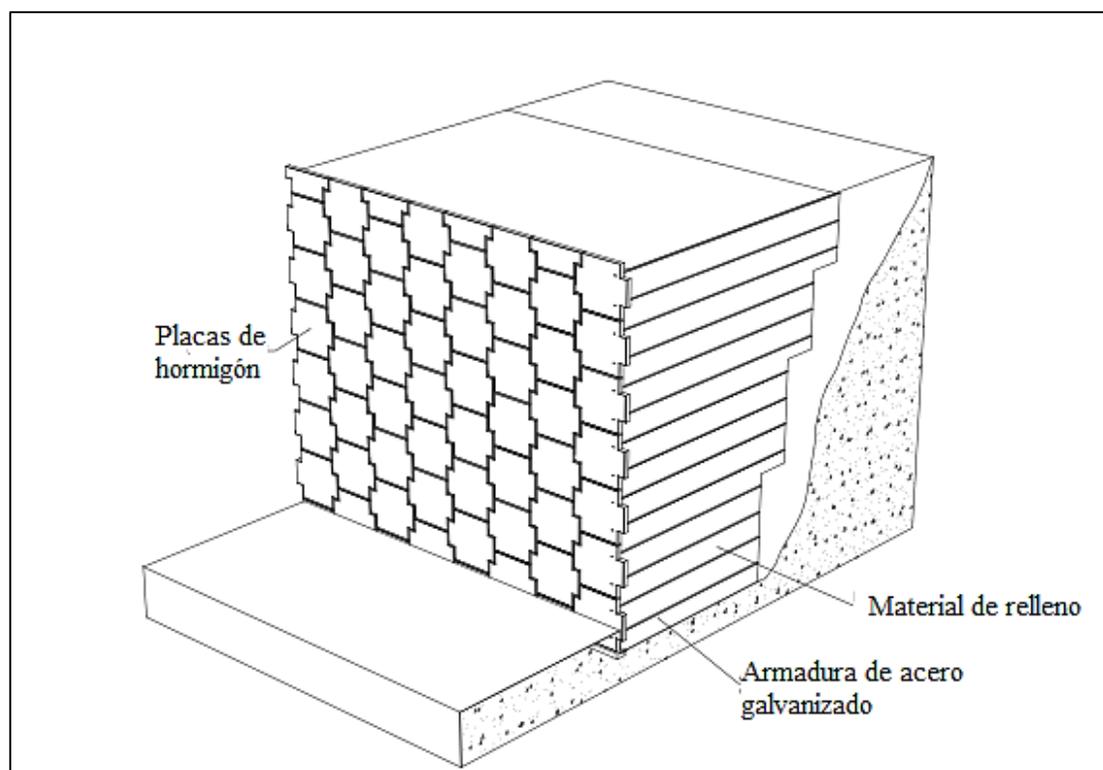
Típicamente para los cálculos de estabilidad interna y externa se ignoran el peso y las dimensiones de los elementos que forman el revestimiento. Sin embargo, se pueden incluir las dimensiones y el peso del revestimiento en los cálculos de resbalamiento y capacidad de carga. Para el cálculo de la estabilidad interna se considera que las dimensiones del muro comienzan en la parte posterior de los elementos que forman el revestimiento.

Para el diseño de los paneles prefabricados, se deben de realizar las comprobaciones en los arranques que son piezas metálicas empotradas en los paneles, los cuales conectan con

las tiras, éstas pueden fallar en las uniones de los tornillos por corte, en el hueco de la plancha por desgarramiento y por la extracción del arranque.

Posteriormente, para verificar si es necesario la armadura en los paneles, la máxima presión ejercida en el muro actuará como carga distribuida en una sección del panel, encontrando así sus máximas solicitaciones.

Figura 23: Muro de tierra armada con placas de hormigón



Fuente: Catálogo Tierra Armada.

2.5.4. Vida útil de los muros

La vida operativa de la obra quedará definida por el proyecto del cual forma parte la estructura, pudiendo ser mínima para una obra temporal, y de 75 o más años para una obra permanente. Pero en nuestro caso optaremos por 75 años debido a que estamos trabajando con elementos de acero galvanizado que en largos períodos suelen llegar a sufrir degradaciones considerables. Un muro de contención deberá ser proyectado, diseñado y construido para ser capaz de soportar las condiciones a las que su entorno lo exponga durante su ejecución y vida útil requerida, además de necesitar costos bajos o razonables para su conservación.

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

2.6.1. Estabilidad al volcamiento

Para estudiar la estabilidad al volcamiento, los momentos se toman respecto a la arista inferior de la zapata en el extremo de la puntera. Se deberá calcular las excentricidades del muro para cada una de las combinaciones, y verificar que estas excentricidades e no superen a la excentricidad máxima $e_{m\acute{a}x}$ para así comprobar que la estructura no falla por volcamiento.

$$e = \frac{B}{2} - x_r \leq e_{max}$$

$$x_r = \frac{M_v - M_h}{V}$$

$$e_{m\acute{a}x} = \frac{B}{3}$$

Donde:

x_r = Distancia desde el extremo de la puntera a la resultante de fuerzas.

M_v = Momento de fuerzas verticales.

M_h = Momento de fuerzas horizontales.

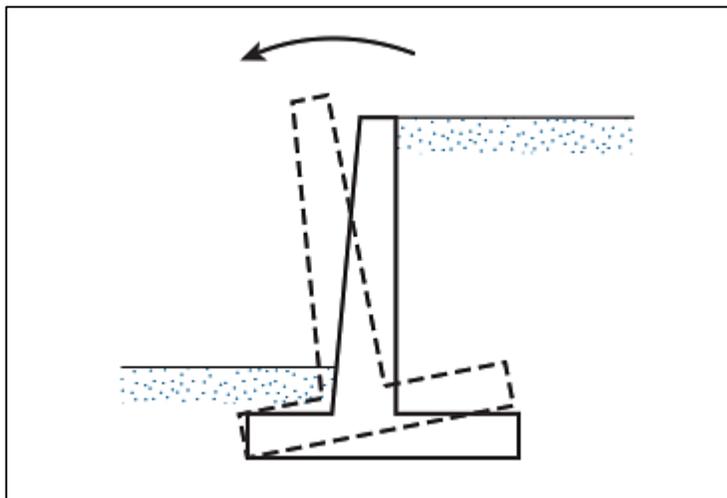
B = Base total del muro.

e = excentricidad del muro.

e_{max} = Máxima excentricidad del muro.

Garantizando que la estructura se encuentre dentro del tercio central, la resultante de las fuerzas.

Figura 24: Falla por volcamiento

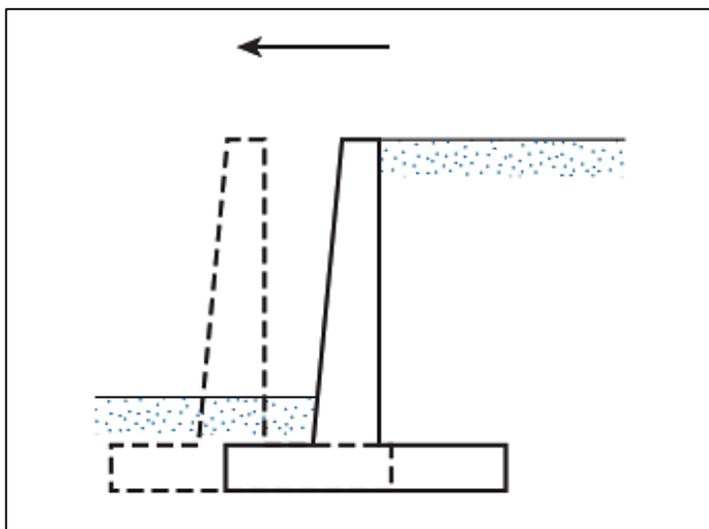


Fuente: Braja Das, Fundamentos de la ingeniería de cimentación.

2.6.2. Estabilidad al deslizamiento

La componente horizontal del empuje de tierra debe ser resistida por las fuerzas de roce entre el suelo y la base del muro. Se deberá garantizar que las fuerzas de roce R_r sean mayores a las fuerzas que generan el deslizamiento H , a las cargas verticales que se encuentran sobre la puntera y al talón; además las del peso propio serán las que generarán la fuerza de roce.

Figura 25: Falla por deslizamiento



Fuente: Braja Das, Fundamentos de la ingeniería de cimentación.

Éstas se verificarán para cada combinación considerada. 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:

$$R_r = 0,80 * R_t \geq H$$

$$R_t = V * \mu$$

$$\mu = \tan \phi$$

Donde:

R_r = Fuerza de roce.

R_t = Resistencia tangencial.

V = Sumatoria de fuerzas verticales mayoradas.

μ = Coeficiente de fricción suelo-muro, si es mayor de 0,60 se opta por el menor.

ϕ = Ángulo de fricción interna del suelo.

H = Sumatoria de fuerzas que generan el desplazamiento del muro.

2.6.3. Presiones de contacto

La excentricidad e de la fuerza resultante vertical V , medida desde el centro de la base del muro B , no debe exceder del tercio del ancho de ésta, en este caso el diagrama de presiones es trapezoidal. Se deberán garantizar que los esfuerzos máximos no sobrepasen al admisible del suelo.

$$B_{eff} = B - 2 * e$$

$$\sigma_{max} = \frac{V}{B_{eff}} < \sigma_{adm}$$

Donde:

B_{eff} = Base efectiva.

e = Excentricidad.

B = Base total del muro.

σ_{max} = Esfuerzo máximo en la fundación del muro.

σ_{adm} = Esfuerzo admisible del suelo.

2.6.4. Cálculo de esfuerzo en la fundación

Si la excentricidad excede $B/6$ del ancho de la base (se sale del tercio medio), la presión máxima sobre el suelo debe recalcularse éste llega a ser el primer caso, ya que no existe compresión en toda la base, el diagrama de presiones para el segundo caso es triangular y se acepta que exista redistribución de presiones de tal forma que la resultante V coincida con el centro de gravedad del triángulo de presiones, el cual está sobre toda la base del muro. Además, existe un tercer caso en donde el triángulo de presiones es mucho más pequeño debido a que las presiones negativas son mucho mayores al caso dos. Las ecuaciones para el cálculo de los esfuerzos en cada caso son:

Caso 1:

$$\sigma_1 = \frac{V}{B} * \left(1 + \frac{6 * e}{B}\right)$$

$$\sigma_2 = \frac{V}{B} * \left(1 - \frac{6 * e}{B}\right)$$

Caso 2:

$$\sigma_1 = \left(\frac{2 * V}{3 * \left(\frac{B}{2} - e\right)}\right)$$

$$\sigma_2 = 0$$

Caso 3:

$$\sigma_1 = \left(\frac{V}{B - 2 * e}\right)$$

$$\sigma_2 = 0$$

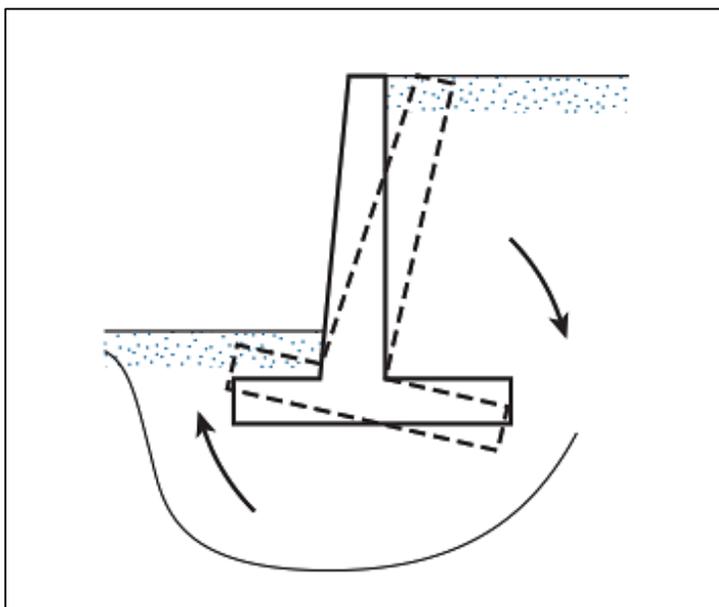
Donde:

$\sigma_1 =$ Esfuerzo máximo en el extremo de la puntera.

$\sigma_2 =$ Esfuerzo mínimo en el extremo del talón.

En el cálculo solo se consideró los dos primeros casos para garantizar la seguridad de la estructura.

Figura 26: Falla por capacidad de carga



Fuente: Braja Das, Fundamentos de la ingeniería de cimentación.

2.6.5. Incumplimiento de las condiciones de estabilidad

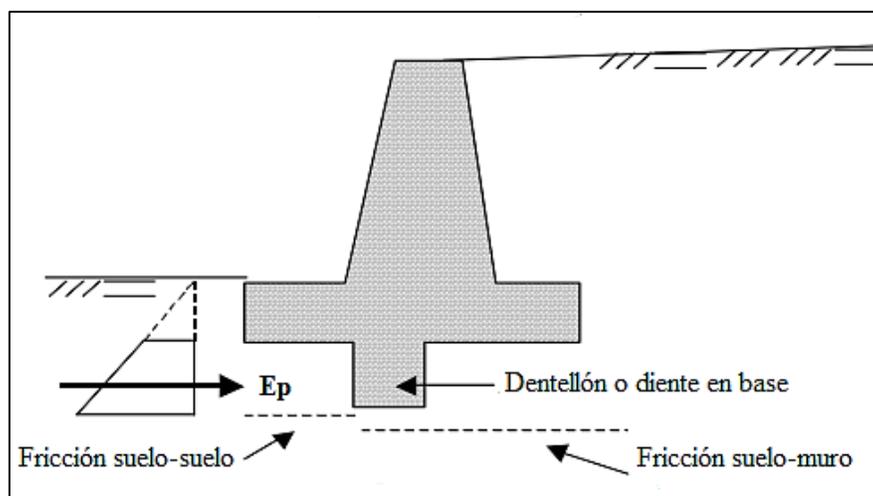
En caso de no cumplir con la estabilidad al volcamiento y/o con las presiones de contacto, se debe redimensionar el muro, aumentando el tamaño de la base.

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 27, se muestra un muro de contención con dentellón en la base. Se recomienda colocar el dentellón a una distancia $2H_d$ 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. La utilización del empuje pasivo E_p 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.

Figura 27: Muro con dentellón en la base



Fuente: Lambe T., Mecánica de suelos.

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 altere el subsuelo, originando en algunos casos más daño que provecho.

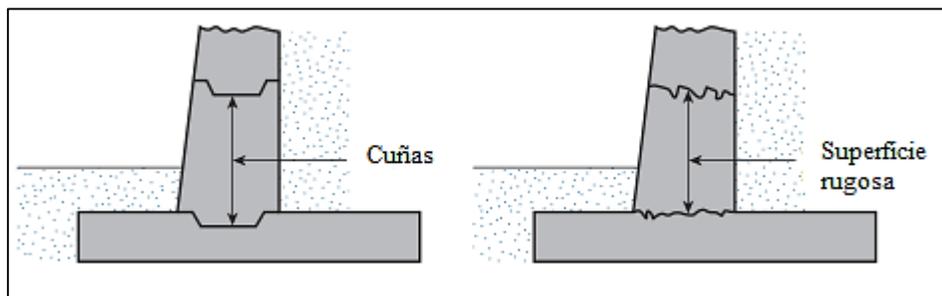
Si el muro de contención se apoya sobre un suelo rocoso, el uso del dentellón resulta ser un medio muy efectivo para generar resistencia adicional al deslizamiento.

2.7. Juntas y drenaje

2.7.1. 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 28 se muestran algunas juntas de construcción en muros de contención.

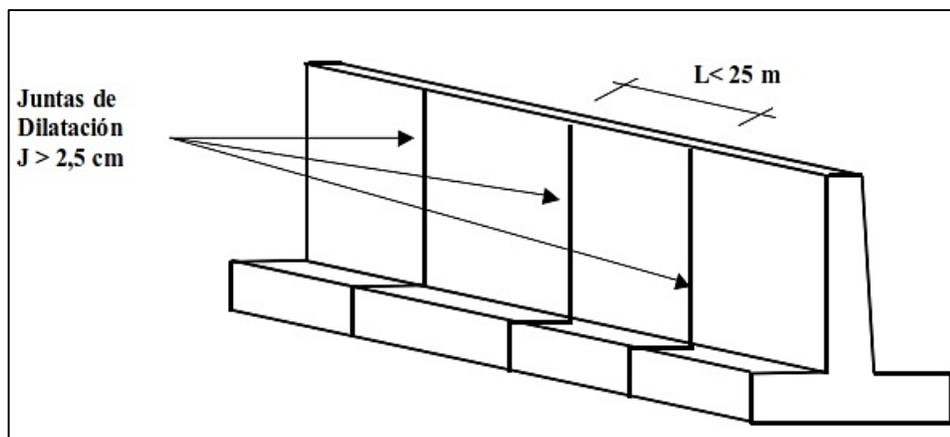
Figura 28: Juntas de construcción por interrupción de vaciado



Fuente: Braja Das, Fundamentos de la ingeniería de cimentación.

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 29: Juntas de dilatación



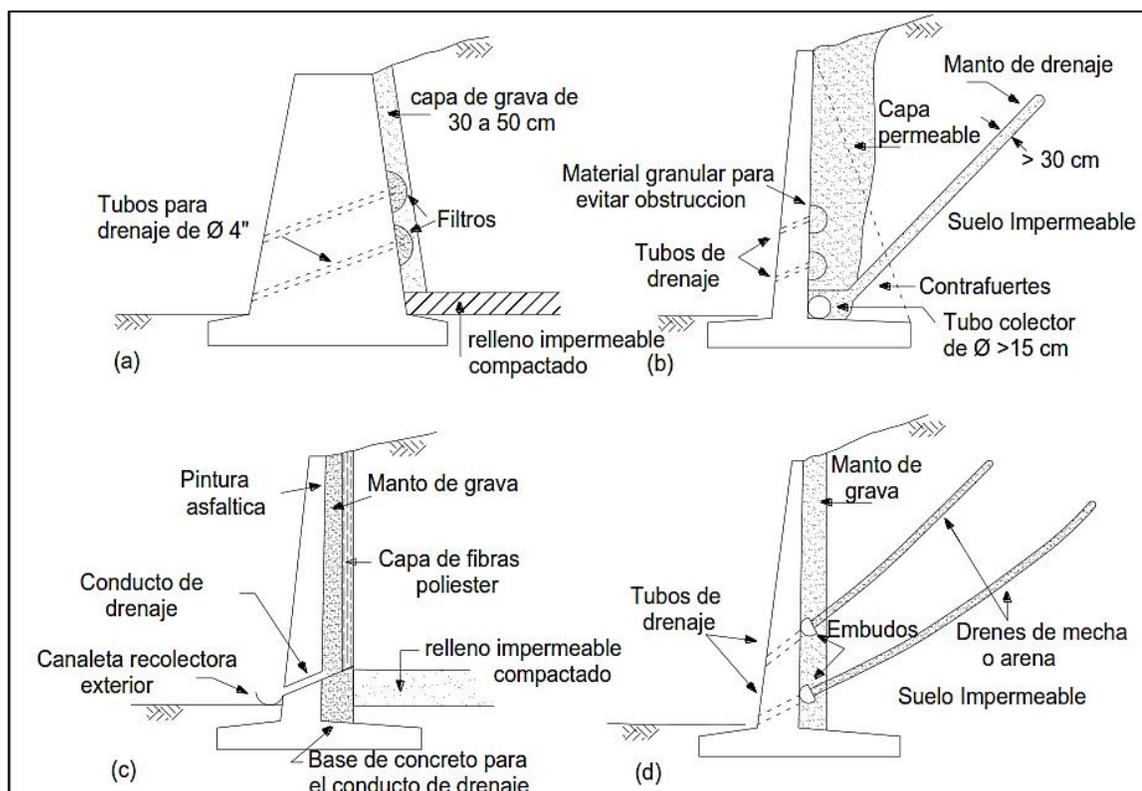
Fuente: Braja Das, Fundamentos de la ingeniería de cimentación.

2.7.2. Drenaje

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. 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. 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 la Figura 30.

Figura 30: Drenajes en muros de contención



Fuente: Norma AASHTO – LRFD.

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.

2.8. Diseño del hormigón armado

2.8.1. Módulo de elasticidad del hormigón y del acero

a) Módulo de elasticidad del hormigón

Es diferente para distintas resistencias a la compresión de los hormigones e incrementa en valor cuando la resistencia del hormigón es mayor. En la Normativa AASHTO-LRFD propone la siguiente expresión obtenida experimentalmente, como forma aproximada de calcular el módulo de elasticidad del hormigón, en función de la resistencia a la compresión del mismo.

$$E_c = 0,043 * \gamma_h^{1,5} * \sqrt{f'_c}$$

Donde:

E_c = Módulo de elasticidad del hormigón.

f'_c = Resistencia específica del hormigón medida en MPa.

γ_c = Densidad del hormigón medida en kg/cm^3 .

A continuación, se presenta una tabla que relaciona la resistencia de los hormigones utilizados con más frecuencia con su módulo de elasticidad:

TABLA 2. 7. Módulos de elasticidad para diferentes resistencias de hormigón

Resistencia kg/cm ²	Módulo de Elasticidad kg/cm ²
210	217000
280	251000
350	281000
420	307000

Fuente: Temas de Hormigón Armado. Marcelo Romo Proaño, M. Sc. ESPE.

b) Módulo de elasticidad del acero

El módulo de elasticidad, también denominado módulo de Young, es un parámetro que se obtiene empíricamente a partir de un ensayo denominado ensayo a tracción. En caso de

contar con un material elástico lineal e isótropo, el módulo de Young calculado en el ensayo a tracción también resulta válido para los casos en que haya compresión.

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.

El módulo de elasticidad E_s para el refuerzo no pre-esforzado se puede considerar como:

$$E_s = 200000 \text{ MPa (AASHTO – LRFD)}$$

2.8.2. Factores de minoración de resistencia

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. El factor por flexión y tracción en un hormigón para una densidad normal es $\phi = 0,90$.

2.8.3. Verificación de los esfuerzos por corte

La resistencia al corte de las secciones transversales debe estar basada en:

$$\phi * V_n \geq V_u$$

Donde:

V_u = fuerza cortante mayorada en la sección considerada.

V_n = resistencia al corte nominal.

Resistencia al corte nominal:

$$V_n = V_c * V_s$$

Donde:

V_c = Resistencia al corte proporcionado por el concreto.

V_s = Resistencia al corte proporcionado 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, $V_s = 0$.

La Norma AASHTO-LRFD, indica que la resistencia al cortante para elementos sujetos únicamente a cortante y flexión puede calcularse con la siguiente ecuación:

$$V_c = 83 * \beta * \sqrt{f'_c} * b * d_v$$

Donde:

- f'_c = Resistencia especificada a la compresión del concreto en Mpa.
- b = Ancho del alma de la sección en m.
- β = Factor que indica la capacidad del hormigón fisurado diagonalmente de transmitir tracción.
- d_v = Altura de corte efectiva en m.

El factor β en zapatas se usa el valor de 2, en cambio para la pantalla se deberá calcular con la siguiente formula:

$$\beta = \frac{4,8}{1 + 750 * \xi_s} * \frac{1,2954}{0,9906 + S_{xe}}$$

$$\xi_s = \frac{\left(\frac{M_u}{d_v}\right) + V_u}{\frac{E_s * A_s}{10}}$$

$$S_{xe} = d_v * \frac{0,035}{a_g + 0,016}$$

Donde:

- ξ_s = Deformación del acero.
- S_{xe} = Parámetro de separación de fisuras.
- M_u = Momento mayorado.
- V_u = Esfuerzo cortante mayorado.
- A_s = Área de acero calculado por flexión.
- a_g = Tamaño máximo de los agregados.

En el presente caso, como se analizan los muros en fajas de $b = 1$ m de ancho, d_v es medida desde el eje del canto útil al eje del acero de refuerzo longitudinal en tensión, en m.

TABLA 2. 8. Recubrimientos mínimos de concreto para acero de refuerzo

SITUACIÓN	RECUBRIMIENTO (mm)
Exposición directa al agua salada	100
Hormigonado contra el suelo	75
Ubicaciones costeras	75
Exposición a sales anticongelantes	60
Superficies de tableros con tránsito de neumáticos con clavos o cadenas	60
Otras situaciones exteriores	50
Otras situaciones interiores	
• Hasta barras No. 36	40
• Barras No. 43 y No. 57	50
Fondo de losas hormigonadas in situ	
• Hasta barras No. 36	25
• Barras No. 43 y No. 57	50
Encofrados inferiores para paneles prefabricados	20
Pilotes prefabricados de hormigón armado	
• Ambientes no corrosivos	50
• Ambientes corrosivos	75
Pilotes prefabricados de hormigón pretensado	50
Pilares hormigonados in situ	
• Ambientes no corrosivos	50
• Ambientes corrosivos	
- En general	75
- Armadura protegida	75
• Cáscaras	50
• Hormigón colocado con lodo bentonítico, hormigón colocado por el sistema tremie o construcción con lechada	75

Fuente: Sección 5, Norma AASHTO – LRFD.

El recubrimiento para las armaduras principales es muy importante y es necesario establecer un valor mínimo para las diferentes condiciones en que se encuentre el hormigón. 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.

2.8.4. Verificación de los esfuerzos de flexión

Las tensiones de las barras de acero deberán verificarse en estado de Servicio I:

$$M_s = A_s * f_s * \left(d - \frac{x}{3}\right)$$

Donde:

f_s = Máxima tensión en el acero de las armaduras.

M_s = Momento en estado de servicio.

Realizando equilibrio en la sección del hormigón (aplicando momentos) se obtuvo:

$$\frac{b * x^2}{2} = A_s * n * (d - x)$$

Despejado y obtenido el valor de x , que es la distancia de la zona comprimida, se procede al cálculo de la máxima tensión en el acero de las armaduras y a verificar que esta no exceda a lo resistente; según norma deberá ser:

$$f_s = \frac{M_s}{A_s * J}$$

$$J = d - \frac{x}{3}$$

$$f_{sa} = 0,60 * f_y$$

Donde:

f_y = Tensión de fluencia especificada en las barras de armadura.

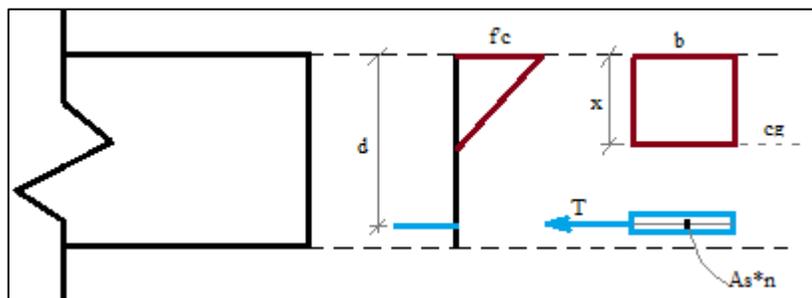
f_{sa} = Tensión de tracción de la armadura.

J = Profundidad efectiva.

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 $\epsilon_c = 0,003$.

Figura 31: Distribución equivalente del esfuerzo de compresión



Fuente: Elaboración propia.

La verificación por fluencia en el talón y la puntera se realizará mediante las deformaciones del concreto y el acero. Haciendo uso de la hipótesis de las secciones planas obtenemos la siguiente relación:

$$e_{t1} = \left(\frac{d' - c}{c} \right) * e_c$$

$$c = \frac{a}{\beta}$$

Donde:

e_{t1} = Deformación unitaria del acero al deformarse el hormigón.

e_c = Deformación unitaria del concreto en la rotura es 0,003.

d' = Distancia de la fibra más alejada al eje de la armadura.

a = Canto útil del hormigón.

c = Distancia de la fibra más comprimida al eje neutro.

Esta deformación calculada deberá ser mayor a 0,005 del acero, la cual si se cumple indica que la sección del acero es dúctil.

2.8.5. Anclajes

Los diámetros mínimos de doblado de una barra, medido desde el lado interno de la barra, no deberán ser menores que el valor que se especifica en la Tabla 2.9.

La longitud de anclaje en tracción no deberá ser menor que 300 mm o de:

$$l_{ab} = 0,06 * D * f_y$$

Donde:

D = Diámetro de la barra.

TABLA 2. 9. Diámetro mínimo de doblado

Tamaño de barra y aplicaciones	Diámetro mínimo
No. 10 a No. 16 – Uso general	6,0 d_b
No. 10 a No. 16 – Estribos y zunchos	4,0 d_b
No. 19 a No. 25 – Uso general	6,0 d_b
No. 29, No. 32 y No. 36	8,0 d_b
No. 43 y No. 57	10,0 d_b

Fuente: Norma AASHTO-LRFD.

2.9. Estrategias para la ejecución del proyecto

2.9.1. Cómputos métricos

Los objetivos de los cómputos métricos de una obra son:

- Establecer el costo de una obra o de una de sus partes.
- Determinar la cantidad de material necesario para ejecutar la obra.
- Establecer los volúmenes de obra y costos parciales.

Los cómputos métricos son problemas de medición de longitudes, áreas y volúmenes, no obstante, requiere de un procedimiento de conocimientos constructivos, y de un trabajo ordenado y sistemático.

El trabajo se divide en etapas, cada una de las cuales constituye un rubro de presupuesto; esta clasificación por ítem deberá realizarse separando las actividades según el costo

material o la actividad en concreto, no solo para facilitar la información del presupuesto, sino que también sirve como lista indicativa de los trabajos ejecutados.

2.9.2. Precios unitarios

Una de las maneras más utilizadas en nuestro medio para cuantificar el costo de las obras es a través de la integración de precios unitarios, en la cual se establece el costo por la unidad uno de los conceptos que integran los trabajos a ejecutar.

No es posible calcular precios unitarios sin el apoyo de las especificaciones técnicas, ya que son éstas precisamente las que definen la obra que se requiere y la manera en que debe ejecutarse.

En resumen, el precio unitario es el importe o pago que se le otorga al contratista por unidad de concepto terminado, ejecutado conforme al proyecto, especificaciones técnicas y normas de calidad.

2.9.3. Especificaciones técnicas

Una especificación técnica es el documento en el que se describe detalladamente las características, condiciones mínimas, normas, exigencias y método constructivo que debe cumplir un producto de una obra civil.

2.9.4. Planeamiento y cronograma de obra

Planeamiento es el proceso organizado de cómo se ejecutará una obra civil separada en actividades, tomado en cuenta, los tiempos de ejecución, cantidad de mano de obra, materiales y maquinaria, para la posterior construcción de la obra.

El cronograma es una herramienta útil que se ocupa de medir las distintas actividades del proyecto en relación con los plazos previstos, además, son una referencia a seguir para así lograr culminar el proyecto satisfactoriamente.

CAPÍTULO III

3. INGENIERÍA DEL PROYECTO

En el siguiente capítulo se muestra la información más relevante y necesaria para la elaboración del presente proyecto, dando a conocer que el proceso de cálculo y procesamiento de la información se encuentra en los anexos.

Los cálculos realizados comprenden únicamente el diseño de los muros y las alcantarillas y no así de defensivos hidráulicos que se llegasen a encontrar después del muro. Los rellenos sobre el terreno natural tampoco serán tomados en cuenta, exceptuando a aquellos que formen parte de la estructura del muro.

3.1. Alternativas para la elección de muros de contención

Para la ubicación y desarrollo normal de los muros se efectuó un estudio de alternativas con ayuda del trazo de la carretera y la topografía brindada por la empresa, identificando así la localización exacta de los muros indicados en la Tabla 3.1. Dentro de la propuesta del proyecto se presenta el siguiente análisis:

TABLA 3. 1. Ubicación de los muros

Nº	Tipo de muro	Alturas económicas recomendadas	
		mín,	máx.
1	De Gravedad	2,00	4,00
2	En Voladizo	4,00	8,00
3	De Tierra Armada	6,00	15,00

Fuente: Elaboración Propia.

3.1.1. Alternativa 1 – Cambio de trazo

En esta alternativa se consideró cambiar el trazo de la carretera para evitar que tanto el talud de la estructura de la carretera como el terraplén se extiendan demasiado. Además, que en cada uno de los puntos analizado existe una alcantarilla para el paso de las aguas de las pequeñas quebradas.

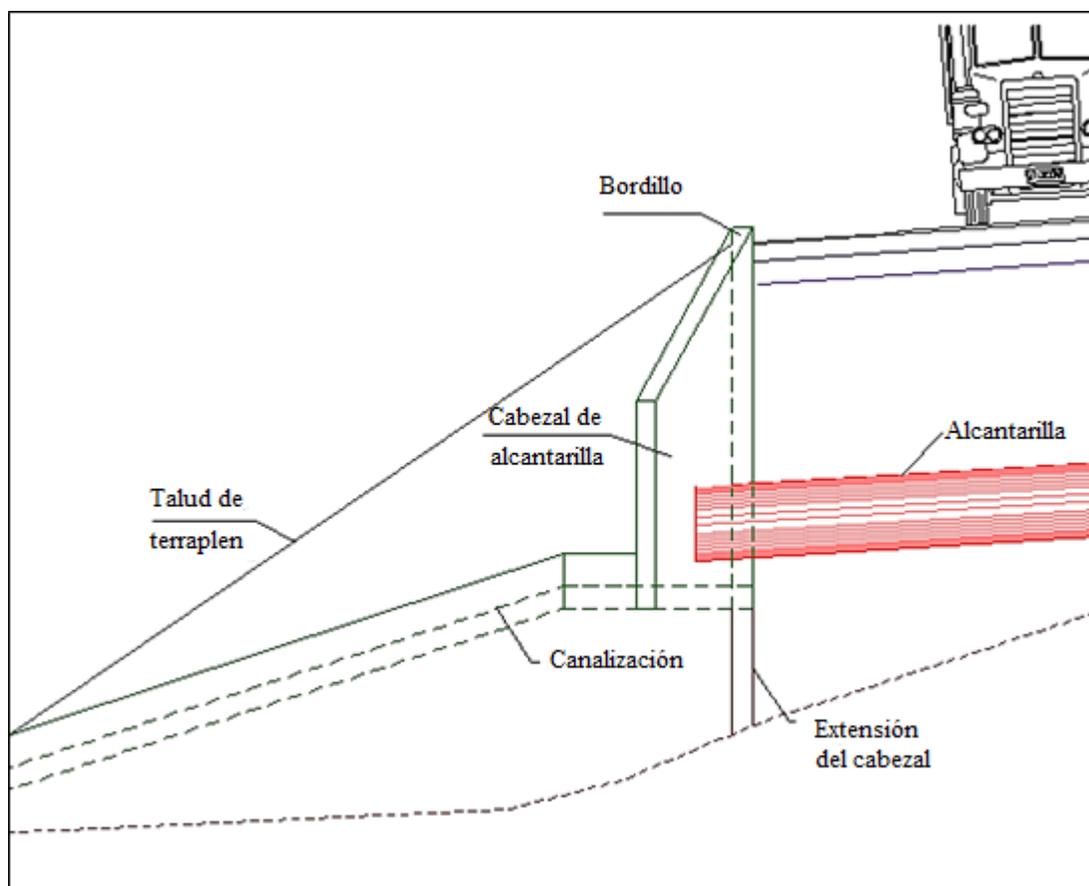
Pero al tratarse de una zona con grandes elevaciones, la carretera debe seguir por las laderas para no generar más cortes, que producirían un gran costo en el proyecto; además

de tratarse de una zona lluviosa, estos cortes excedentes que se realizarían del trazo original llegarían a perjudicar en gran medida, ocasionando deslizamientos de los taludes, lo cual incrementaría aún más el coste del proyecto. Por ello, esta alternativa no es viable.

3.1.2. Alternativa 2 – Canalizar las aguas de la quebrada

Se mantiene el trazo, pero se deberá diseñar una estructura de canalización de las aguas posterior al cabezal de la alcantarilla. Sin embargo, al tratarse de grandes alturas, el cabezal debería tener una profundidad hasta llegar al terreno natural. Al realizar esta acción la pantalla del cabezal tendría grandes cargas para lo cual no fue diseñado, debiendo ejecutar un análisis más profundo para considerar las cargas producidas por la pantalla de gran altura, como se observa en la siguiente figura:

Figura 32: Canalización de aguas y extensión del cabezal



Fuente: Elaboración Propia.

Por lo tanto, se concluye que esta alternativa no es recomendable para este tipo de proyecto, siendo las razones observadas las siguientes:

- Talud del terraplén muy extenso, por lo cual se deberá diseñar los canales de una mayor longitud para que no lleguen a afectar a dichos taludes y así no producir asentamientos y agrietamientos en la capa de rodadura; además se debe considerar que la zona es subtropical donde las lluvias son de corta duración pero que generan grandes caudales y provocan el arrastre de material, ocasionando erosión a su paso.
- Las fundaciones de los cabezales deben estar asentados en suelo firme y no así como se muestra en la Figura 32, en donde se observa un relleno por debajo del mismo; por lo tanto, es necesario un estudio más profundo para la pantalla siendo nula la opción de un cabezal en la salida de la alcantarilla.
- Los canales de aproximación deberán ser diseñados contando con muros laterales a lo largo del mismo, lo que ocasionaría un incremento en los costes.

3.1.3. Alternativa 3 – Muros de contención

Como tercera alternativa se plantea el diseño de muros de contención. Como se observó en las anteriores alternativas: no se puede cambiar el trazo (alternativa 1), tampoco se puede colocar solo un cabezal y canalizar las aguas (alternativa 2). Por ello, es necesario el diseño de muros que retengan al paquete estructural y al terraplén de la carretera. Por lo tanto, la alternativa más viable es el diseño de muros de contención en los diferentes puntos de análisis, considerando las características del suelo y dimensiones que requieren. Los muros diseñados son de diferentes tipos, los cuales según su altura y recomendaciones de otros diseños se indican en la Tabla 3.2.

TABLA 3. 2. Muros recomendados según su altura

N°	Tipo de muro	Coordenadas		Progresiva	Altura (m)
		N	E		
1	En Voladizo	7608247,00	381706,10	0+600,00	7,50
2	En Voladizo	7604290,60	380277,00	5+647,10	7,50
3	De Tierra Armada	7604152,80	379292,10	7+066,00	9,50
4	De Tierra Armada	7602083,30	376920,00	11+379,20	9,50
5	De Gravedad	7595833,30	373316,60	19+790,20	4,50

Fuente: Elaboración Propia.

3.2. Análisis de levantamiento topográfico

Al hablar de topografía, se hace referencia a una disciplina de vital importancia en todos los procesos relacionados con la ingeniería civil en general. A nadie pasará desapercibido que en casi cualquier tipo proyecto o estudio, será necesario disponer de un modelo, a escala reducida, del terreno sobre el que se va a plasmar las ideas a construir; siendo así que la Topografía es una fiel aliada para materializar en el terreno todo aquello que se ha proyectado.

El levantamiento topográfico fue facilitado por la Empresa Arquímedes, en donde se ejecutaron los correspondientes análisis para identificar los cinco muros presentados en la Tabla 3.3, y algunas de las características de los mismos.

TABLA 3. 3. Elevaciones y ubicación de los muros respecto al trazo

Nº	Tipo de muro	Cota más baja	Cota más alta	Progresivas	
				Inicio	Fin
1	En Voladizo	1175,24	1183,69	0+590,00	0+610,90
2	En Voladizo	1128,56	1137,01	5+643,00	5+654,20
3	De Tierra Armada	1121,84	1131,74	7+055,97	7+079,07
4	De Tierra Armada	1110,46	1120,36	11+364,85	11+399,60
5	De Gravedad	1093,56	1098,36	19+784,28	19+796,38

Fuente: Elaboración Propia.

La cota más baja y la más alta de la anterior tabla se refieren a la de la zapata del muro y su coronamiento, respectivamente. La topografía analizada se encuentra en los anexos correspondientes, además la versión en digital que está disponible en el CD del proyecto donde están la nube completa.

3.3. Análisis de estudios hidrológicos

3.3.1. Estudio hidrológico

Dado que en todos los puntos donde se emplazarán los muros existen pequeñas quebradas que atraviesan la carretera, se deben calcular sus caudales correspondientes para las alcantarillas. Por otro lado, todas las cuencas de las quebradas no superan el kilómetro cuadrado, considerándolas cuencas menores; sin embargo, en estas zonas las lluvias son considerablemente elevadas así que se realizó un estudio hidrológico de dichas cuencas.

Se utilizó el método racional para la estimación de los caudales por ser cuencas menores a los 12 kilómetros cuadrados, además se acompañó el estudio con la visita a campo, tomando en cuenta las condiciones de la zona para seleccionar los coeficientes de escorrentía para cada tipo de superficie.

3.3.2. Datos de las cuencas

Los datos necesarios para cada cuenca de quebrada a lo largo de la carretera Quebrada Las Vacas-Salinas son:

TABLA 3. 4. Datos de las cuencas

Cuenca	Área [m ²]	Perímetro [m]	Pendiente [m/m]	Long. de cause [m]	Cota máx. [m.s.n.m.]	Cota mín. [m.s.n.m.]
1	7124,70	392,50	0,45	80,70	1220,00	1183,10
2	62344,20	1135,20	0,26	537,50	1276,50	1136,10
3	23533,80	622,50	0,28	263,40	1208,60	1135,80
4	24161,40	630,10	0,54	180,30	1218,10	1120,60
5	22879,80	664,20	0,26	297,20	1178,70	1095,80

Fuente: Elaboración Propia.

3.3.3. Estaciones pluviométricas

El estudio hidrológico se enfocó en la determinación de los caudales máximos que se suscitan en la zona. Por lo que, se seleccionaron las más cercanas al lugar del proyecto, teniendo en cuenta la elevación de las mismas.

3.3.4. Período de retorno de diseño

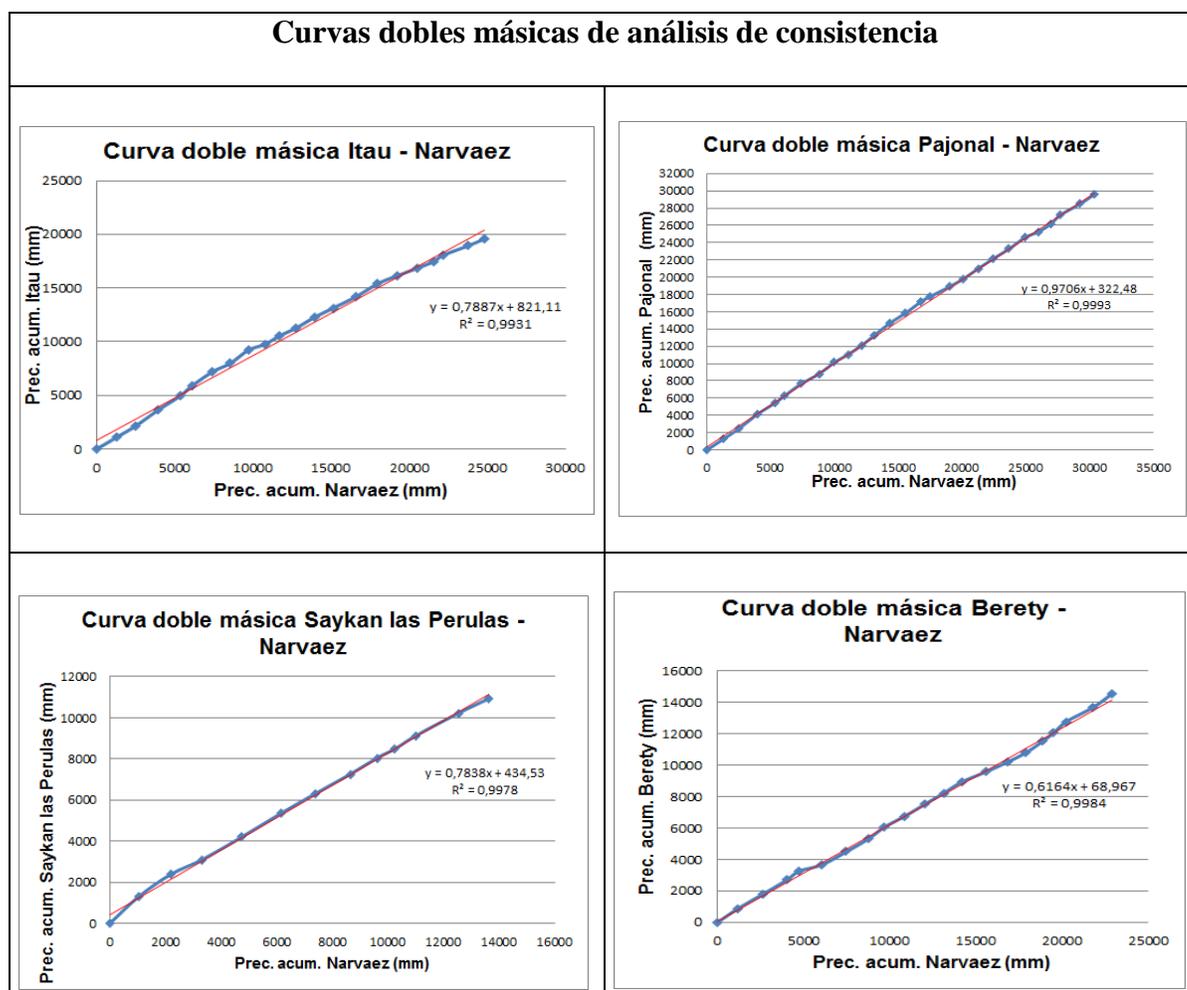
El período de retorno para el diseño adoptado fue de 75 años, esto debido a que los muros están diseñados para ese período; por lo tanto, los valores estimativos que ofrece Manual de Hidrología y Drenaje de la ABC ya no son necesarios. Los períodos de retorno de diseño y verificación adoptados para el presente estudio son los siguientes de 5, 15, 25, 50, 75 y 100 años, siendo 75 años el periodo de diseño y 100 años usados por seguridad.

3.3.5. Precipitación anual y análisis de consistencia

Se realizó un análisis de consistencia de las estaciones más cercanas, además se observó la elevación en la que se encontraban, teniendo en cuenta que no existiera una gran diferencia entre cada una de ellas. Por lo tanto, las estaciones con las que se trabajaron

son: Berety, Pajonal, Itaú y Saykan-Las Perulas. Se optó por la estación patrón la estación de Narváez debido a que esta cuenta con mayor número de registros continuos, con ayuda de la estación patrón se realizaron los análisis de consistencia de las cuatro estaciones.

Figura 33: Curva doble másica de las estaciones pluviométricas



Elaboración: Arquímedes SRL en base a información del SENAMHI.

Se observa que la consistencia de la información es aceptable, por lo que es recomendable el empleo de la información de las estaciones analizadas.

3.3.6. Completar datos

Usando el método de la razón “q”, se estimaron los datos de precipitaciones faltantes con la fórmula:

$$q = \frac{\sum b_i}{\sum a_i}$$

En donde, i va desde 1 hasta N , N es el número total de datos de la serie, b_i dato de la estación faltante y a_i dato de la estación patrón. Por tanto, el valor faltante de la estación B , se obtiene como:

$$b_j = q * a_j$$

En la Tabla 3.5 se calculó la razón “ q ” de cada estación, siendo la estación patrón Narváez.

TABLA 3. 5. Razón “ q ” de cada estación

	Itaú	Berety	Pajonal	Saykan Las Perulas	Narváez
Nº de datos	22,00	20,00	26,00	12,00	36,00
Total	1687,40	1210,20	2463,70	909,00	3440,80
a	76,70	60,51	94,76	75,75	95,58
q	0,80	0,63	0,99	0,79	

Fuente: Elaboración Propia.

Posteriormente se procedió a la zonificación y sub zonificación de la precipitación máxima a través de la metodología de Viparelli, encontrándose una marcada agrupación de las estaciones pluviométricas. Las zonas y sub zonas se resumen a continuación:

TABLA 3. 6. Zonificación pluviométrica máxima en 24 horas

Zona pluviométrica	Estación
Zona I	Berety
	Entre Ríos
	Itaú
	Saykan - Las Perulas
Zona II	Caraparí
	San Josecito
Zona III	Narváez

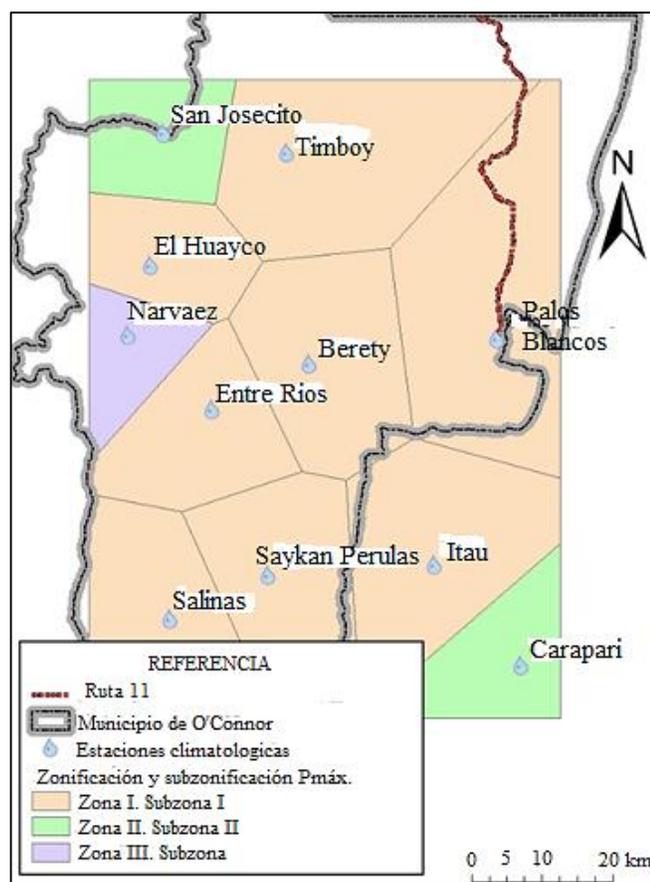
Fuente: Elaboración: Arquímedes SRL en base a información del SENAMHI.

TABLA 3. 7. Sub zonificación pluviométrica máxima en 24 horas

Zona pluviométrica	Sub zona pluviométrica	Estación
Zona I	Sub zona I	Salinas
		Berety
		El Huayco
		Timboy
		Entre Ríos
		Itaú
		Saykan - Las Perulas
Zona II	Sub zona II	Caraparí
		San Josecito
Zona III	Sub zona III	Narváez

Fuente: Elaboración: Arquímedes SRL en base a información del SENAMHI.

Figura 34: Zonas y sub zonas de precipitación máxima en 24 horas



Fuente: Imagen Argis; Elaboración Arquímedes SRL en base a información del SENAMHI.

Las zonas y sub zonas fueron delimitadas según los polígonos de Thiessen construidos para todas las estaciones pluviométricas analizadas. El mapa de las zonas y sub zonas, según polígonos de Thiessen se presentan en la figura anterior.

La precipitación máxima probable entonces se calculó para los diferentes periodos de retorno seleccionados en los anteriores acápite, haciendo uso de la ley de Gumbel y los parámetros ponderados de la Zona I y Sub zona I del área de estudio. Los valores y tablas de las precipitaciones se presentan en los anexos correspondientes.

3.3.7. Tiempo de concentración (T_c)

Para la estimación del tiempo de concentración existen diferentes ecuaciones de diferentes autores. En nuestro caso se empleó un tiempo de concentración de 10 min, siendo el mínimo que establece el Manual de Hidrología y Drenaje de la ABC.

3.3.8. Intensidad de lluvia

La estimación de la intensidad de lluvia (i) fue obtenida a partir de las curvas IDF siendo el método recomendado en obras de drenaje. Los valores y tablas de las intensidades se presentan en los anexos correspondientes.

3.3.9. Coeficiente de escorrentía

El coeficiente de escorrentía deriva de los coeficientes proporcionados por la siguiente tabla, para una zona rural con campos de cultivo, en las laderas del lugar de emplazamiento, para los diferentes años de retorno de donde solo se utilizó los correspondientes a los años 75 y 100 es de 0,95 para asfalto y 0,54 para campos con una pendiente mayor a los 7%, según la Tabla 3.8.

TABLA 3. 8. Coeficiente de escorrentía

Tipo de superficie	Periodo de retorno (años)						
	2	5	10	25	50	100	500
Zonas Urbanas							
Asfalto	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00
Cemento, tejados	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
Zonas verdes (céspedes, parques, etc.)							
Condición pobre (cobertura vegetal inferior al 50% de la superficie)							
Pendiente baja (0-2%)	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.58
Pendiente media (2-7%)	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Pendiente alta (>7%)	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
Condición media (cobertura vegetal entre el 50% y el 75% del área)							
Pendiente baja (0-2%)	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Pendiente media (2-7%)	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente alta (>7%)	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Condición buena (cobertura vegetal superior al 75%)							
Pendiente baja (0-2%)	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Pendiente media (2-7%)	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Pendiente alta (>7%)	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58
Zonas Rurales							
Campos de cultivo							
Pendiente baja (0-2%)	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.57
Pendiente media (2-7%)	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
Pendiente alta (>7%)	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
Pastizales, prados, dehesas							
Pendiente baja (0-2%)	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Pendiente media (2-7%)	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente alta (>7%)	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Bosques, montes arbolados							
Pendiente baja (0-2%)	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Pendiente media (2-7%)	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
Pendiente alta (>7%)	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

Fuente: Hidráulica de canales Ven T. Chow.

3.3.10. Análisis de caudales (Método Racional)

Con los datos necesarios, se procedió al análisis de los caudales máximos por el método racional para un periodo de retorno de 75 años ($T=75$ años) y una comprobación para un periodo de retorno de 100 años ($T=100$ años).

TABLA 3. 9. Caudales máximos por el método racional

Alcantarilla	T = 75 años				T = 100 años			
	C	i (cm/h)	A (Has)	Q (l/s)	C	i (cm/h)	A (Has)	Q (l/s)
1	0,92	45,52	0,73	441,4	0,95	46,89	0,73	448,95
2	0,92	45,52	6,23	3746,11	0,95	46,89	6,23	3885,90
3	0,92	45,52	2,35	1414,86	0,95	46,89	2,35	1439,20
4	0,92	45,52	2,42	1452,74	0,95	46,89	2,42	1496,50
5	0,92	45,52	2,28	1375,78	0,95	46,89	2,28	1417,20

Fuente: Elaboración Propia.

3.4. Análisis de los estudios de los suelos

Para el análisis de suelos realizados en los lugares de emplazamiento de cada muro, donde la ubicación de cada uno de ellos se encuentra en la tabla 3.3, se realizó en los primeros 4 puntos que son los muros 1, 2, 3, y 4 un estudio de geología (señalados en la Tabla 3.10), debido a que en estas zonas se encontró roca visible a la superficie. Pero en el quinto punto ubicado en la progresivas 19+784,28 y 19+796,38 en donde no se identificó roca se realizaron los estudios de geotecnia correspondientes. Los datos de la geología y geotecnia fueron facilitados por la Empresa Arquímedes.

Para los estudios de geología se realizaron ensayos de peso específico, absorción, constantes elásticas (Modulo de Young), compresión simple no confinada y determinación del índice de resistencia a la carga puntual en rocas, en donde de acuerdo a los resultados obtenidos en los ensayos de laboratorio se define a las rocas como Areniscas Moderadamente Blandas y sus ángulos de fricción interna oscilan en $\phi_f = 36^\circ$. En el estudio de la geología de acuerdo a los ensayos anteriormente mencionados de los puntos analizados que comprenden los cuatro primeros muros se resumen en la Tabla 3.10.

TABLA 3. 10. Resumen de Ensayos de Geología.

<i>Id. Muestra</i>	<i>Peso específico promedio (gr/cm³)</i>	<i>Peso específico seco promedio (gr/cm³)</i>	<i>Absorción promedio (%)</i>	<i>Densidad suelo hum. (gr/cm³)</i>	<i>Densidad suelo seco (gr/cm³)</i>	<i>Def. rotura (%)</i>	<i>Esf. Rotura (kg/cm²)</i>	<i>Esf. Rotura (MPa)</i>	<i>Cohesión (kg/cm²)</i>	<i>Is(50) (MPa)</i>	<i>σc: Según Correlación</i>
0+600	2,25	2,03	10,52%	2,15	2,12	0,59	130,65	12,81	65,33	0,47	11,26
5+647	2,13	2,13	14,35%	2,13	2,15	0,62	97,26	9,54	48,63	0,37	8,82
7+066	2,43	2,19	12,80%	2,38	2,39	0,92	184,05	18,05	92,03	0,42	10,10
11+379	2,29	2,16	5,92%	2,16	2,14	1,87	347,29	34,06	173,65	0,49	11,76

Fuente: Elaboración: Arquímedes SRL.

En los ensayos del último punto (muro # 5) en donde ya no se encontró roca se realizaron los ensayos de laboratorio correspondientes para determinar el tipo de suelo de la fundación de este muro, donde se presentan los estudios realizados:

- **Contenido de humedad.**

El contenido de humedad es del 8.7 %.

- **Distribución granulométrica.**

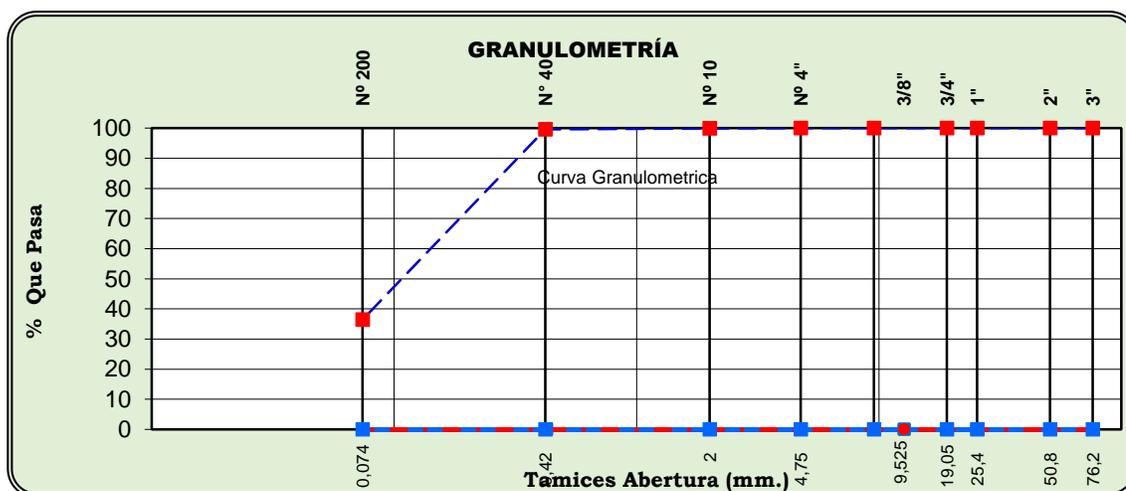
Se presenta la siguiente tabla con la respectiva clasificación SUCS y AASHTO. Dando un suelo SM (Arena Limosa) y A-4 (0) (En la zona se encontraron rocas de diámetros aproximados de entre 50 y 30 cm, que se deben tener en cuenta a la hora de fundar). Se puede observar la curva granulométrica del muro cinco en la Gráfica 3.1.

- **Determinación límite líquido y plástico.**

Realizados los límites de Atterberg dio como resultado LL=18.7 y LP=0.14.

Todos los estudios realizados fueron con ayuda de la Empresa Arquímedes.

Gráfica 3. 1: Curva granulométrica del 5to punto



Fuente: Elaboración: Arquímedes SRL.

3.5. Análisis, cálculo y diseño estructural

En este capítulo se procedió con el diseño estructural, empleando la Norma AASTHO LFRD 2017 para los muros armados de gravedad y muros de tierra armada.

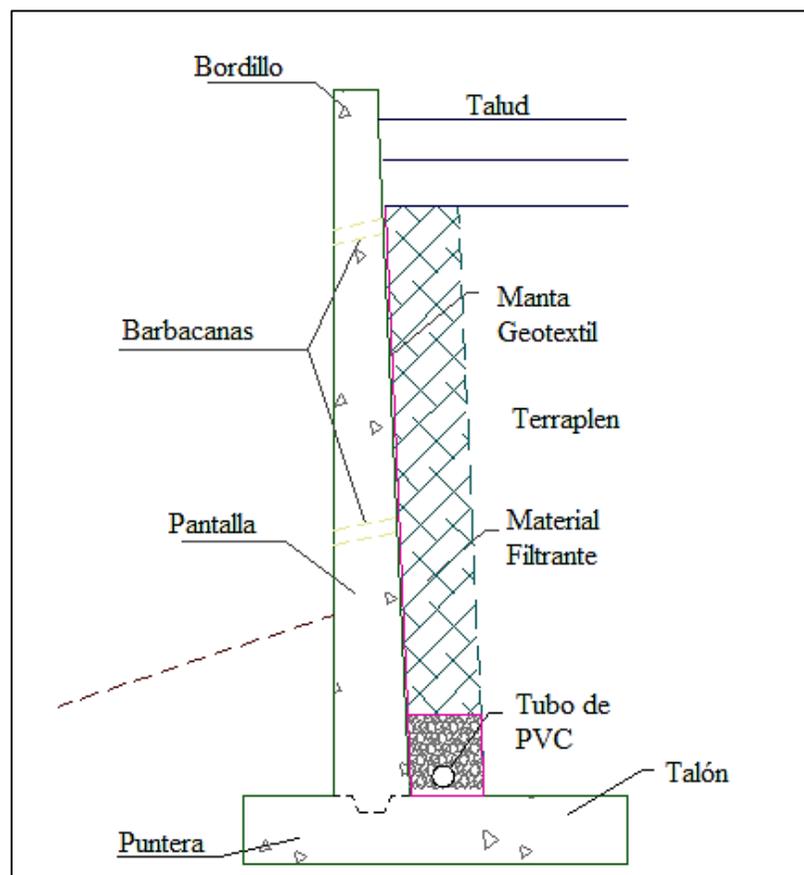
Para un mejor desarrollo de todas las ecuaciones de análisis de armadura, a flexión corte, temperatura, distribución, etc. se encuentran en los anexos correspondientes, haciendo en este capítulo una descripción básica de los elementos empleados en desarrollo del cálculo estructural.

3.5.1. Diseño de las estructuras

3.5.1.1. Muro en voladizo

En el siguiente capítulo se presentarán los métodos y tablas empleadas para el cálculo de este tipo de muros. Estos se consideran económicos entre 4,50 y 8,00 metros de altura, estos datos son descritos al final del proyecto y fueron obtenidos de la bibliografía consultada. La pantalla de los muros en el intradós, como se puede observar en la Figura 35 es recta, no siendo visible el incremento del espesor de la pantalla al exterior. Se optó por realizar este tipo de muro debido a que a lo largo del mismo existían diferentes elevaciones y por lo tanto diferentes tipos de muros, esto para que el paramento se viese uniforme en el intradós y las variaciones de espesores estén en el trasdós así se puedan ver mejor estéticamente.

Figura 35: Esquema estructural del muro en voladizo



Fuente: Elaboración Propia.

3.5.1.1.1. Geometría

Con la ayuda de la topografía se pudo definir las dimensiones de los muros, siendo de variables alturas, presentadas en la Tabla 3.11.

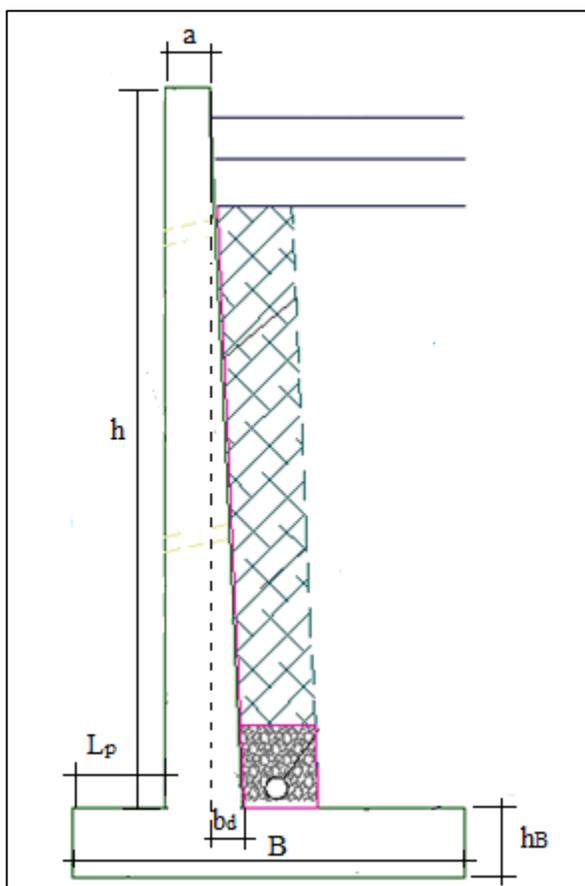
En la Figura 35 se puede apreciar un esquema referencial de las partes del muro.

TABLA 3. 11. Dimensiones de muros en voladizo.

Muro	H (m)	Pantalla			Zapata			L (m)
		h (m)	a (m)	b _d (m)	h _B (m)	B (m)	L _p (m)	
1	8,25	7,50	0,30	0,45	0,75	5,00	1,25	6,00
	5,60	6,00	0,30	0,35	0,65	4,20	1,20	7,00
	4,95	4,50	0,30	0,15	0,45	2,95	0,60	2,00
2	8,25	7,50	0,30	0,45	0,75	4,90	1,25	5,00
	6,60	6,00	0,30	0,35	0,65	4,15	1,20	2,00

Fuente: Elaboración Propia.

Figura 36: Referenciación del muro en voladizo



Fuente: Elaboración Propia.

Los cálculos de este tipo de muros se encuentran en los anexos correspondientes.

3.5.1.1.2. Materiales

Dentro de los materiales empleados en el diseño están los tubos de PVC de 4", tanto para el drenaje del muro, como para las barbacanas empleadas.

En lo que se refiere a hormigón armado, el hormigón consta con una resistencia característica de 210 kg/cm^2 , un peso específico de 2400 kg/m^3 , el acero corrugado tiene un límite de fluencia de 4200 kg/cm^2 para toda la estructura, tanto para la pantalla como para la zapata de fundación.

Además, se empleó geotextil para el respectivo drenaje, teniendo en cuenta que la zona en donde se emplazarán los muros, es una zona lluviosa y para proteger y mantener estable la estructura, es necesario que consten de drenaje cada uno de ellos. Para ello, se empleó material drenante según Norma AASHTO M-43.

3.5.1.1.3. Coeficientes de mayoración

Según la norma, se define un factor general modificador de cargas que toma en cuenta los factores por ductilidad (η_D), redundancia (η_R) e importancia operacional (η_I) para el diseño.

$\eta_D = 1,00$; para diseños convencionales y detalles que garanticen la ductilidad de acuerdo a lo estipulado por la norma.

$\eta_R = 1,00$; por ser un sistema con un nivel de redundancia convencional.

$\eta_I = 1,00$; para puentes de importancia operativa típica.

En consecuencia, el factor general modificador de carga η_i , producto de las tres anteriores, adoptado para los muros es 1,00.

3.5.1.1.4. Cargas y sus combinaciones

En el cálculo de los elementos estructurales, de acuerdo la Norma AASHTO LRFD y para fines de análisis de la estructura, se consideran las siguientes cargas con las correspondientes denominaciones adoptadas por la normativa:

- **Cargas Permanentes:**
 - Peso propio de la estructura (DC)
 - Presión horizontal del suelo (EH)
 - Cargas verticales de suelo (EV)

- **Cargas Variables:**
 - Sobrecarga viva vehicular (LS)

En la figura 37, se observan las cargas que actúan en el muro: el peso propio, la sobrecarga vertical (L_{sv}), empuje horizontal debido a la sobrecarga (L_{sh}), el empuje activo del suelo horizontal (E_{ha}), el empuje pasivo horizontal (E_{hp}), la carga vertical debido al empuje pasivo (E_{vp}) y además de la aplicación de cada una de las fuerzas que se encuentran sobre el muro.

TABLA 3. 12. Combinaciones de cargas y factores de carga

Load Combination Limit State	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Use One of These at a Time				
										EQ	BL	IC	CT	CV
Strength I (unless noted)	γ_p	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength II	γ_p	1.35	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength III	γ_p	—	1.00	1.00	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength IV	γ_p	—	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Strength V	γ_p	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Extreme Event I	1.00	γ_{EQ}	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—	—
Extreme Event II	1.00	0.50	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00	1.00
Service I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Service II	1.00	1.30	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Service III	1.00	γ_{LL}	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Service IV	1.00	—	1.00	1.00	—	1.00	1.00/1.20	—	1.00	—	—	—	—	—
Fatigue I— LL, IM & CE only	—	1.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Fatigue II— LL, IM & CE only	—	0.80	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

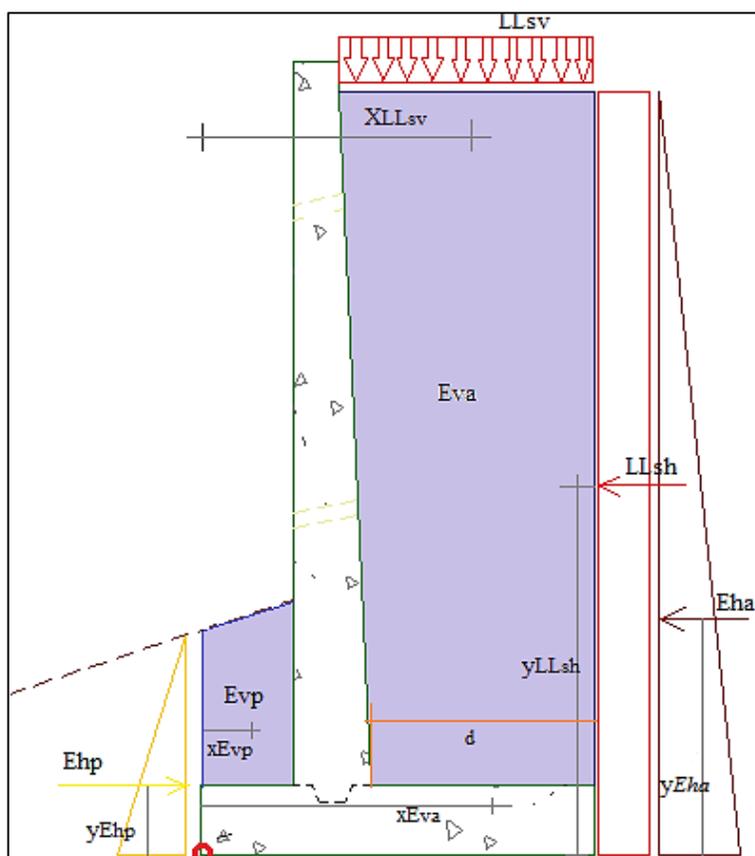
Fuente: Norma AASHTO-LRFD, 2017.

TABLA 3. 13. Factores de carga para cargas permanentes, γ_p

Type of Load, Foundation Type, and Method Used to Calculate Downdrag		Load Factor	
		Maximum	Minimum
DC: Component and Attachments		1.25	0.90
DC: Strength IV only		1.50	0.90
DD: Downdrag	Piles, α Tomlinson Method	1.40	0.25
	Piles, λ Method	1.05	0.30
	Drilled shafts, O'Neill and Reese (2010) Method	1.25	0.35
DW: Wearing Surfaces and Utilities		1.50	0.65
EH: Horizontal Earth Pressure			
• Active		1.50	0.90
• At-Rest		1.35	0.90
• AEP for anchored walls		1.35	N/A
EL: Locked-in Construction Stresses		1.00	1.00
EV: Vertical Earth Pressure			
• Overall Stability		1.00	N/A
• Retaining Walls and Abutments		1.35	1.00
• Rigid Buried Structure		1.30	0.90
• Rigid Frames		1.35	0.90
• Flexible Buried Structures			
○ Metal Box Culverts, Structural Plate Culverts with Deep Corrugations, and Fiberglass Culverts		1.50	0.90
○ Thermoplastic Culverts		1.30	0.90
○ All others		1.95	0.90
ES: Earth Surcharge		1.50	0.75

Fuente: Norma AASHTO-LRFD, 2017.

Figura 37: Cargas que actúan en el muro en voladizo



Fuente: Elaboración Propia.

3.5.1.1.5. Sobrecarga

Como indica la norma, la sobrecarga se obtuvo con la altura equivalente (h_{eq}):

TABLA 3. 14. Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre muros de sostenimiento paralelos al tráfico

Altura del muro (mm)	h_{eq} (mm)	
	Distancia entre el paramento posterior del muro y el borde del tráfico	
	0,0 mm	300 mm o más
1500	1500	600
3000	1050	600
≥ 6000	600	600

Fuente: Norma AASHTO-LRFD.

Dicha altura equivalente va a reemplazar a la carga generada por el tráfico.

3.5.1.1.6. Comprobaciones

Para las comprobaciones de todos los muros tanto al deslizamiento, al vuelco y la capacidad portante del suelo se calcularon como se indica en la Sección 2.6 del proyecto. Además, se calcularon los esfuerzos del suelo y que estos no sobrepasen al esfuerzo admisible del suelo.

3.5.1.1.7. Pantalla

Para la determinación de la armadura necesaria a flexión que lleva la pantalla del muro armado, fue realizada mediante la fórmula:

$$M_u \leq \phi * M_n$$

En donde M_u es el momento último calculado del elemento, M_n es el momento nominal el cual soporta el elemento y ϕ es el factor de seguridad por flexión que en este caso es 0,90. Con ello se calculó el canto útil (a) del hormigón para así poder hallar la armadura necesaria (A_s):

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_u}{f'_c * b * d^2 * 0,425 * 0,9}} \right)$$

$$A_s = \frac{0,85 * f'_c * b * a}{f_y}$$

Se realizaron verificaciones de mínima armadura, hallando el momento mínimo de las siguientes expresiones:

$$M_{u \min} = \lambda_1 * \lambda_3 * M_{cr}$$

$$M_{u \min} = 1,33 * M_u$$

Donde M_{cr} es el momento de fisuración y se calcula hallando F_{cr} que es el límite de tensión del hormigón:

$$M_{cr} = F_{cr} * \frac{b * h_B^2}{6}$$

$$F_{cr} = 0,63 * \sqrt{f'_c}$$

Se calculan las armaduras, y si la armadura necesaria es menor a la mínima se tomará la mínima.

La armadura a flexión fue colocada en la fibra de tracción de la pantalla. Como se trata de un emparrillado, el muro contará con dos en ambas direcciones (horizontal y vertical). El primer emparrillado consta con la armadura principal (vertical) y la de retracción y temperatura (horizontal).

El segundo emparrillado que se encuentra en el intradós del muro, consta de la armadura vertical que es la mínima para evitar la retracción por temperatura pero constructivamente hay una restricción; esta armadura no debe ser menor a ϕ 10 cada 25 cm constructivamente y la armadura de retracción y temperatura (horizontal). Para las armaduras por retracción y temperatura se realizaron los siguientes análisis:

$$A_{st} = \frac{7500 * h * b}{2 * (b + h) * f_y}$$

En donde h y b representan las dimensiones del elemento, esta armadura no debe superar los 12 cm² y ser menor a 2 cm².

En el espaciamiento de las barras, la normativa indica que no debe de ser mayor a 450 mm, además, en lugares en contacto con el medio ambiente constructivamente, el espaciamiento no debe ser mayor a 250 mm, sin embargo, la separación ideal debería estar entre los 150 y 200 mm.

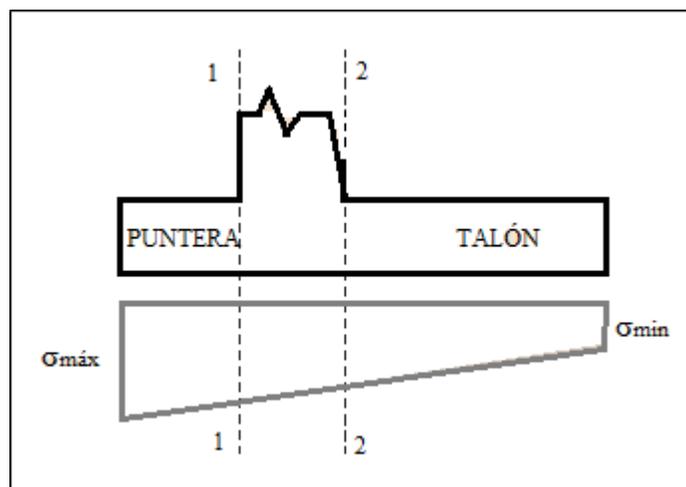
3.5.1.1.8. Zapata de fundación

Debe de tomarse en cuenta que para el diseño de la zapata de fundación la altura no deberá ser menor a 150 mm cuando esté apoyada en el suelo.

Esta constituida por una puntera y un talón, en donde para el cálculo de cada uno de ellos, se usó el diagrama de presiones en el punto de máxima flexión, adicionando las cargas de peso propio, relleno y sobrecarga aplicados en cada uno de ellos.

Para el diseño de las armaduras se realizaron la división y cálculo de los esfuerzos en cada extremo crítico como se muestra en la Figura 38, con ellos se obtuvieron los momentos flectores para ambos extremos. De igual manera se realizaron las comprobaciones de armadura mínima al igual que en el diseño de la pantalla.

Figura 38: Diagrama de presiones en los dos puntos



Fuente: Elaboración propia.

Las verificaciones por fluencia y por corte se realizaron conforme indica la Sección 2.8.3 y 2.8.4. El detalle de los muros se encuentra en los respectivos anexos.

3.5.1.2. Muro de tierra armada

Las estructuras de tierra armada combinan un relleno granular seleccionado con refuerzos de tracción de acero y un sistema de paramento modular, constituido por paneles de hormigón prefabricados. Esta combinación crea una estructura duradera de contención por gravedad que, sumada con su peso propio, es capaz de soportar grandes sobrecargas dinámicas o estáticas vehículos.

En dos de los cinco tramos se diseñaron muros de tierra armada, en la Tabla 3.2 se encuentran los datos de ubicación y su elevación.

3.5.1.2.1. Geometría

En cada uno de los puntos de análisis, se pudieron definir las dimensiones de los muros de alturas variables. En este tipo de muros la longitud de las tiras metálicas son las que definen cuán ancho llegará a ser el macizo y cuánto se deberá excavar para el mismo.

Los cálculos detallados de los muros se encuentran en los anexos respectivos.

TABLA 3. 15. Dimensiones de muros de tierra armada

Muro	H (m)	Pantalla		B (m)	L (m)
		a (m)	h (m)		
3	9,50	0,15	9,50	8,35	15,35
	6,50	0,15	6,50	7,45	7,35
4	9,50	0,15	9,50	8,35	9,45
	5,50	0,15	5,50	7,15	22,75

Fuente: Elaboración Propia.

3.5.1.2.2. Materiales

Los principales materiales de este tipo de muros son las placas de hormigón prefabricado, las tiras metálicas y el relleno granular seleccionado.

Los demás materiales que conforman la estructura son: juntas de geotextil para las placas de hormigón, juntas de poliuretano para placas de hormigón y material granular para los drenes.

Además, se empleó geotextil para el respectivo drenaje, teniendo en cuenta que la zona en donde se emplazarán los muros es una zona lluviosa, entonces, para proteger y mantener la estructura estable, los muros constan de drenaje. Para ello se empleó material drenante según Norma AASHTO M-43, en el siguiente gráfico se puede apreciar la colocación de las mantas geotextiles:

Gráfica 3. 2: Colocación de mantas geotextiles en obra



Fuente: Catálogo Tierra Armada.

3.5.1.2.3. Cargas empleadas

Para las cargas están las del peso propio del macizo y la sobrecarga. En el cálculo de la estabilidad externa de muros de tierra armada, se diseñaron similar a un muro de gravedad debido a que ambos utilizan su propio peso para estabilizarse, haciendo uso de los factores y combinaciones de cargas correspondientes descritos en las Tablas 3.12 y 3.13, según la Norma AASHTO-LRFD.

3.5.1.2.4. Sobrecarga

Se usó Tabla 3.14 para el cálculo de la sobrecarga tal y como indica la Norma AASHTO-LRFD al no contar con datos suficientes.

3.5.1.2.5. Paneles prefabricados de hormigón

Los paneles prefabricados son de un espesor de 15 cm para las diferentes elevaciones que presenta el muro. El hormigón de los paneles se diseñó con un tamaño máximo de áridos de 25 mm cumpliendo lo especificado por la Norma ASTM.

Los paneles prefabricados según la teoría no requieren de armadura, no obstante, es necesario colocar armadura por retracción y temperatura. Del cálculo realizado se obtuvo que estarán constituidas por: mallas electro soldadas de 6 mm separadas cada 20 cm en ambas direcciones. El cálculo detallado se encuentra en los correspondientes anexos.

3.5.1.2.6. Tiras metálicas

Todas las piezas son galvanizadas en caliente, cumpliendo con las Normas ASTM A 123 y el recubrimiento es de 500 g/m² en cada cara. Las tiras son de un ancho de 72 mm, están separadas en vertical a 60 cm y en horizontal a 80 cm, cumpliendo lo establecido según la Norma AASHTO-LRFD que indica que la separación máxima vertical es de 60 cm. Las capas de cálculo realizadas fueron de cada 60 cm. La tasa de corrosión de las mismas es de 0,0254 mm/año, pese a que las tiras son galvanizadas, estas a largo plazo tienden a degradarse y por ende reducen su esfuerzo, siendo este el caso más desfavorable.

Los elementos de unión de las placas son tornillos con sus correspondientes tuercas, todos aceros de alta resistencia. El acero de los tornillos tiene un límite de elasticidad de 600 MPa, conforme a Norma ASTM A 325.

Además, se realizó una verificación de los arranques, ejercidos con la máxima fuerza que produce el muro, llegando a garantizar las siguientes posibles fallas:

- Falla de la capacidad de corte del tornillo o conector,
- fallas de la capacidad de la plancha al desgarramiento, y
- fallas en la plancha por bordes insuficientes.

En los paneles se calculó la armadura necesaria contra la flexión y la retracción por temperatura, haciendo notar que este último fue subsanado controlando el espaciamiento de los refuerzos y verificando al cortante el panel idealizado.

3.5.1.2.7. Material de relleno

El material de relleno consta con un ángulo de rozamiento interno de 33° , el cual cumple el mínimo establecido de 25° , pero en obra se debe de corroborar los datos ya que estos pueden variar. El tamaño máximo de las partículas es de 76 mm, cumpliendo con el máximo de 250 mm. Teniendo en cuenta que las partículas cercanas a los 250 mm pueden llegar a dañar a las tiras en el momento del compactado. El material que pasa por la malla ASTM N° 200 es de 12%, cumpliendo el máximo de 15%.

Además, el relleno deberá estar libre de todo contenido orgánico. Estas exigencias son normales para rellenos estructurales utilizados en obras civiles.

El desarrollo de cada uno de los cálculos se muestra en detalle en sus respectivos anexos.

3.5.1.3. Muro de gravedad

Se diseñaron varios muros de gravedad, en la Tabla 3.16 se puede apreciar sus dimensiones, pero sus alturas no son mayores a 4 metro (altura de la pantalla) debido a que llegan a ser más costosos, en comparación con los muros en voladizo.

3.5.1.3.1. Dimensiones

Las diferentes detenciones de los muros de gravedad analizados se presentan a continuación en la Tabla 3.16.

Los cálculos correspondientes a este tipo de muro se encuentran en los anexos respectivos.

TABLA 3. 16. Dimensiones de muros de gravedad

Muro	H (m)	Pantalla			Zapata			L (m)
		h (m)	a (m)	b _d (m)	h _B (m)	B (m)	L _p (m)	
1	4,60	4,00	0,30	0,90	0,60	2,40	0,60	2,00
	4,05	3,50	0,30	0,85	0,55	2,15	0,50	2,00
2	4,60	4,00	0,30	0,95	0,60	2,45	0,60	2,00
	4,05	3,50	0,30	0,90	0,55	2,20	0,50	1,50
5	4,60	4,00	0,30	0,95	0,60	2,45	0,60	6,00
	4,05	3,50	0,30	0,95	0,50	2,25	0,50	2,00
	3,50	3,00	0,30	0,80	0,50	2,00	0,45	3,00

Fuente: Elaboración Propia.

3.5.1.3.2. Materiales

Dentro de los materiales empleados en el diseño se encuentran tubos de PVC de 4" tanto para el drenaje del muro como para las barbacanas empleadas.

En lo que se refiere a hormigón armado, el hormigón consta con una resistencia característica de 180 kg/cm², un peso específico de 2200 kg/m³, para toda la estructura tanto para la pantalla como la zapata de fundación. Al igual que en los muros en voladizo Sección 3.5.1.1.2 se utilizaron geotextiles para el drenaje.

3.5.1.3.3. Pantalla

Las dimensiones con las que se diseñan este tipo de muros, son para poder garantizar las fallas por deslizamiento, por volcamiento y la capacidad portante del suelo. Ya con estas dimensiones el muro puede llegar a ser estable, pero es necesario realizar verificaciones a la tracción y por corte del hormigón, ya que el hormigón no resiste tracciones.

La verificación de la pantalla se realizó por esfuerzos a tracción considerando que el espesor de la pantalla (unión entre la pantalla y la zapata de fundación), no debe exceder a la resistencia por tracción, por lo tanto, se tiene la siguiente ecuación:

$$f_r = 0,62 * \sqrt{f'_c} \geq f_{ca}$$

$$f_{ca} = \frac{M_u * c}{I}$$

$$c = \frac{h_B}{2}$$

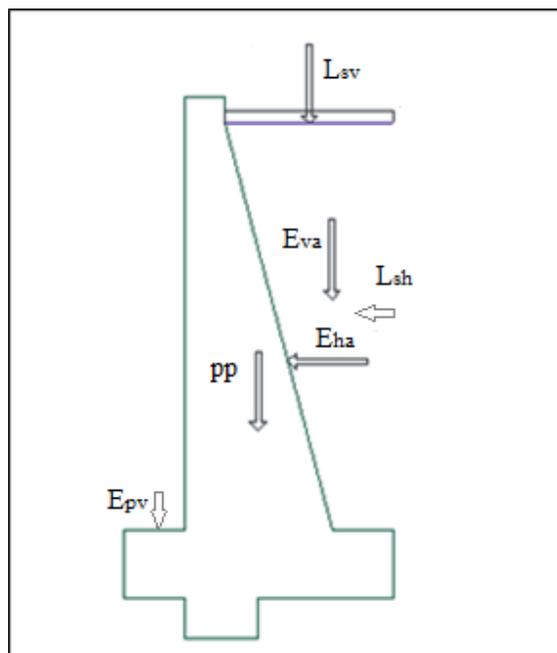
$$I = \frac{b * h_B^3}{12}$$

Donde:

- ϕ = Factor reductor de capacidad (0,65).
- f^c = Resistencia del hormigón (180 kg/cm²).
- f_r = Resistencia por tracción del hormigón.
- f_{ca} = Esfuerzo a la flexión.
- c = Eje neutro del elemento.
- I = Inercia del elemento.

En la Figura 39 podemos observar las cargas que actúan en el muro:

Figura 39: Cargas actuantes en el muro de gravedad.



Fuente: Elaboración Propia.

Donde, L_{sv} es la carga vertical debido a la sobrecarga, E_{va} es la carga del relleno, pp es el peso propio de la estructura y E_{ha} es el empuje activo horizontal, L_{sh} es la carga horizontal debido a la sobrecarga y E_{pv} es la carga vertical del suelo sobre la puntera.

En las verificaciones de corte se calculó la resistencia al cortante del hormigón V_c , en donde la cortante del elemento V_r deberá ser mayor al cortante mayorado V_u .

$$V_r = \phi * V_n \geq V_u$$

$$V_c = 83 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

- ϕ = Factor reductor de capacidad (0,65).
- f'_c = Resistencia del hormigón (180 kg/cm²).
- V_c = Cortante resistente por la pieza.
- V_u = Cortante mayorado existente en la pieza.
- V_s = Cortante resistido por la armadura, no se toma en cuenta.

El desarrollo de cada uno de los cálculos se muestra en detalle en sus respectivos anexos.

3.5.1.3.4. Zapata de fundación

Tanto en la puntera como en el talón, se realizaron las verificaciones de corte y tenciones. Además, se añadió un dentellón en la base de la zapata, para así satisfacer la falla por deslizamiento que presentaron los muros de gravedad.

El desarrollo de cada uno de los cálculos se muestra en detalle en sus respectivos anexos.

3.5.1.4. Alcantarilla de paso

Para el análisis de las alcantarillas de paso se hizo uso de los cálculos de la hidrología, para así determinar los diámetros necesarios para cada una de las alcantarillas teniendo en cuenta lo especificado en el Manual de Hidrología y Drenaje de la ABC: realizar el diseño de las mismas para un periodo de 75 años y realizar una comprobación con 100 años, siendo la condicionante el diseño los muros.

Para el cálculo se procedió primeramente con el cálculo de los caudales de las cunetas por el método racional, y los coeficientes de escorrentía fueron extraídos de la Tabla 3.8, las áreas de la topografía. Posteriormente se calculó el caudal de la pequeña cuenca de la cual provenían cada una de las quebradas para finalmente unir los caudales obtenidos, y

mediante el método racional se determinaron los diámetros necesarios en cada uno de los puntos.

La pantalla se calculó como una viga simplemente apoyada ya que se encuentra apoyada en el cajón de la caja colectora, por lo tanto, las armaduras principales se encuentran en forma horizontal y las de retracción y temperatura en vertical.

3.5.1.4.1. Velocidades

Para las velocidades en las alcantarillas el Manual de Hidrología y Drenaje de la ABC proporciona una pendiente media de 2%, pero en nuestro caso se diseñó con pendientes de hasta 5% siendo el máximo permitido, cumpliendo con la velocidad máxima de 4,50 m/s. y la mínima de 0,25 m/s para evitar la sedimentación en el ducto.

A continuación, se presenta en la siguiente tabla los valores de los diámetros y sus respectivas verificaciones para cada una de las alcantarillas:

TABLA 3. 17. Diámetros y velocidades de alcantarillas

Alcantarilla	T (años)	i (cm/h)	Q (l/s)	D (m)	V (m/s)
1	75	40,27	390,50	0,90	3,93
	100	43,58	449,00	0,90	4,39
2	75	40,27	3314,10	1,50	1,13
	100	43,58	3810,60	1,50	0,75
3	75	40,27	1251,70	1,20	0,66
	100	43,58	1439,20	1,20	0,76
4	75	40,27	1285,20	1,20	0,68
	100	43,58	1477,80	1,20	0,78
5	75	40,27	1217,10	1,20	0,64
	100	43,58	1399,50	1,20	0,74

Fuente: Elaboración Propia.

El desarrollo de cada uno de los cálculos se muestra con detalle en sus respectivos anexos.

3.6. Desarrollo de la estrategia para la ejecución del proyecto

Una vez diseñadas las estructuras se procede a computar todos los materiales empleados para los diferentes tipos de muros, para así realizar un presupuesto general de la obra y brindar las especificaciones correspondientes con un cronograma de trabajo final.

3.6.1. Cómputos métricos

Las planillas de cómputos métricos elaborados en cada uno de los muros se presentan en los anexos correspondientes. Se realizaron los cómputos de las cinco alcantarillas, considerando cada una de las actividades que se describen en el cronograma de actividades.

3.6.2. Presupuesto

El presupuesto tiene un costo total de 3'903.611,04 bolivianos (Tres millones novecientos tres mil seiscientos once 04/100 bolivianos) que se divide en los seis módulos que se describen en los cómputos. Los costos descritos representan a 95,80 metros de muro, que está compuesto de 12,00 metros de muro en voladizo, 18.50 metros de muro de gravedad y 55,30 metros de muro de tierra armada.

El cálculo del presupuesto se detalla en los respectivos anexos.

3.6.3. Precios unitarios

Los precios unitarios detallan el costo de cada una de las actividades presentes en el proyecto, cada una de ellas con las unidades más convenientes. También están incluidos los costos de mano de obra, equipo, gastos generales, utilidades e impuestos.

El cálculo de los precios unitarios se detalla en los respectivos anexos.

3.6.4. Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas describen paso a paso el desarrollo de cada una de las actividades del proyecto dando a conocer su naturaleza y la forma de pago.

Las especificaciones se encuentran detalladas en sus respectivos anexos.

3.6.5. Plan o cronograma de obra

Éste nos señala la duración de la obra, los tiempos de ejecución de cada una de las actividades, además de señalarnos las actividades con mayor prioridad y que no deben presentar retraso para que el proyecto culmine en la fecha establecida.

El cronograma de ejecución se encuentra en sus respectivos anexos.

CAPÍTULO IV

4. APORTE DEL ESTUDIANTE

4.1. Marco conceptual

En el diseño de muros de contención para la elección de qué tipo de muro es más conveniente, la teoría nos indica algunas alternativas respecto a la altura o espacio en donde se va a fundar, pero solo nos brindan rangos en los cuales como en muros de gravedad de 2,00 a 4,00 metros pueden ser económicos. Los muros en voladizo desde los 4,00 a 8,00 metros llegarían a ser económicos, de la misma forma los muros de tierra armada que pueden llegar a tener alturas superiores a los 25 metros. Pero no se encuentran trabajos exclusivamente comparativos que respalden de manera clara lo planteado por la teoría, sin mencionar que en nuestro medio los muros de tierra armada son poco utilizados y más aún no se encuentran diseños completos.

Por lo tanto, se realizó una comparación entre los tres muros empleados en el diseño del proyecto; muro de gravedad, en voladizo y de tierra armada, para las diferentes alturas que están dentro del rango de las alturas teóricas, cada cálculo por metro de longitud.

El siguiente trabajo se trata en ilustrar las ventajas de los muros de tierra armada sobre los otros dos planteados, además de brindar la variación en estos muros respecto a la altura tomando como límites los brindados por la teoría. Además de presentar un cálculo detallado de los muros de tierra armada o mecánicamente estabilizados, todos los cálculos consideran el tipo de suelo del proyecto camino-carretero “Quebrada Las Vacas-Salinas”. La comparación de los muros será de la estructura que lo contiene y no así de los complementos que se realizaron en el proyecto como ser: las obras de drenaje y cada una de las actividades que ello comprende. Realizado el cálculo estructural y económico se determinó que en la relación de los muros de gravedad y en voladizo, se cumple con lo teórico, siendo a los 4,00 metros de pantalla el límite entre ambos, considerándose más económico para alturas menores de 4,00 metros los de gravedad, y los muros en voladizo más económicos para alturas mayores a los 4,00 metros.

Considerando la relación entre los muros en voladizo y los de tierra armada, los muros de tierra armada llegan a ser más económicos desde alturas de 6,00 metros, según se puede observar en la gráfica.

4.2. Producto – Aporte

Todo estudiante debe dejar un aporte académico, el cual pueda ser usado como información de referencia, para posibles diseños relacionados con el presente trabajo. Por ello el presente trabajo académico cuenta con una versión digital (Hojas de cálculo Excel parametrizadas) del cálculo de cada uno de los muros empleados en el diseño. Además de contar con cálculos de muros de diferentes alturas, que podrán ser empleados como “**muros tipo**” en los diferentes muros que se presente a lo largo de la carretera que será construida, contribuyendo de esta manera a las entidades públicas y a la universidad.

4.2.1. Criterios para el diseño de muros mecánicamente estabilizados

Para llevar a cabo un buen diseño se debe de contar primeramente con los datos necesarios del suelo siendo estos:

- El peso específico del suelo de fundación.
- Peso específico del material de relleno.
- Ángulo de fricción interna del suelo de fundación.
- Ángulo de fricción interna del material de relleno.
- Cohesión del suelo de fundación.

Los ensayos de suelos para el suelo de relleno son:

- Distribución granulométrica.
- Comportamiento a compactación, de acuerdo a AASHTO T-99 o T-180.
- Para la agresividad potencial de los suelos, realizar ensayos de pH, resistencia eléctrica y contenido de sales.

La Normativa AASHTO nos presenta parámetros de suelos para el relleno:

TABLA 4. 1. Suelos especificados por la Norma AASHTO

Tamaño de tamiz	% de pasantes
4"	100%
No. 40	0 a 60%
No. 200	0 a 15%

Fuente: Normativa AASHTO.

Llegando a cumplir estas especificaciones dadas por AASHTO, se puede llegar a asumir un ángulo de fricción interna máximo de 34° . Además, especifica que en ningún caso se permite utilizar ángulos de fricción interna superiores a los 40° así sean respaldados por ensayos y una cohesión del suelo de relleno como cero.

Otros datos muy importantes con los que se deben disponer son: la altura del muro, donde teóricamente no hay un límite para este tipo de muros, pero se toman 25 metros ya que son poco frecuentes, los refuerzos, dependiendo si se tratan de inextensibles o extensibles. Se abordará a los “inextensibles” que son refuerzos de acero galvanizado, para esta selección se debe considerar la corrosión, fluencia, etc.

Para el cálculo del desgaste de los refuerzos se considera una tasa de corrosión de 0,0254 mm/año, AASHTO indica 0,015 mm/año durante los dos primeros años y 0,004 mm/año durante los años siguientes.

Los datos más importantes en este tipo de muro posterior a los nombrados son:

- Longitud del acero de refuerzo, compuesto de la longitud efectiva y activa como se ve en la Figura 22.
- El espesor del acero de refuerzo considerando el desgaste con los años (periodo de diseño).

Los cálculos realizados deben ser hechos en la dirección de cada refuerzo tomando en cuenta su espaciamiento vertical, presentando los resultados en una planilla en donde se pueda observar claramente la zona de mayor sollicitación, este se encuentra lo más cerca de la superficie.

En el diseño de los paneles prefabricados la Norma AASHTO nos indica que el mínimo espesor es de 140 mm. Para el tipo de hormigón deberá tener una resistencia de al menos 250 kg/cm^2 . Las fallas más críticas tanto en los arranques como en el panel son:

- Corte en el tornillo de unión, la fuerza que ejerce en el tirante es tan grande que llega a cortar al tornillo, por ello en los pasadores se usa tornillos tipo 8.8 de alta resistencia siendo además resistente a la corrosión.

- Desgarramiento en la plancha, en el punto de unión entre el tirante y el arranque. La plancha del arranque sufre una reducción de su área de soporte, por lo que es necesario verificar si no colapsa por ese punto.
- Extracción del tirante del concreto, cuando la tira resiste, pero el concreto no, este al adherirse a la barra según ensayos presenta inclinación aproximada de 45°.
- En el panel la Norma AASHTO indica que se debe colocar armadura mínima, en bibliografía de otros diseños indica que no es necesario y no realizan cálculos. Para estimar la armadura necesaria es necesario conocer la máxima presión que ejerce el suelo en el muro luego se idealiza al panel como una viga simplemente apoyada, determinando así sus máximas solicitaciones y por ende la armadura necesaria.

En la siguiente tabla se presentan las dimensiones de los muros de tierra mecánicamente estabilizados, cálculos provenientes del muro 3 (progresivas 7+055,97 y 7+079,07):

TABLA 4. 2. Dimensiones de los muros de tierra armada a diferentes alturas

Pantalla (m)		Macizo (m)		Solera (m)		Tiras metálicas (mm)				Fuerza máxima T _{máx} (kN)	Profundidad embebida (m)
H	a	L _t	B	h _s	B _s	w	S _v	S _h	t _t		
9,50	0,15	8,20	8,35	0,15	0,30	72	600	800	6	39,70	0,95
9,00	0,15	8,10	8,25	0,15	0,30	72	600	800	6	37,70	0,90
8,00	0,15	7,70	7,85	0,15	0,30	72	600	800	6	33,70	0,80
7,00	0,15	7,40	7,55	0,15	0,30	72	600	800	6	29,60	0,70
6,00	0,15	7,20	7,35	0,15	0,30	72	600	800	3	26,60	0,60
5,00	0,15	6,80	6,95	0,15	0,30	72	600	800	3	23,90	0,50
4,00	0,15	5,85	6,00	0,15	0,30	72	600	800	3	20,59	0,40

Fuente: Elaboración Propia.

El cálculo a detalle se presenta en anexos. Además de presentar la planilla parametrizada de los cálculos realizados y para las diferentes alturas descritas.

En la tabla siguiente se presentan las dimensiones de los muros de gravedad a diferentes alturas, cálculos provenientes del muro 1 (progresivas 0+590,00 y 0+610,90):

TABLA 4. 3. Dimensiones de los muros de gravedad a diferentes alturas

H (m)	Pantalla (m)		Zapata (m)			Dentellón (m)		Bordillo (m)	
	h	a+b _d	B	h _B	L _p	a _d	h _d	a _p	h _p
2,25	2,00	0,60	1,40	0,25	0,40	0,30	0,20	0,30	0,20
3,40	3,00	0,90	1,90	0,40	0,50	0,30	0,40	0,30	0,20
4,00	3,50	0,90	2,20	0,50	0,60	0,30	0,40	0,30	0,20
4,55	4,00	1,25	2,45	0,55	0,60	0,30	0,40	0,30	0,20
5,90	5,00	1,35	3,15	0,90	0,90	0,30	0,40	0,30	0,20
7,20	6,00	1,70	4,50	1,20	1,40	0,30	0,40	0,30	0,20
8,45	7,00	1,90	6,00	1,45	2,05	0,30	0,40	0,30	0,20
10,00	8,00	2,40	6,80	2,00	2,20	-	-	0,30	0,20
12,10	9,00	2,70	8,00	3,10	2,65	-	-	0,30	0,20

Fuente: Elaboración Propia.

Para los muros en voladizo se presentarán dos tablas las cuales comprenden sus dimensiones y armadura necesaria, a diferentes alturas, los cálculos de ambas tablas provienen del muro 1 (progresivas 0+590,00 y 0+610,90):

TABLA 4. 4. Dimensiones de los muros en voladizo a diferentes alturas

H (m)	Pantalla (m)		Zapata (m)				Dentellón (m)		Bordillo (m)	
	H	a+b _d	B	h _B	L _p	L _t	a _d	h _d	a _p	h _p
2,25	2,00	0,25	1,50	0,25	0,35	0,90	-	-	0,30	0,20
3,30	3,00	0,30	2,05	0,30	0,45	1,30	-	-	0,30	0,20
4,45	4,00	0,45	2,75	0,45	0,65	1,65	-	-	0,30	0,20
4,95	4,50	0,45	2,95	0,45	0,60	1,90	-	-	0,30	0,20
5,45	5,00	0,50	3,25	0,45	0,70	2,05	-	-	0,30	0,20
6,65	6,00	0,65	4,20	0,65	1,20	2,35	-	-	0,30	0,20
7,75	7,00	0,70	4,75	0,75	1,20	2,85	-	-	0,30	0,20
8,25	7,50	0,75	5,00	0,75	1,25	3,00	-	-	0,30	0,20
8,80	8,00	0,85	5,30	0,80	1,30	3,15	-	-	0,30	0,20
10,10	9,00	1,30	6,50	1,10	1,50	3,25	-	-	0,30	0,20
10,70	9,50	1,70	6,40	1,20	1,60	3,10	-	-	0,30	0,20

Fuente: Elaboración Propia

Además de presentar la planilla parametrizada de los cálculos realizados y para las diferentes alturas descritas.

TABLA 4. 5. Aceros de muros en voladizo para diferentes alturas

h (m)	Pantalla			Puntera			Talón		
	Tipo	ϕ mm	esp. cm	Tipo	ϕ mm	esp. cm	Tipo	ϕ mm	esp. cm
4,0	Principal	16	20	Principal	10	20	Principal	16	20
	Temp. Vert.	10	20	Temp. Sup.	10	20	Temp. Sup.	10	20
	Temp. Interior	10	20	Temp. Inf.	10	20	Temp. Inf.	10	20
	Temp. Exterior	10	20						
5,0	Principal	22	20	Principal	10	20	Principal	22	20
	Temp. Vert.	12	25	Temp. Inf.	10	20	Temp. Inf.	10	20
	Temp. Interior	12	25						
	Temp. Exterior	12	25						
6,0	Principal	20	15	Principal	12	15	Principal	20	20
	Temp. Vert.	12	20	Temp. Inf.	10	15	Temp. Inf.	10	15
	Temp. Interior	12	20						
	Temp. Exterior	12	20						
7,0	Principal	25	15	Principal	16	25	Principal	25	15
	Temp. Vert.	12	20	Temp. Inf.	12	15	Temp. Inf.	12	15
	Temp. Interior	12	20						
	Temp. Exterior	12	20						
8,0	Principal	25	15	Principal	16	20	Principal	22	10
	Temp. Vert.	12	15	Temp. Inf.	12	15	Temp. Inf.	12	15
	Temp. Interior	12	15						
	Temp. Exterior	12	15						
9,0	Principal	25	15	Principal	16	15	Principal	32	20
	Temp. Vert.	12	10	Temp. Inf.	12	10	Temp. Inf.	12	10
	Temp. Interior	12	10						
	Temp. Exterior	12	10						

Fuente: Elaboración Propia

Nota: En la anterior tabla se describen los aceros para cada uno de las partes del muro.

Donde:

Principal.	Acero principal
Temp. Vert.	Acero vertical por retracción y temperatura cara exterior.
Temp. Interior.	Acero de retracción y temperatura cara interior.
Temp. Exterior.	Acero de retracción y temperatura cara exterior.
Temp. Sup.	Acero de retracción y temperatura cara superior.
Temp. Inf.	Acero de retracción y temperatura cara inferior.

Los valores de las tablas están calculados a detalle en los anexos correspondientes.

4.2.2. Detalle del diseño de los muros mecánicamente estabilizados

Se detallará paso a paso el procedimiento del diseño de los muros mecánicamente estabilizados.

Primeramente, se debe de garantizar la estabilidad siendo esta la externa e interna.

a. Estabilidad externa

Aquí como en todos los demás muros lo que se debe hacer es verificar las clásicas fallas por volcamiento, desplazamiento y asentamiento.

○ Falla por volcamiento:

Se deberá calcular las excentricidades del muro para cada una de las combinaciones, y verificar que estas excentricidades, no superen a la excentricidad máxima $e_{m\acute{a}x}$ para así comprobar que la estructura no falla por volcamiento.

$$e = \frac{B}{2} - x_r \leq e_{m\acute{a}x}$$

$$x_r = \frac{M_v - M_h}{V}$$

$$e_{m\acute{a}x} = \frac{B}{3}$$

Donde:

x_r = Distancia medida desde el extremo de la puntera a la resultante de fuerzas.

M_v = Momento de fuerzas verticales.

M_h = Momento de fuerzas horizontales.

B = Base total del muro.

e = excentricidad del muro.

$e_{m\acute{a}x}$ = Máxima excentricidad del muro.

- Falla por desplazamiento:

Para evitar el deslizamiento se debe cumplir:

$$R_r = 0,80 * R_t \geq H$$

$$R_t = V * \mu$$

$$\mu = \tan \phi$$

Donde:

R_r = Fuerza de roce.

R_t = Resistencia tangencial.

V = Sumatoria de fuerzas verticales mayoradas.

μ = Coeficiente de fricción suelo-muro, si es mayor de 0,60 se opta por el menor.

ϕ = Ángulo de fricción interna del suelo.

H = Sumatoria de fuerzas que generan el desplazamiento del muro.

- Presiones de contacto:

Se deberá garantizar que los esfuerzos máximos no sobrepasen al admisible del suelo.

$$B_{eff} = B - 2 * e$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{V}{B_{eff}} < \sigma_{adm}$$

Donde:

B_{eff} = Base efectiva.

e = Excentricidad.

B = Base total del muro.

$\sigma_{m\acute{a}x}$ = Esfuerzo máximo en la fundación del muro.

σ_{adm} = Esfuerzo admisible del suelo.

- Cálculo de esfuerzos:

Diagrama de esfuerzos que se generan en la base de la fundación. Se deberá garantizar que los esfuerzos máximos no sobrepasen al admisible del suelo.

Las ecuaciones para el cálculo de los esfuerzos en cada caso son como se indica en la Sección 2.6.4.

b. Estabilidad interna

Como su nombre lo indica se debe garantizar que internamente la estructura no colapse, para ello se calculan cada una de las partes del muro y se verifica su estabilidad.

Presión horizontal:

$$\sigma_h = \gamma_p * \sigma_{v \text{ máx}} * K_r$$

Donde:

γ_p = Factor de carga.

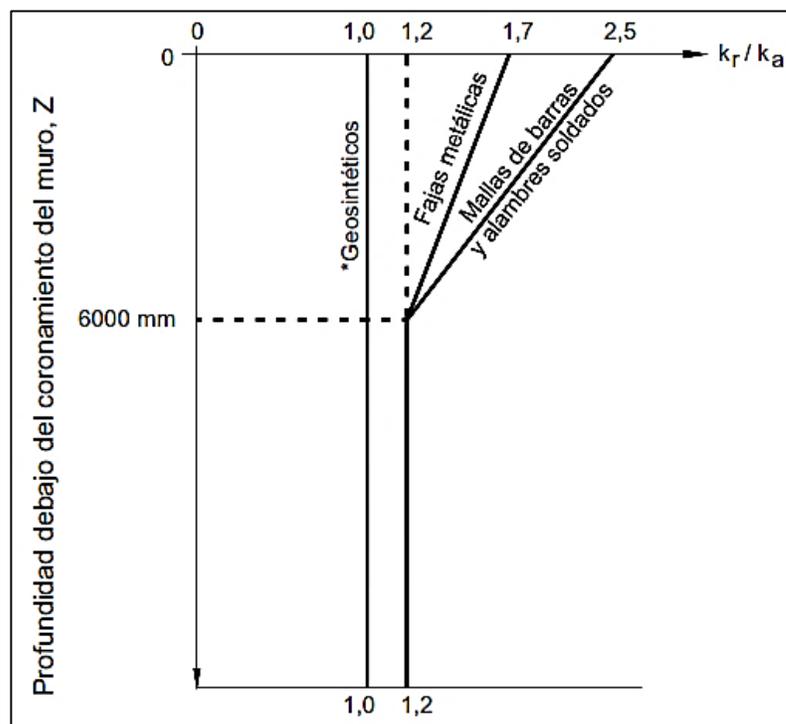
$\sigma_{v \text{ máx}}$ = Máxima presión vertical.

K_r = Coeficiente de presión de tierra.

El coeficiente K_r se lo obtiene de la Figura 40, dependerá de la profundidad del muro, ésta se describe de la siguiente manera:

$$\frac{K_r}{K_a} \text{ a } z = 0$$

Figura 40: Coeficiente de presión de tierra



Fuente: Norma AASHTO – LRFD 2004.

Desde la superficie hasta una profundidad (z) de 6,00 metros la relación K_r/K_a es 1,70 tratándose de tiras metálicas. Para profundidades mayores a los 6,00 metros el valor de la misma es 1,20 ésta es uniforme.

Fuerza máxima en el tirante:

$$T_{m\acute{a}x} = \sigma_h * S_v * S_h$$

Donde:

σ_h = Presión horizontal.

S_v = Espaciamiento vertical entre tiras metálicas.

S_h = Espaciamiento horizontal entre tiras metálicas.

Ruptura del tirante:

$$t = \frac{T_{m\acute{a}x}}{w * f_y}$$

Donde:

w = Ancho de la tira metálica.

f_y = Resistencia a la tracción de las tiras.

Espesor del tirante:

$$t_t = t + t_c * a$$

Donde:

t_c = Resistencia a la tracción de las tiras.

a = Tasa de corrosión de las tiras.

Posteriormente se debe verificar que la tira metálica no falle por ruptura:

$$T_{al} = \frac{A_c * f_y}{w}$$

$$T_{m\acute{a}x} \leq \phi * T_{al} * R_c$$

Donde:

T_{al} = Resistencia nominal de diseño a largo plazo de los refuerzos.

R_c = Relación de cobertura de los refuerzos (w/Sh).

A_c = Área de la sección del acero al finalizar su vida útil.

Longitud del tirante:

$$L = L_a + L_e$$

Donde:

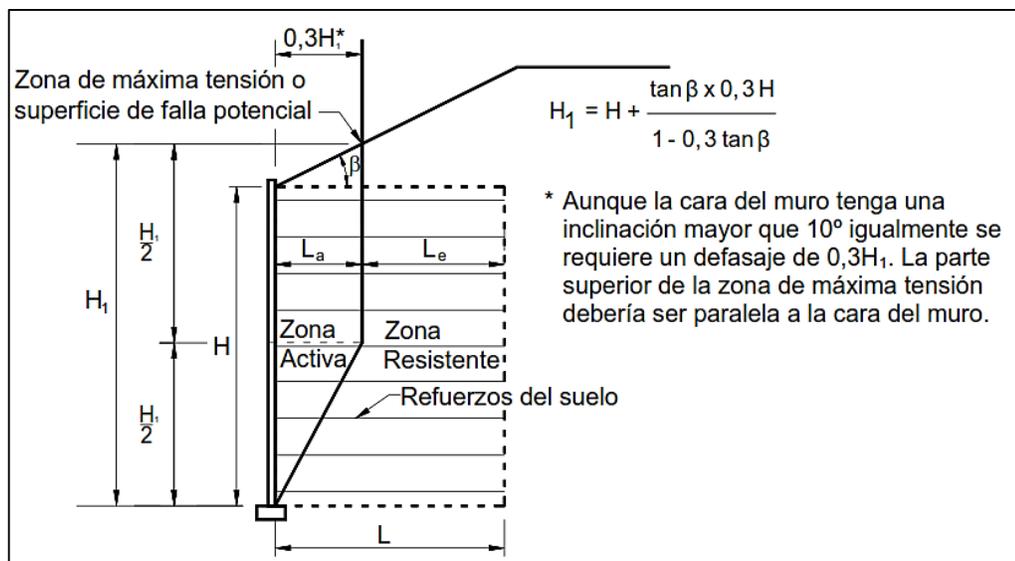
L_a = Longitud dentro de la zona activa

L_e = Longitud efectiva que comprende la zona resistente.

La longitud del tirante comprende dos zonas: la zona activa y la zona resistente, la zona activa comprende desde el paramento hasta la superficie de falla potencial, esta línea en suelos inextensibles (refuerzos de acero) es un 30% de la altura total del muro siendo uniforme solo hasta $H/2$, posteriormente forma línea recta hasta la base del paramento como se observa en la Figura 41.

Y la longitud efectiva ubicada en la zona resistente es la que se encarga de resistir las fuerzas que el muro genera. Luego se procede a realizar una tabla que detalle las presiones, las fuerzas y las longitudes de los tirantes como indican los cálculos, determinando una longitud que supere a lo requerido por el cálculo. También se debe calcular la profundidad en la que debe de estar embebida la solera basándose en la Normativa AASHTO, esta no deberá ser menores al 10% de la altura total del muro.

Figura 41: Superficie de falla para refuerzos inextensibles



Fuente: Norma AASHTO – LRFD.

Para complementar los cálculos se realizaron las verificaciones de los tirantes y los paneles. Los puntos de falla más comunes son entre las uniones de los tirantes y las planchas, por arrancamiento de los tirantes y por corte en el concreto.

En la verificación de la capacidad de corte del tornillo se usó la siguiente fórmula:

$$T_{t \text{ máx}} = 0,8 * \sigma_t * A_{st} * 2$$

Donde:

$T_{t \text{ máx}}$ = Resistencia al corte.

σ_t = Resistencia a la tracción del tornillo.

A_{st} = Área neta del tornillo.

Luego se verifica la capacidad de la plancha al desgarramiento:

$$T'_{t \text{ máx}} = 2,5 * \sigma_{pl} * A_{spl} * 2$$

Donde:

$T'_{t \text{ máx}}$ = Resistencia al corte de la plancha.

σ_{pl} = Resistencia a la tracción de la plancha.

A_{spl} = Área reducida por el orificio del tornillo.

Otra posible falla que se analizó fue la de la extracción del concreto debido a su desgaste. Según ensayos en laboratorio, se estima que dicho desgarre se produce aproximadamente a los 45° formando un tronco, como en nuestro caso con la mayor superficie en el lado externo, con ello se calcula la fuerza máxima que puede soportar el bloque. Se calcula de la siguiente manera:

$$T_p = P_p * a_p * 0,53 * \sqrt{f'_c}$$

Donde:

P_p = Perímetro de falla.

a_p = Profundidad del arranque.

f'_c = Resistencia del concreto.

Para el cálculo de los paneles se procedió a tomar la máxima presión en el muro, y uniformizarla en sección de un metro de muro, posteriormente se la idealizó como una

viga simplemente apoyada y se calculó sus solicitaciones para con ellas estimar la cantidad de acero necesaria, como se indica en la Sección 2.8.4. por lo general en los paneles no se requiere de armadura, pero se coloca mallas electro soldadas siendo el cálculo para definir el espesor de los mismos.

4.2.3. Comparación técnica y económica entre los muros analizados

La comparación técnica y económica se detalla en las siguientes tablas:

TABLA 4. 6. Costo de cada tipo de muro por metro para h = 9 metros

SIGNIFICANCIA	Muro de Gravedad		Muro en Voladizo		Muro Tierra Armada	
DIFERENCIAS DE DISEÑO						
Altura de diseño [m]	9,00		9,00		9,00	
Altura de Zapata [m]	2,80		1,10		-	
Espesor de pantalla inferior [m]	3,20		1,30		0,15	
Base del muro [m]	8,80		6,05		8,10	
ANALISIS DE COSTO	Cantidad	Costo [Bs]	Cantidad	Costo [Bs]	Cantidad	Costo [Bs]
Replanteo [m2]	8,80	46,37	6,05	31,88	8,25	43,47
Excavación [m3]	37,24	1.769,98	14,81	703,67	9,75	463,41
Vol. De Hormigón tipo "C" [m3]	40,45	81.769,77	-	-	-	-
Vol. De Hormigón tipo "A" [m3]	-	-	13,92	53.431,93	0,06	230,31
Acero estructural [kg]	-	-	1.029,49	23.536,20	3,99	91,22
Cantidad de varillas [m]	-	-	-	-	160,22	30.746,27
Paneles prefabricados [m2]	-	-	-	-	9,00	6.221,40
Bordillo prefabricado [m]	-	-	-	-	1,00	565,51
Relleno [m3]	-	-	-	-	83,84	20.459,57
Manta Geotextil [m2]	9,95	306,14	9,95	306,14	13,62	419,06
Tubos de PVC perforados [m]	1,00	102,70	1,00	102,70	1,00	102,70
Material filtrante [m3]	3,93	786,57	3,93	786,57	-	-
Material drenante [m3]	0,28	67,85	0,28	67,85	0,25	61,68
Relleno y compactado [m3]	9,40	951,54	6,85	693,41	1,65	167,03
COSTO TOTAL		85.800,92		79.660,34		59.571,62

Fuente: Elaboración Propia.

En la tabla anterior, se puede apreciar claramente que el muro de tierra armada es el más económico para esta altura y el muro de gravedad el de mayor costo. Los valores que más variación ocasionan son los de la excavación y el relleno y compactado. Cabe hacer notar que para el cálculo del relleno y compactado se usó un nivel de terreno natural de 1 metro sobre el nivel de la base de la pantalla para así uniformizar los costos en este ítem.

Además, el muro de gravedad aun con esas dimensiones no cumple las condiciones de estabilidad por asentamiento, y las dimensiones son las mínimas para su estabilidad interna.

TABLA 4. 7. Costo de cada tipo de muro por metro para $h = 8$ metros

SIGNIFICANCIA	Muro de Gravedad		Muro en Voladizo		Muro Tierra Armada	
DIFERENCIAS DE DISEÑO						
Altura de diseño [m]	8,00		8,00		8,00	
Altura de Zapata [m]	2,10		0,80		-	
Espesor de pantalla inferior [m]	2,50		0,85		0,15	
Base del muro [m]	7,30		5,30		7,70	
ANALISIS DE COSTO	Cantidad	Costo [Bs]	Cantidad	Costo [Bs]	Cantidad	Costo [Bs]
Replanteo [m2]	7,30	38,46	5,30	27,93	7,85	41,36
Excavación [m3]	25,73	1.222,92	11,34	538,98	9,35	444,40
Vol. De Hormigón tipo "C" [m3]	26,59	53.751,75	-	-	-	-
Vol. De Hormigón tipo "A" [m3]	-	-	8,90	34.162,65	0,06	230,31
Acero estructural [kg]	-	-	759,32	17.359,58	3,99	91,22
Cantidad de varillas [m]	-	-	-	-	152,31	29.228,34
Paneles prefabricados [m2]	-	-	-	-	8,00	5.530,14
Bordillo prefabricado [m]	-	-	-	-	1,00	565,51
Relleno [m3]	-	-	-	-	67,76	16.536,54
Manta Geotextil [m2]	8,95	275,37	8,95	275,37	12,32	379,06
Tubos de PVC perforados [m]	1,00	102,70	1,00	102,70	1,00	102,70
Material filtrante [m3]	3,43	686,37	3,43	686,37	-	-
Material drenante [m3]	0,28	67,85	0,28	67,85	0,25	61,68
Relleno y compactado [m3]	7,90	799,70	6,25	632,67	1,65	167,03
COSTO TOTAL		56.945,12		53.854,10		53.378,27

Fuente: Elaboración Propia.

Para la Tabla 4.7, nuevamente el muro de tierra armada es el más económico comparado a los demás, pero con poca diferencia con el de voladizo. De igual manera en este caso el muro de gravedad no cumple con las condiciones de estabilidad por asentamiento en la Resistencia Ib, cumpliendo en todas las demás.

Para una mejor apreciación entre los costos, más adelante se detallan las diferencias de costos incluidos porcentualmente en la Tabla 4.14. También se puede observar una considerable diferencia en la base de los muros.

TABLA 4. 8. Costo de cada tipo de muro por metro para h = 7 metros

SIGNIFICANCIA	Muro de Gravedad		Muro en Voladizo		Muro Tierra Armada	
DIFERENCIAS DE DISEÑO						
Altura de diseño [m]	7,00		7,00		7,00	
Altura de Zapata [m]	1,60		0,75		-	
Espesor de pantalla inferior [m]	2,40		0,70		0,15	
Base del muro [m]	6,00		4,75		7,40	
ANALISIS DE COSTO	Cantidad	Costo [Bs]	Cantidad	Costo [Bs]	Cantidad	Costo [Bs]
Replanteo [m2]	6,00	31,61	4,75	25,03	7,55	39,78
Excavación [m3]	18,20	865,03	10,06	478,26	9,05	430,14
Vol. De Hormigón tipo "C" [m3]	19,26	38.934,14	-	-	-	-
Vol. De Hormigón tipo "A" [m3]	-	-	7,12	27.330,12	0,06	230,31
Acero estructural [kg]	-	-	633,09	14.473,71	3,99	91,22
Cantidad de varillas [m]	-	-	-	-	107,85	20.696,45
Paneles prefabricados [m2]	-	-	-	-	7,00	4.838,87
Bordillo prefabricado [m]	-	-	-	-	1,00	565,51
Relleno [m3]	-	-	-	-	59,57	14.537,80
Manta Geotextil [m2]	7,95	244,60	7,95	244,60	11,02	339,06
Tubos de PVC perforados [m]	1,00	102,70	1,00	102,70	1,00	102,70
Material filtrante [m3]	2,93	586,17	2,93	586,17	-	-
Material drenante [m3]	0,28	67,85	0,28	67,85	0,25	61,68
Relleno y compactado [m3]	6,20	627,61	5,80	587,12	1,65	167,03
COSTO TOTAL		41.459,71		43.895,56		42.100,54

Fuente: Elaboración Propia.

En la Tabla 4.8 se observa que el muro de gravedad es el más económico, pero presenta fallas de asentamiento debido a su gran volumen y peso, debido a eso el más económico en este caso vendría a ser el muro de tierra armada. Aunque sea el más económico en el diseño se optó por el muro de voladizo debido a la pequeña amplitud de los mismos, ya que se recomienda que los muros de tierra armada sean para grandes amplitudes caso contrario, estos ocasionarían un costo adicional y dificultarían el trabajo en la obra.

TABLA 4. 9. Costo de cada tipo de muro por metro para h = 6 metros

SIGNIFICANCIA	Muro de Gravedad		Muro en Voladizo		Muro Tierra Armada	
DIFERENCIAS DE DISEÑO						
Altura de diseño [m]	6,00		6,00		6,00	
Altura de Zapata [m]	1,35		0,65		-	
Espesor de pantalla inferior [m]	3,10		0,65		0,15	
Base del muro [m]	5,10		4,20		7,20	
ANALISIS DE COSTO	Cantidad	Costo [Bs]	Cantidad	Costo [Bs]	Cantidad	Costo [Bs]
Replanteo [m2]	5,10	26,87	4,20	22,13	7,35	38,73
Excavación [m3]	14,34	681,33	8,58	407,80	8,85	420,63
Vol. De Hormigón tipo "C" [m3]	17,27	34.901,24	-	-	-	-
Vol. De Hormigón tipo "A" [m3]	-	-	5,64	21.649,14	0,06	230,31
Acero estructural [kg]	-	-	370,39	8.467,86	3,99	91,22
Cantidad de varillas [m]	-	-	-	-	95,54	6.613,96
Paneles prefabricados [m2]	-	-	-	-	6,00	4.147,60
Bordillo prefabricado [m]	-	-	-	-	1,00	565,51
Relleno [m3]	-	-	-	-	49,68	12.124,19
Manta Geotextil [m2]	6,95	213,84	6,95	213,84	9,72	299,06
Tubos de PVC perforados [m]	1,00	102,70	1,00	102,70	1,00	102,70
Material filtrante [m3]	2,43	485,97	2,43	485,97	-	-
Material drenante [m3]	0,28	67,85	0,28	67,85	0,25	61,68
Relleno y compactado [m3]	4,35	440,34	5,20	526,39	1,65	167,03
COSTO TOTAL		36.920,13		31.943,67		24.862,62

Fuente: Elaboración Propia.

En los muros de altura de pantalla de 6,00 metros siguen siendo los muros de tierra armada los que son más económicos, en este con una diferencia considerable respecto al muro en

voladizo, esto debido a que en el cálculo de las tiras metálicas estas redujeron su ancho de 6 mm a 3 mm y por lo tanto el costo también disminuyó. Para alturas menores a los 6,00 metros el ancho de las tiras es de 3 mm. Véase Tabla 4.9.

TABLA 4. 10. Costo de cada tipo de muro por metro para h = 5 metros

SIGNIFICANCIA	Muro de Gravedad		Muro en Voladizo		Muro Tierra Armada	
DIFERENCIAS DE DISEÑO						
Altura de diseño [m]	5,00		5,00		5,00	
Altura de Zapata [m]	0,90		0,45		-	
Espesor de pantalla inferior [m]	2,20		0,50		0,15	
Base del muro [m]	4,00		3,25		6,80	
ANALISIS DE COSTO	Cantidad	Costo [Bs]	Cantidad	Costo [Bs]	Cantidad	Costo [Bs]
Replanteo [m2]	4,00	21,08	3,25	17,12	6,95	36,62
Excavación [m3]	9,50	451,52	6,16	292,90	8,45	401,62
Vol. De Hormigón tipo "C" [m3]	10,03	20.275,67	-	-	-	-
Vol. De Hormigón tipo "A" [m3]	-	-	3,52	13.511,52	0,06	230,31
Acero estructural [kg]	-	-	270,98	6.195,15	3,99	91,22
Cantidad de varillas [m]	-	-	-	-	92,13	6.377,90
Paneles prefabricados [m2]	-	-	-	-	5,00	3.456,33
Bordillo prefabricado [m]	-	-	-	-	1,00	565,51
Relleno [m3]	-	-	-	-	39,10	9.542,19
Manta Geotextil [m2]	5,95	183,07	5,95	183,07	8,42	259,06
Tubos de PVC perforados [m]	1,00	102,70	1,00	102,70	1,00	102,70
Material filtrante [m3]	1,93	385,77	1,93	385,77	-	-
Material drenante [m3]	0,28	67,85	0,28	67,85	0,25	61,68
Relleno y compactado [m3]	3,70	374,54	4,20	425,16	1,65	167,03
COSTO TOTAL		21.862,20		21.181,23		21.292,17

Fuente: Elaboración Propia.

Observando los costos de la Tabla 4.10 los muros en voladizo son más económicos, pero por muy poco respecto al muro de tierra armada.

En la Tabla 4.11 el muro de gravedad es el más económico respecto a los demás y el más caro es el muro de tierra armada, pero aun así los muros de tierra armada son usados en autopistas dentro del área urbana debido a que su solera no se extiende más de 20,00 cm fuera del paramento.

TABLA 4. 11. Costo de cada tipo de muro por metro para h = 4 metros

SIGNIFICANCIA	Muro de Gravedad		Muro en Voladizo		Muro Tierra Armada	
DIFERENCIAS DE DISEÑO						
Altura de diseño [m]	4,00		4,00		4,00	
Altura de Zapata [m]	0,55		0,45		-	
Espesor de pantalla inferior [m]	1,30		0,45		0,15	
Base del muro [m]	2,50		2,75		5,70	
ANALISIS DE COSTO	Cantidad	Costo [Bs]	Cantidad	Costo [Bs]	Cantidad	Costo [Bs]
Replanteo [m2]	2,50	13,17	2,75	14,49	5,85	30,82
Excavación [m3]	5,42	257,84	5,44	258,44	7,35	349,34
Vol. De Hormigón tipo "C" [m3]	4,76	9.622,35	-	-	-	-
Vol. De Hormigón tipo "A" [m3]	-	-	2,80	10.747,80	0,06	230,31
Acero estructural [kg]	-	-	148,38	3.392,26	3,99	91,22
Cantidad de varillas [m]	-	-	-	-	72,20	4.998,20
Paneles prefabricados [m2]	-	-	-	-	4,00	2.765,07
Bordillo prefabricado [m]	-	-	-	-	1,00	565,51
Relleno [m3]	-	-	-	-	26,22	6.398,88
Manta Geotextil [m2]	4,95	152,30	4,95	152,30	7,12	219,07
Tubos de PVC perforados [m]	1,00	102,70	1,00	102,70	1,00	102,70
Material filtrante [m3]	1,43	285,57	1,43	285,57	-	-
Material drenante [m3]	0,28	67,85	0,28	67,85	0,25	61,68
Relleno y compactado [m3]	2,75	278,38	3,75	379,60	1,65	167,03
COSTO TOTAL		10.780,17		15.401,02		15.979,82

Fuente: Elaboración Propia.

Para los muros de 3,00 metros, el de gravedad es considerablemente más económico que los demás analizados. Siendo el más caro el de tierra armada como se puede apreciar en la Tabla 4.12.

TABLA 4. 12. Costo de cada tipo de muro por metro para h = 3 metros

SIGNIFICANCIA	Muro de Gravedad		Muro en Voladizo		Muro Tierra Armada	
DIFERENCIAS DE DISEÑO						
Altura de diseño [m]	3,00		3,00		3,00	
Altura de Zapata [m]	0,40		0,30		-	
Espesor de pantalla inferior [m]	1,00		0,30		0,15	
Base del muro [m]	2,00		2,05		5,40	
ANALISIS DE COSTO	Cantidad	Costo [Bs]	Cantidad	Costo [Bs]	Cantidad	Costo [Bs]
Replanteo [m2]	2,00	10,54	2,05	10,80	5,55	29,24
Excavación [m3]	4,20	199,62	3,97	188,45	7,05	335,08
Vol. De Hormigón tipo "C" [m3]	2,93	5.923,00	-	-	-	-
Vol. De Hormigón tipo "A" [m3]	-	-	1,58	6.064,83	0,06	230,31
Acero estructural [kg]	-	-	73,77	1.686,53	3,99	91,22
Cantidad de varillas [m]	-	-	-	-	68,40	4.735,14
Paneles prefabricados [m2]	-	-	-	-	3,00	2.073,80
Bordillo prefabricado [m]	-	-	-	-	1,00	565,51
Relleno [m3]	-	-	-	-	16,20	3.953,54
Manta Geotextil [m2]	3,95	121,53	3,95	121,53	5,82	179,07
Tubos de PVC perforados [m]	1,00	102,70	1,00	102,70	1,00	102,70
Material filtrante [m3]	0,93	185,37	0,93	185,37	-	-
Material drenante [m3]	0,28	67,85	0,28	67,85	0,25	61,68
Relleno y compactado [m3]	2,40	242,95	3,05	308,75	1,50	151,84
COSTO TOTAL		6.853,56		8.736,81		12.509,13

Fuente: Elaboración Propia.

En la siguiente tabla se puede apreciar la variación de costo en porcentaje de cada una de los muros y alturas analizadas en las anteriores tablas.

TABLA 4. 13. Diferencia de costos para cada muro respecto al menor costo

h	Muro de Gravedad		Muro en Voladizo		Muro de Tierra A.	
	Costo (Bs)	%	Costo (Bs)	%	Costo (Bs)	%
3,00	0,00	0,00	1.883,25	27,48	5.655,57	82,52
4,00	0,00	0,00	4.620,85	42,86	5.199,65	48,23
5,00	680,97	3,21	0,00	0,00	110,93	0,52
6,00	12.057,51	48,50	7.081,05	28,48	0,00	0,00
7,00	0,00	0,00	2.435,85	5,88	640,83	1,55
8,00	3.566,85	6,68	475,83	0,89	0,00	0,00
9,00	26.229,29	44,03	20.088,72	33,72	0,00	0,00

Fuente: Elaboración Propia.

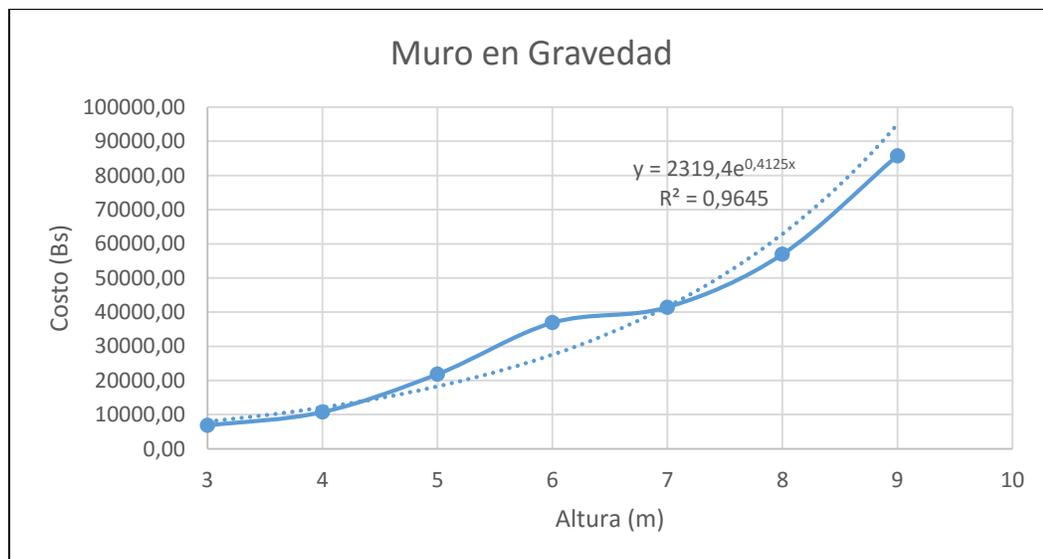
Los valores expresados en cero en la anterior tabla, se debe a que para esa altura de muro éste es el más económico respecto a los demás, los cálculos se realizaron en función del costo más bajo para cada altura de muro todo expresado en costo (Bs) y en porcentaje (%). Con ayuda de la tabla anterior se generaron las siguientes gráficas de calibración de los tres tipos de muros:

Gráfica 4. 1: Calibración de costos del muro en voladizo en función de la altura



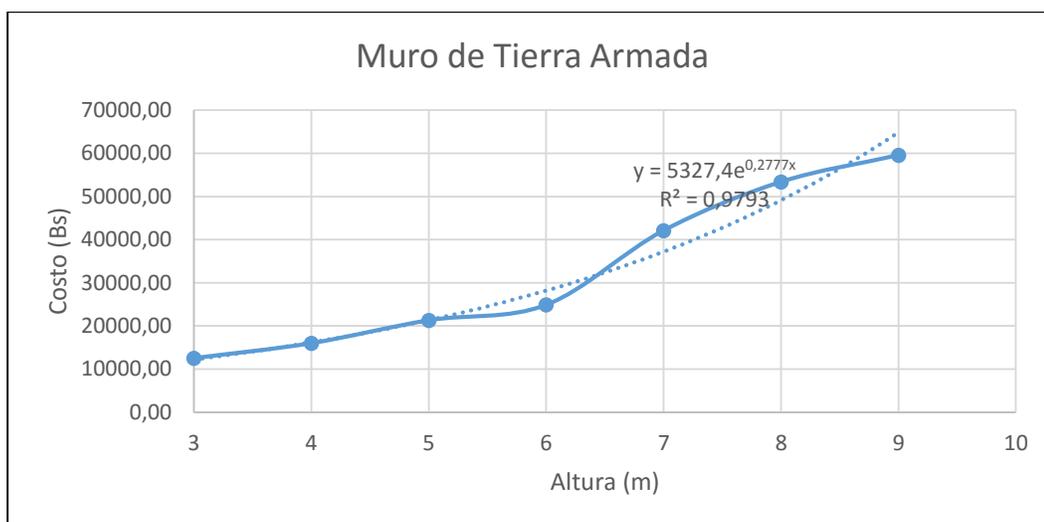
Fuente: Elaboración Propia.

Gráfica 4. 2: Calibración de costos del muro de gravedad en función de la altura



Fuente: Elaboración Propia.

Gráfica 4. 3: Calibración de costos del muro de tierra armada en función de la altura



Fuente: Elaboración Propia.

Los muros en voladizo son una mejor opción respecto a los de gravedad desde alturas de 5 metros en adelante, pero comparado con los de tierra armada son económicos hasta los 8 metros. Desde los 9 metros los muros de tierra armada son más económicos. Además, que los muros de tierra armada ya toman en su costo el relleno y compactado de toda la extensión que lo compone en cambio los otros muros no lo hacen. Tomando eso en cuenta se puede suponer que estos muros pueden ser económicos a menores alturas como indica la teoría.

CAPÍTULO V

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

5.1. Conclusiones

Una vez finalizado el Proyecto “Diseño de Ingeniería Estructural de Muros de Contención” en pasos de quebradas sobre la carretera Quebrada Las Vacas-Salinas, se llega a las siguientes conclusiones sobre los diferentes tipos de muros:

- El tipo de suelo de fundación influye en gran medida en el diseño de los muros, en especial en los muros de gravedad que al ser roca el suelo de fundación estos pudieron cumplir con las comprobaciones de estabilidad pese a su gran peso. Pero estos mismos muros en diferentes tipos de suelos no alcanzarían alturas muy elevadas.
- Los muros de gravedad parecieran ser más económicos que los muros en voladizo a alturas mayores de 5 metros, esto llega a contradecir a la teoría, pero en la Tabla 4.8 se puede apreciar que estas estructuras son económicamente más caras en conjunto, debido a que su gran fundación es casi similar a la fundación de tierra armada, además de ser inestables en su fundación.
- El costo del relleno y compactado solo está incluido en los muros hasta el nivel de la excavación es trasdós e intradós, ya que superados esos niveles entra el relleno de la carretera apoyado este al apoyado al muro y drenaje de los de gravedad y voladizo, en el de tierra armada al macizo.
- Los muros de tierra armada llegan a ser una alternativa técnica y económicamente muy favorable, llegando a ser más económicos a partir de los 6 metros con respecto a los otros dos muros (Tabla 4.7). Llegan a ser la mejor alternativa para pantallas de esa dimensión pero que sean de altura constante y son ideales para alturas mayores a los 8 metros. En nuestro diseño solo se los uso donde las elevaciones de los muros alcanzaban los 9,50 metros, pese a no ser muy amplios.
- De la misma forma el tipo de fundación es muy importante en los muros mecánicamente estabilizados, pero en este caso, estos no son muy afectados a los cambios que pueda presentar el suelo, ya que estos muros son más flexibles, permitiendo pequeñas variaciones verticales.

- Los muros de gravedad diseñados en el proyecto son adecuados, por el hecho que hay espacio en los lugares de emplazamiento, esto es porque son de baja altura. En cambio, sí son de alturas mayores a los 5 metros deberán fundarse a mayor profundidad para poder cubrir la puntera con los 0,60 metros de tierra desde la cara superior de la puntera.
- Los muros de tierra armada son perfectos cuando se trata de lugares estrechos además de tener un paramento estético, pero se debe considerar que para muros que no son muy extensos estos pueden llegar a ser costosos inclusive muy por encima de los muros en voladizo.
- El muro de tierra armada, si bien actúa como una gran estructura a gravedad, el comportamiento estructural depende de la interacción que se desarrolle entre el suelo y las tiras de refuerzo, mientras que los paneles cumplen una función de cobertura frontal para evitar la erosión del relleno reforzado, que se puede desencadenar por agentes externos.
- El mayor presupuesto es el de los muros de tierra armada, pero esto no porque sean más caros si no porque éstos presentan longitudes y alturas mayores a la de los demás.

5.2. Recomendaciones.

En el desarrollo de la obra se debe tener en cuenta lo siguiente:

- La identificación oportuna de los bancos de préstamo, debido a que se requerirá material seleccionado para su uso en los muros de tierra armada, así no generará contratiempos a la hora de rellenar estos muros, además de realizar las comprobaciones de laboratorio que se requieran.
- Usar tiras metálicas en lugar de geosintético, ya que las tiras si llegara a fallar una, ésta no afecta en gran medida a las demás en cambio los materiales geosintético si fallan es en cadena afectando a las demás capas del relleno.