



FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA
PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL

TÍTULO PROFESIONAL
TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL

**“PROPUESTA TÉCNICA DE REHABILITACIÓN DEL TRAMO CRÍTICO
COMPRENDIDO ENTRE EL KM 31+000 AL KM 31+025 DE LA CARRETERA
SM 102 CUÑUMBUQUE, SAN JOSÉ DE SISA, PROVINCIA DE EL DORADO
- PERÚ 2021”**

**PARA OPTAR AL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

AUTORES: BACH. FERNÁNDEZ PADILLA JUAN DIEGO
BACH. PINCHI FLORES FLORIANA

ASESOR : M.SC. ULISES OCTAVIO IRIGOIN CABRERA

A handwritten signature in blue ink, appearing to read 'Ulises Irigoín', is written over a horizontal line. The signature is fluid and cursive.

SAN MARTÍN – PERÚ

2021

DEDICATORIA

En primer lugar, este trabajo lo dedico a nuestro señor dios, por brindarnos la vida y guiarnos en nuestro camino que no fue fácil pero tampoco imposible, porque con dios todo es posible.

En segundo lugar, a mis padres, que me dieron todo el apoyo necesario para no caer ni desistir en el camino y en nuestra vida, guiándonos siempre por el camino del bien.

(Juan Diego Fernández)

A Dios, a mis padres y hermanos que me apoyaron en todo momento para poder salir adelante en mis estudios, en mi vida guiándome siempre por el camino del bien y con buenos valores.

Dedico al programa de beca 18 por brindarme la oportunidad de estudiar en la Universidad Científicas del Perú totalmente pagado, la carrera profesional de ingeniería civil.

(Floriana Pinchi)

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios por prestarme la vida, y darme fuerzas para seguir saliendo adelante, luchándola todos los días de mi vida.

Agradezco a mi querida mamá Dagne Padilla Reategui, por brindarme mucho apoyo en mi vida, por sacarnos adelante desde abajo haciendo el trabajo de padre y madre. Así mismo agradezco a mi papá, por brindarme la vida, aunque no haya estado conmigo en los momentos más difíciles de mi vida, sé que en el fondo de su corazón me quiere y se siente orgulloso de mis logros.

Y, por último, pero no menos importantes a todas las personas que me apoyaron en este camino, a mi hermana, tías, tíos, abuelitos y demás familiares.

Agradezco a mis padres por darme ese amor, apoyo, comprensión, durante mi etapa de desarrollo. Por hacer mi una persona de buenos principios.

Doy gracias a mis hermanos por su apoyo mutuo que me brindaron día a día en mi etapa universitaria, forman parte de mi vida, papitos, hermanitos son mi motor para demostrarles que seré un profesional de éxito en esta nueva etapa de mi vida.

A la Universidad Científica del Perú, y la facultad de ciencias e ingeniería, juntos con su plana de docentes nos brindaron una enseñanza para poder ejercerse como profesionales en el campo de la ingeniería.

Agradecer al Programa de Beca 18, por la oportunidad que nos brindó para estudiar la carrera profesional de Ingeniería Civil en la Universidad Científica del Perú Sede Tarapoto.

Al MSc ING. ULISES OCTAVIO IRIGOIN CABRERA por guiarnos y orientarnos en la elaboración de nuestro proyecto; por su enorme paciencia y comprensión al corregirnos para que nuestro tema de investigación se valla en buen canino.

CONSTANCIA DE ORIGINALIDAD DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN DE LA UNIVERSIDAD CIENTÍFICA DEL PERÚ - UCP

El presidente del Comité de Ética de la Universidad Científica del Perú - UCP

Hace constar que:

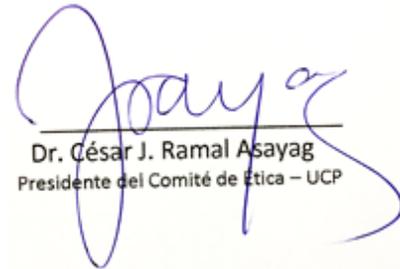
El Trabajo de Suficiencia Profesional titulado:

**“PROPUESTA TÉCNICA DE REHABILITACIÓN DEL TRAMO CRÍTICO
COMPENDIDO ENTRE KM 31+000 AL KM 31+025 DE LA CARRETERA SM 102
CUÑUMBUQUE - SAN JOSÉ DE SISA PROVINCIA DE EL DORADO - PERÚ
2021”**

De los alumnos: **JUAN DIEGO FERNÁNDEZ PADILLA Y FLORIANA PINCHI FLORES**, de la Facultad de Ciencias e Ingeniería, pasó satisfactoriamente la revisión por el Software Antiplagio, con un porcentaje de **23% de plagio**.

Se expide la presente, a solicitud de la parte interesada para los fines que estime conveniente.

San Juan, 21 de junio del 2021.



Dr. César J. Ramal Asayag
Presidente del Comité de Ética – UCP

Urkund Analysis Result

Analysed Document: UCP-CIENCIAS E INGENIERÍA-2021-TSP-JUAN FERNÁNDEZ-
FLORIANA PINCHI-V1.pdf (D108655501)
Submitted: 6/11/2021 6:14:00 PM
Submitted By: revision.antiplagio@ucp.edu.pe
Significance: 23 %

Sources included in the report:

<https://repositorio.unh.edu.pe/bitstream/handle/UNH/252/TP%20-%20UNH%20CIVIL%200036.pdf?sequence=1&isAllowed=y>

Instances where selected sources appear:

11

“Año del Bicentenario del Perú: 200 años de Independencia”
ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA

Con Resolución Decanal N° 392 -2021- UCP - FCEI del 02 de julio de 2021, la **FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA DE LA UNIVERSIDAD CIENTÍFICA DEL PERÚ - UCP** designa como Jurado Evaluador y Dictaminador de la Sustentación del Trabajo de Suficiencia Profesional a los Señores:

- Ing. Caleb Rios Vargas, M. Sc. Presidente
- Ing. Joel Padilla Maldonado, M. Sc. Miembro
- Ing. Luis Armando Cuzco Trigozo, M. Sc. Miembro

En la ciudad de Tarapoto, siendo las 11:00 am, del día viernes 09 de julio de 2021, modo virtual con la plataforma del ZOOM, supervisado en línea por la secretaria Académica de la Facultad y el director de Gestión Universitaria de la Filial Tarapoto de la Universidad, se constituyó el Jurado para escuchar la sustentación y defensa del Trabajo de Suficiencia Profesional:

“PROPUESTA TÉCNICA DE REHABILITACIÓN DEL TRAMO CRÍTICO COMPRENDIDO ENTRE EL KM 31+000 AL KM 31+025 DE LA CARRETERA SM 102 CUÑUMBUQUE, SAN JOSÉ DE SISA, PROVINCIA DE EL DORADO - PERÚ 2021”

Presentado por las sustentantes:

JUAN DIEGO FERNANDEZ PADILLA y FLORIANA PINCHI FLORES

Asesora: **Ing. Ulises Octavio Irigoín Cabrera, M.Sc.**

Como requisito para optar el título profesional de: **Ingeniero Civil.**

Luego de escuchar la Sustentación y formuladas las preguntas las que fueron: ABSUELTAS.

El jurado después de la deliberación en privado llegó a la siguiente conclusión:

Por lo que la Sustentación es: **APROBADA POR MAYORÍA CON LA NOTA DE (15) QUINCE**

En fe de lo cual los miembros del jurado firman el acta.



Presidente



Miembro



Miembro

CALIFICACIÓN:	Aprobado (a) Excelencia	: 19 – 20
	Aprobado (a) Unanimidad	: 16 - 18
	Aprobado (a) Mayoría	: 13 – 15
	Desaprobado (a)	: 00 – 12

HOJA DE APROBACIÓN

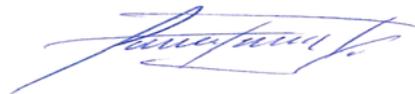
Trabajo de Suficiencia Profesional sustentada mediante la plataforma zoom el día viernes 09 de julio a las 11:00 am horas del 2021.



M.Sc. Ing. CALEB RÍOS VARGAS
PRESIDENTE DEL JURADO



M.Sc. Ing. JOEL PADILLA MALDONADO
MIEMBRO DEL JURADO



M.Sc. Ing. LUIS ARMANDO CUZCO TRIGOZO
MIEMBRO DEL JURADO



M.Sc. Ing. ULISES OCTAVIO IRIGOIN CABRERA
PRESIDENTE DEL JURADO

ÍNDICE DE CONTENIDO

DEDICATORIA	1
AGRADECIMIENTO	2
HOJA DE APROBACIÓN.....	3
ÍNDICE DE CONTENIDO	4
ÍNDICE DE CUADROS O TABLAS.....	9
ÍNDICE DE GRÁFICOS O FIGURAS.....	10
RESUMEN Y PALABRAS CLAVE	12
ABSTRACT.....	13
CAPÍTULO I: MARCO TEÓRICO.....	14
1.1 Antecedentes de estudios	14
1.1.1 Antecedentes Internacionales.....	14
1.2 Bases teóricas	21
1.2.1 Empuje de Tierras:	21
1.2.2 Empuje Activo de Tierras.....	21
1.2.3 Empuje Activo de Tierras en Suelos no Cohesivos.....	23
1.2.4 Empuje Activo de Tierras en Suelos Cohesivos:.....	25
1.2.5 Empuje Pasivo de Tierras.....	26
1.2.6 Empuje Pasivo de Tierras en Suelos no Cohesivos.....	27
1.2.7 Empuje Pasivo de Tierras en Suelos Cohesivos.....	29
1.2.8 Teorías para Empujes de Tierra	30
a) Teoría de Coulumb.....	30
b) Teoría de Rankine.....	32
c) Teoría de Terzaghi.....	35
1.2.9 Papel de la Cohesión en el Empuje	39

1.2.10	Teoría de Empuje Activo recomendada para el Diseño	40
1.2.11	Presiones Activas y Pasivas en condiciones de Drenaje	41
1.2.12	Materiales de Relleno	42
1.2.13	Suelos Friccionantes.....	42
1.2.14	Suelos Cohesivos	43
1.2.15	Suelos Cohesivos-Friccionantes.....	43
1.2.16	Materiales Recomendables para Rellenos.....	44
1.2.17	Las Estructuras de Contención	45
1.2.18	Usos de Muros de Contención.....	45
1.2.19	Clasificación de las Estructuras de Contención.....	46
	a) Estructuras Rígidas:	46
	b) Estructuras Flexibles:	46
1.2.20	Tipos de Muros	47
	a) Muros a Gravedad.....	47
i.	Formas de Muros de Gravedad	48
ii.	Dimensionamiento de Muros de Gravedad	49
	b) Muros en Voladizo.....	49
i.	Formas de Muros en Voladizo	50
ii.	Dimensiones de un Muro en Voladizo.....	51
	c) Muros de Gaviones	51
i.	Gaviones Tipo Caja	52
ii.	Usos de los Muros de Gaviones	54
iii.	Pruebas de Resistencia	56
iv.	Resistencia de la Unión	57
v.	Asentamientos Diferenciales.....	57
vi.	Piezas Pre-Ensambladas.....	58

vii.	Fuerzas Puntuales.....	58
viii.	Ensamblaje.....	58
ix.	Aplicaciones de las Teorías de Muros de Gaviones.....	59
	1.2.21 Análisis de Estabilidad de la Estructura de Contención.....	60
	a) Tipos de Rotura.....	60
i.	Deslizamiento sobre la base	60
ii.	Vuelco.....	61
iii.	Rotura de la fundación.....	61
iv.	Rotura Global del Macizo.....	61
v.	Rotura Interna de la Estructura	61
	1.2.22 Fuerzas y Sobrecargas.....	61
	a) Fuerzas Verticales.....	61
	b) Efecto de las Sobrecargas	64
	c) Sobrecarga Uniforme	66
	d) Sobrecarga Concentrada	67
	1.2.23 Sobrecarga de Camión.....	69
	1.2.24 Fuerzas Sísmica	69
	1.2.25 Fuerzas Sísmica	69
	a) Estabilidad y Volcamiento	69
	b) Estabilidad al Deslizamiento.....	70
	1.2.26 Estabilidad Global.....	74
	1.2.27 Hundimiento	76
	1.2.28 Drenaje.....	77
	a) Instalación de los Drenajes en los Muros	78
	1.2.29 Normas y Códigos aplicados para el diseño del Muro	79
1.3	Definición de términos básicos	80

CAPÍTULO II: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	84
2.1 Descripción del problema	84
2.2 Formulación del problema	85
2.2.1 Problema General.....	85
2.2.2 Problemas Específicos	85
2.3 Objetivos	85
2.3.1 Objetivo General.....	85
2.3.2 Objetivos Específicos	85
2.4 Hipótesis.....	86
2.4.1 Hipótesis general	86
2.5 variables	86
2.5.1 Identificaciones de las variables	86
a) Variable independiente.....	86
b) Variable dependiente:	86
2.5.2 Definición conceptual y operaciones de las variables	86
2.5.3 Operación de variables	86
CAPÍTULO III: METODOLOGÍA.....	89
3.1 Tipo y diseño de investigación.....	89
3.1.1 Tipo de investigación	89
3.1.2 Diseño de investigación	89
3.2 Población y muestra	89
3.2.1 Población.....	89
3.2.2 Muestra	89
3.2.3 Muestreo.....	90
3.3 Técnicas de instrumentos y procedimiento de recolección de datos	
90	

3.3.1	Procedimiento de recolección de datos	90
3.4	Técnicas de procesamiento y análisis de los datos	91
CAPÍTULO IV: RESULTADOS		92
CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		104
5.1	Discusión.....	104
5.2	Conclusiones.....	106
5.3	Recomendaciones.....	107
CAPÍTULO VI: BIBLIOGRAFÍA.....		108
CAPÍTULO VII: ANEXOS.....		111

ÍNDICE DE CUADROS O TABLAS

Tablas

<i>Tabla 1: Peso específico según Terzaghi</i>	36
<i>Tabla 2: Coeficiente C para tipos de rellenos</i>	38
<i>Tabla 3: Dimensiones estándar de los gaviones tipo caja</i>	53
<i>Tabla 4: Coeficiente de fricción</i>	71
<i>Tabla 5: Presupuesto de los muros de contención</i>	100
<i>Tabla 6: Costo de recurso de los muros</i>	100
<i>Tabla 7: Comparación de presupuestos</i>	102

ÍNDICE DE GRÁFICOS O FIGURAS

Gráficos

<i>Gráfico 1:</i> Muro de gavión	101
<i>Gráfico 2:</i> Muro de gravedad.....	101
<i>Gráfico 3:</i> Muro en voladizo.....	102
<i>Gráfico 4:</i> Comparación de muros s/.....	103
<i>Gráfico 5:</i> Comparación de costos de los muros en %	103

Figuras

<i>Figura 1:</i> Empuje activo de un muro	22
<i>Figura 2:</i> Empuje activo en suelos no cohesivos, arenas, gravas, etc.....	23
<i>Figura 3:</i> Circunferencias de Mohr y distribución del empuje horizontal con ubicación en la zona de tracción en relleno de arcilla	25
<i>Figura 4:</i> Distribución del empuje horizontal y punto de aplicación.....	27
<i>Figura 5:</i> Empuje pasivo.....	28
<i>Figura 6:</i> Distribución de empuje horizontal.....	29
<i>Figura 7:</i> Ángulos que intervienen en el muro.....	31
<i>Figura 8:</i> Teoría de Rankine.....	34
<i>Figura 9:</i> Teoría de Terzaghi.....	37
<i>Figura 10:</i> Distribución de presiones	37
<i>Figura 11:</i> Distribución de presiones activas en suelos cohesivos profundidad hasta la que se produce grietas.....	39
<i>Figura 12:</i> Formas de muro a gravedad.....	48
<i>Figura 13:</i> Dimensiones tentativas para diseño de muros a gravedad	49
<i>Figura 14:</i> Formas de muro en voladizo.....	50
<i>Figura 15:</i> Dimensiones tentativas para diseño de muros en voladizo	51
<i>Figura 16:</i> Representación básica-de un muro de contención de gravedad en gaviones.	52

Figura 17: Gaviones tipo caja. Elementos constituyentes	52
Figura 18: Dimensiones de malla	53
Figura 19: Distintas formas de colocación de muros de gaviones	54
Figura 20: Determinación del empuje pasivo	60
Figura 21: Tipos principales de rotura en muros de gaviones	60
Figura 22: Ángulo de inclinación de talud	62
Figura 23: Movimiento del muro hacia fuera y hacia adentro	63
Figura 24: Efecto de la sobrecarga	64
Figura 25: Efecto de las sobrecargas a una cierta distancia	65
Figura 26: Efecto de sobrecarga uniforme	66
Figura 27: Efecto de la sobrecarga concentrada	67
Figura 28: Volcamiento por efecto del empuje del suelo	70
Figura 29: Generación de las fuerzas de rozamiento	72
Figura 30: Influencia del diente en la magnitud del empuje pasivo	73
Figura 31: Fenómeno de la estabilidad global	75
Figura 32: Drenajes de los muros de contención	79

RESUMEN Y PALABRAS CLAVE

La presente investigación analiza desde los puntos de vista técnico y económico, la aplicabilidad de los tipos de muro en voladizo, muros de gravedad y muros de gaviones en la rehabilitación del tramo crítico comprendido entre el km 31+000 al km 31+025 de la carretera SM 102 Cuñumbuque, San José de Sisa, provincia de El Dorado – Perú 2021.

A la luz de los resultados se llegó a la conclusión que, la aplicación del muro de gaviones es técnicamente más apropiado y de menor costo para resolver la situación de estabilidad en el tramo de carretera en cuestión.

Palabras Claves: Estabilización, gaviones, factor de seguridad.

ABSTRACT

The present research analyzes from the technical and economic points of view, the applicability of the types of cantilever wall, gravity walls and gabion walls in the rehabilitation of the critical section between km 31 + 000 to km 31 + 025 of the SM 102 Cuñumbuque highway, San José de Sisa, El Dorado province - Peru 2021.

In light of the results, it was concluded that the application of the gabion wall is technically more appropriate and less costly to resolve the stability situation in the section of road in question.

KEYWORDS: Stabilization, gabions, safety factor

CAPÍTULO I: MARCO TEÓRICO

1.1 Antecedentes de estudios

1.1.1 Antecedentes Internacionales

- Con referencia a nuestro tema tenemos conocimiento de la tesis del autor: **Román F. (2009); La Vega - República Dominicana**; realizó la tesis de grado titulado "DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN MURO DE CONTENCIÓN EN EL RÍO CAMÚ, PARA PROTECCIÓN DE LA CARRETERA DE LA VEGA-RANCHO VIEJO" cuyo Objetivo es Desarrollar el diseño estructural de un muro de contención en gaviones de 90.00 mts, en el río Camú, con la finalidad de protección de la carretera La Vega Rancho Viejo-Ranchito. Luego de la culminación del presente trabajo de Investigación, obtuvo las siguientes conclusiones: El muro de gaviones diseñado en este proyecto cumple con cada uno de los factores de seguridad y los requerimientos mínimos de estabilidad (vuelco, deslizamiento y presiones adecuadas en la cimentación o la capacidad de carga) y seguridad estructural exigidos en este tipo de obras. La longitud del mismo contempla toda la extensión de la curva en el tramo destruido de la carretera La Vega-Rancho Viejo, ya que por la misma naturaleza de la curva es que se producen erosiones, socavaciones, transporte de materiales y derrumbamientos de las márgenes en ese punto. Este proyecto representa la solución a una serie de problemas que han tenido los lugareños durante muchos años. El muro de gaviones tiene como propósito proteger la margen de la carretera anexa al río Camú, evitando que las aguas del mismo golpeen violentamente el terreno de la ribera y que suba a las fincas del lugar, como muchas veces ha ocurrido en el pasado. Esto ha provocado cuantiosas pérdidas materiales a los campesinos y, especialmente, a los dueños de terrenos y parceleros, que han visto desaparecer cultivos completos por las crecidas del río que llegan a subir a la misma carretera y se extienden por todo el terreno llano de la zona.

La implementación de muro de gaviones como solución estructural en este proyecto presenta varias ventajas entre las cuales podemos mencionar: se evitarán los encofrados de madera, usados para darle al hormigón y que representan un elevado costo en la construcción. No se requiere personal especializado para la confección de las mallas y de la colocación de las piedras, pudiéndose contratar residentes de la comunidad, abaratando los costos de mano de obra. Se reducen los tiempos de construcción, ya que el llenado de los gaviones define inmediatamente la obra.

Se considera que el costo del proyecto no es significativo, si se toma en cuenta la relevancia de la carretera para la actividad económica y social de la zona. La ruta alterna a esta vía de transporte es por la carretera que conduce a San Francisco de Macorís, lo que representa un retraso de aproximadamente una hora. En términos comerciales este tiempo es muy considerable. (Román F, 2009).

- Con referencia a nuestro tema tenemos conocimiento de la tesis del autor: **BACH Pineda S, Rubio S. (2009); El Salvador- Centroamérica;** realizo la tesis de grado titulado "ESTUDIO HIDROLÓGICO Y PROPUESTA TÉCNICA PARA LA REDUCCIÓN DE LA VULNERABILIDAD POR INUNDACIÓN EN EL CANTÓN EL BORBOLLÓN CAUSADO POR EL DESBORDAMIENTO DE LA LAGUNA EL JOCOTAL" cuyo Objetivo es elaborar una alternativa técnica de planificación, que permita abordar el problema de inundación, para reducir el grado de vulnerabilidad en la comunidad El Borbollón. Luego de la culminación del presente trabajo de Investigación, se obtuvo las siguientes conclusiones: Con el estudio Hidrológico realizado en la cuenca de la "Laguna El Jocotal" se pudo determinar que el escurrimiento proveniente de la falda sur del volcán de Chaparrastique no es capaz de generar inundación por sí solo, sino que el efecto que surge con las primeras lluvias es el alto nivel de asolvamiento al aproximarse a la planicie de inundación.

Con el Balance Hídrico realizado se observa que los niveles del déficit de agua se han mantenido constantes desde el año 1998 hasta el 2008 con una

escases anual promedio de 713.06 mm por año, excepto el año 2007 que se elevó a 862.21 mm, mientras que los resultados negativos obtenidos en el cambio de almacenamiento nos indica que las épocas secas son mayores que las épocas lluviosas. Con la propuesta del muro de contención se logra reducir el caudal de entrada en un 0.85 % para condiciones actuales, más sin embargo con el estudio hidráulico que sirvió de base para elaborar el mapa de riesgo por inundación se determinó que en crecidas máximas el Rio Grande de San Miguel se desborda en un 75 % alcanzando una altura de 1.63 m sobre el nivel de la Laguna (23.36 msnm). En el levantamiento de campo para ubicar el mejoramiento elaborado por el Ministerio de Agricultura y Ganadería, se pudo constatar de primera mano el nivel de usurpación de las tierras por parte de los ganaderos y la población colindante, quienes han hecho uso inadecuado del cuerpo de agua, donde los primeros construyen canales para llevar agua a sus pastizales y los segundos construyendo sus viviendas dentro del área natural protegida. (Pinedo S, Rubio S, 2009).

- Con referencia a nuestro tema tenemos conocimiento de la tesis del autor: BACH **Andrade García Patricia**, “ANÁLISIS DEL DESLIZAMIENTO EN LA CARRETERA TIJUANA - ENSENADA (KM 93+50) A PARTIR DE MODELOS DE RELIEVE DE ALTA RESOLUCIÓN ESPACIAL”, TUVO COMO OBJETIVO GENERAL DIMENSIONAR Y ANALIZAR LA DINÁMICA SUPERFICIAL DEL DESLIZAMIENTO OCURRIDO EL 28 DE DICIEMBRE DE 2013 EN LA CARRETERA TIJUANA-ENSENADA A PARTIR DE MODELOS DE RELIEVE DE ALTA RESOLUCIÓN ESPACIAL. La finalidad es aplicar técnicas emergentes en el análisis geomorfológico de un fenómeno común en el área entre punta San Miguel y punta Salsipuedes para comparar las ventajas y desventajas de los diferentes métodos empleados en el análisis y apoyar en la colección de datos para estudios futuros del área. (Tesis posgrado), Centro de investigación Científica y de Educación Superior de Ensenada, Baja California, Ensenada, Baja California, 2016. Concluyó que: Desde este punto de vista, la incorporación de plataformas aéreas, como son los drones, son extremadamente útiles.

Algunas ventajas del uso de drones frente otras plataformas aéreas, como LIDAR e imágenes satelitales, es que permite la adquisición de datos a bajo costo, además de que la capacidad de vuelo y la facilidad para manipular este tipo de plataformas disminuye el tiempo de respuesta para la investigación en las geociencias. El cierre de la carretera Tijuana-Ensenada por el deslizamiento en el km 93+50 generó pérdidas de aproximadamente 100 millones de dólares para el sector turístico, el sector productivo y en el transporte de mercancías, adicionalmente a los 900 millones pesos que invirtió el gobierno para reparar una zona menor a 0.5km² (SCT, 2014; Cervantes, 2014). La importancia social y económica asociada a la carretera escénica Tijuana-Ensenada genera una necesidad para el monitoreo activo de las zonas identificadas como peligros geológicos. Otra característica asociada a la implementación de plataformas aéreas basadas en SfM es que tienen un gran potencial para la generación de modelos digitales de elevación de alta resolución tanto espacial como temporalmente para el monitoreo de procesos en evolución de la superficie del suelo. (Andrade García, 2016).

1.1.2 Antecedentes Nacionales

- Con referencia a nuestro tema tenemos conocimiento de la tesis del autor: **BACH** Barreto, Jeancarlo, “PROPUESTA DE MEJORAMIENTO Y REHABILITACIÓN DEL TRAMO KM 1 + 200 – 4 + 500 DE LA CARRETERA TARICA - MARCARA – 2018”, se tomó como población la ruta Tarica – Marcara”, la cual se encuentra en el tramo Km 1 + 200 – 4 + 500, cuya vía es rural y se tomó como muestra la ruta Tarica – Marcara, la cual se encuentra en el tramo Km 1 + 200 – 4 + 500, que consta de tres kilómetros, (Tesis pregrado), Universidad Cesar Vallejo, Huaraz 2018. Concluyó que: De acuerdo a la recopilación de datos como el IMDA de 856 veh/día y al levantamiento topográfico de la carretera Tarica – Marcara Km 1 + 200 – 4 + 500, se inició a mejorar la carretera según los criterios y recomendaciones que nos otorga el manual Diseño Geométrico – 2018, para los alineamientos longitudinales y verticales, debido al uso de la norma se diseñó una carretera

eficiente, en la cual se actualizaron el radio de las curvas, pendientes y las dimensiones que conforman un pavimento flexible, la cual asegura que los vehículos tengan una segura circulación, sin la preocupación de tener problema al momento de llegar a las curvas horizontales y verticales, generando así una propuesta bien actualizada ya que esta norma recién se publicó el presente año 2018.

De acuerdo a la obtención de datos de precipitación en la zona de Tarica – Marcara se vio por conveniente la rehabilitación de las cunetas, para satisfacer la necesidad de la carretera y evitar así que esta sufra daños debido al no drenaje del agua, en épocas de lluvia, ya que el agua genera que el pavimento empiece a fisurarse y deteriorarse, por lo cual es necesario que la cuneta capte todo el agua, asegurando así que tenga una vida útil para el cual está diseñado la vía Tarica - Marcara Km 1+200 - 4+500.

De acuerdo a la obtención de datos en campo, se obtuvo el IMDA de 856 veh/día, clasificando la carretera Tarica - Marcara Km 1+200 - 4+500 de segunda clase y posterior a ello se obtuvo el valor promedio de CBR que es de 17.83 %, debido a los ensayos realizados con el suelo de la vía, se empezó a mejorar la carretera según los criterios y recomendaciones que nos exige el manual Sección, Suelos y Pavimentos - 2014, para el diseño estructural de la carretera Tarica - Marcara, gracias al uso de la norma, las dimensiones de las capas del pavimento calculados, serán eficientes para soportar el tráfico de vehículos que transitan por la vía diseñada, este diseño con el ultimo manual de Sección, Suelos y Pavimento - 2014 permitió obtener un diseño actualizado. (Barreto, 2018).

- Con referencia a nuestro tema tenemos conocimiento de la tesis del autor: **BACH** Yarango, Eduardo Manuel, “REHABILITACIÓN DE LA CARRETERA DE ACCESO A LA SOCIEDAD MINERA CERRO VERDE (S.M.C.V.) DESDE LA PROG. KM 0+000 HASTA EL KM 1+900, EN EL DISTRITO DE UCHUMAYO, AREQUIPA, AREQUIPA”. Empleando el sistema bitufo para reducir la reflexión de grietas y prolongar la vida útil del pavimento”, tuvo como objetivo general Establecer al sistema Bitufo como

una alternativa económica para retardar la reflexión de grietas y prolongar la vida útil de los pavimentos asfálticos, analizando ensayos para su evaluación visual y estructural, en la rehabilitación de la carretera de acceso a la S.M.C.V. ubicada en el distrito de Uchumayo departamento de Arequipa (Tesis pregrado), Universidad Ricardo Palma, lima 2014. Concluyó que: Con la información del IMD, y particularmente de los vehículos pesados resulta que el Número de Ejes de Diseño (EE) es igual a 9.21 Millones de ejes, por carril de diseño, para 10 años de servicio, denominado por el MTC como un tipo de tráfico TP9 (>7.5 y <10 millones de ejes repetitivos).

Se proyectó un tiempo de vida útil de 18 años el cual es mayor a la vida útil para el cual fue diseñado el pavimento (10 años), cabe recalcar que este tiempo es relativo y dependerá de factores como la calidad del pavimento, del proceso constructivo, entre otros, debido a que la Malla no trabaja de forma independiente. De la comparación de costos con el sistema tradicional concluimos que el beneficio económico empleando la malla de acero “Mesh Track” se obtiene a largo plazo, obteniendo un ahorro de S/.1,158,608.40 asumiendo el tiempo de vida útil de 18 años. (Yarango, 2014).

1.1.3 Antecedentes Regionales o Locales

- Con referencia a nuestro tema tenemos conocimiento de la tesis del autor: **BACH** Montalvo García, Kethleen Belissa “MODELO DE GESTIÓN DE CONSERVACIÓN VIAL, PARA REDUCIR COSTOS DE MANTENIMIENTO VIAL Y OPERACIÓN VEHICULAR EN LA CARRETERA DEPARTAMENTAL RUTA SM – 104, TRAMO: LAMAS - EMP. PE-5N (PUENTE BOLIVIA); KM 00+000 AL KM 14+180, DEPARTAMENTO SAN MARTÍN, PROVINCIA LAMAS, DISTRITO LAMAS SHANAO”, (Tesis Pregrado) quien estudio´ la ruta SM-104, Tramo: Lamas – Emp. PE-5N (puente Bolivia); Km 00+000 al Km 14+180, departamento San Martín, provincia Lamas, distrito Lamas Shanao, de las 20 rutas que integran las carreteras departamentales de San Martín, Universidad Nacional de San Martín, Tarapoto, 2018. Concluyó:

Es necesario implementar una propuesta de modelo de gestión de conservación vial, en el cual se administre las redes viales con la finalidad que ofrezcan óptimas condiciones de niveles de servicio, permitirá la reducción de los costos de operación vehicular, estos disminuirán en relación a los costos que se generaría al transitar en una vía que no tenga mantenimiento y se encuentre en condiciones pésimas. Mediante la aplicación de actividades de mantenimiento rutinario y periódico, se conservará la vía en condiciones favorables, ello representa un ahorro importante para las instituciones encargadas de su administración, comparando con vías, a las cuales no se les ha realizado mantenimientos, abandonándolas hasta el punto de deteriorarse de forma severa, teniendo como última alternativa la reconstrucción, mejoramiento o rehabilitación de la vía, generando reparaciones más costosas. De acuerdo al estudio realizado si conservamos la vía en condiciones óptimas, se ahorrará hasta tres veces más de lo que se gastaría en una rehabilitación.

Uno de los componentes importantes el cual va determinar que se realice una exitosa intervención de conservación vial es el inventario vial, pues permitirá registrar todas las condiciones en las que se encuentra la vía y de esa manera conocer a detalle todo lo existente en su infraestructura, los principales problemas que presenta y por ende permite programar actuaciones, para la elaboración de los presupuestos y lograr un buen mantenimiento de la vía. (Montalvo García, 2018).

- Con referencia a nuestro tema tenemos conocimiento de la tesis del autor: **BACH** Del Águila, Iván Moisés, **BACH**. MACEDO, JOHANN ALESSANDRO, “ESTUDIO DEFINITIVO DEL MEJORAMIENTO DEL CAMINO VECINAL ACHUAL LIMÓN- 4 DE OCTUBRE- LA UNIÓN, PROVINCIA DE ALTO AMAZONAS- LORETO- I ETAPA”, tuvo como objetivo principal Realizar el Estudio Definitivo del Camino Vecinal Achual Limón – 4 de octubre – La Unión desde el Km. 0+000 hasta el Km. 7+000, con el fin de brindar adecuadas condiciones de transitabilidad a los centros poblados de la zona del proyecto, (Tesis Pregrado) Universidad Nacional de

San Martín, Tarapoto, 2018. Concluyó: Se tiene en claro que la aplicación de los conceptos académicos, cálculos técnicos en este caso al Diseño Geométrico y Diseño de Drenaje para la carretera, se ven parámetros y normas que establece el MTC, (Ministerio de Transportes y Comunicaciones), bajo la guía de manuales, que hay que regirse y tomar los dimensionamientos que mejor se adecúan a la necesidad y realidad de la vía. Los radios se adoptaron y/o calculado en función a la velocidad directriz y las condiciones topográficas del terreno, siendo necesario adoptar radios con longitudes iguales al mínimo excepcional.

Se determinó que para un mejoramiento importante en la transitabilidad en la carretera no basta con mejorar el Diseño Geométrico y el Drenaje, para mantener esta mejora es necesario llegar al nivel de pavimentado o al trabajo de estudio definitivo. (Del Águila, Macedo, 2018).

1.2 Bases teóricas

1.2.1 Empuje de Tierras:

El problema que presenta un suelo de mantener el equilibrio de su masa, es y ha sido solucionado a través de la construcción de muros de contención. Pero para que se mantengan en equilibrio estas masas de suelo, soportado por un muro vertical o inclinado ha recibido diferentes soluciones. Nos basaremos en las hipótesis de Coulomb y de Rankine.

1.2.2 Empuje Activo de Tierras

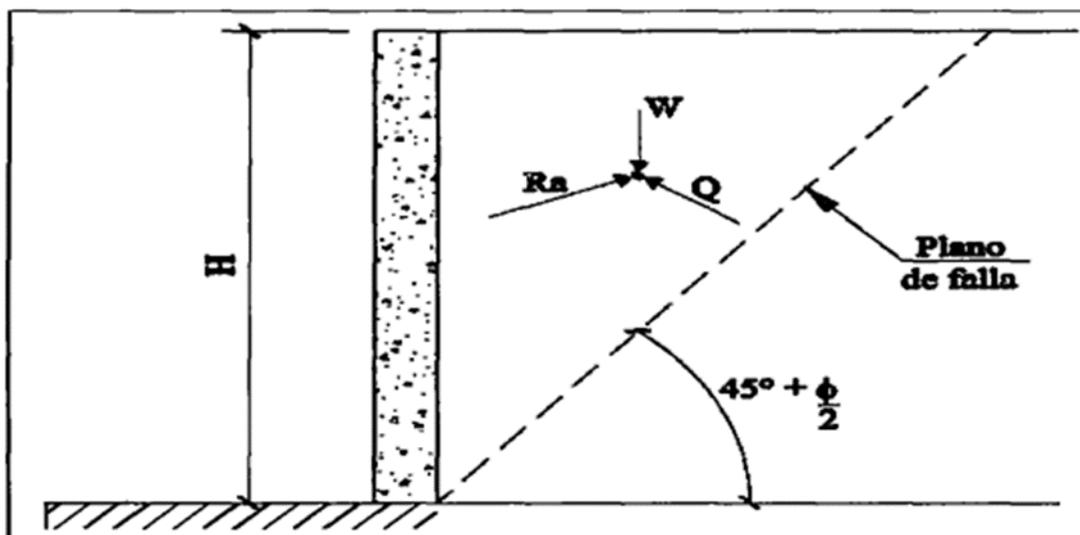
Es decir, que empuje activo es el empuje del suelo sobre la pantalla, después de haber alcanzado el máximo de las resistencias internas de corte del suelo. Este empuje activo corresponde a una expansión lateral del macizo y a un hundimiento de la superficie libre del suelo producido por el movimiento de la pantalla.

Cuando el empuje ha alcanzado un mínimo en un punto, las condiciones de los esfuerzos ya no son elásticas; la masa de suelo detrás del muro está

en estado de falla por cortante o en equilibrio plástico y un movimiento adicional del muro hará que continúe la falla, con poco cambio en el empuje.

Equilibrio Plástico: Se produce cuando en una masa de suelo todos sus puntos se encuentran al borde de la rotura por igualar su resistencia al esfuerzo cortante. El empuje activo de tierras se produce sobre la pantalla y podría ocasionar el vuelco en una estructura de contención cuando no se haya realizado el cálculo correctamente con los parámetros de seguridad de acuerdo a las normas. Las fuerzas que lo estabilizan a la fuerza del empuje activo son las fuerzas del empuje activo, la fuerza de fricción que existe entre el muro y el suelo.

Figura 1: Empuje activo de un muro



La pantalla o muro de contención se desplaza hacia el exterior permitiendo lo ya indicado anteriormente, o sea una expansión lateral del suelo, así como su hundimiento y la rotura por corte del suelo se representa a lo largo del plano de falla que va desde el pie de la pantalla a la superficie libre del suelo. En el equilibrio de los esfuerzos producidos por esta condición de desplazamiento de la masa intervienen:

- El peso W del suelo comprendido entre la pantalla y el plano de falla del corte.

- La reacción Q del macizo inferior a lo largo del plano de falla será la suma de toda la reacción a lo largo del plano.

- Ra será la reacción producida por la pantalla al oponerse el movimiento del suelo.

El movimiento del macizo hacia la pantalla, las reacciones elementales por corte se oponen a este desplazamiento y actúan con la misma dirección que la reacción de la pantalla Ra. Ahora a lo largo del plano se proveen todas las superficies de rotura permitiendo la movilización total de las resistencias al corte, y se calcula para cada una el valor de Ra correspondiente. Se busca la superficie de rotura que da a Ra su valor máximo llamándose a este valor "empuje activo".

$$E_a = R_{a\text{máx}}$$

El empuje mínimo horizontal para cualquier profundidad z se puede encontrar por medio del círculo de Mohr en la falla.

Siendo:

Pa = Empuje activo en un punto.

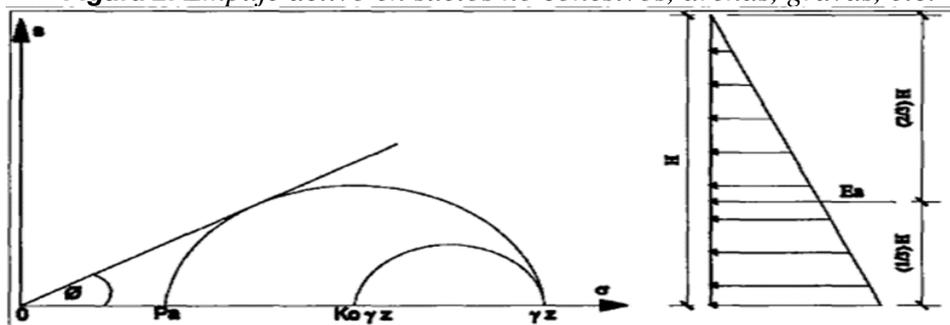
γ = Peso unitario del suelo.

z = Profundidad.

ϕ = Ángulo de fricción interna del suelo

1.2.3 Empuje Activo de Tierras en Suelos no Cohesivos

Figura 2: Empuje activo en suelos no cohesivos, arenas, gravas, etc.



La expresión $\tan(45^\circ)$ se llama coeficiente de empuje activo de tierras y lo representaremos por K_a . El estado de falla por cortante que acompaña al empuje mínimo se llama estado activo. La fuerza o empuje resultante E_a por unidad de longitud de muro, para arena no saturada se puede hallar por la expresión de empuje activo o por el área del diagrama de empujes.

Donde:

$$\frac{1}{2} E_a = \gamma H K_a$$

E_a = Empuje activo total resultante del suelo.

γ = Peso unitario del suelo.

H = Altura del muro.

K_a = Coeficiente de empuje activo de tierras

El punto de aplicación de esta fuerza se encuentra a una profundidad $z = 2H/3$. Si el suelo no cohesivo o arena se encuentra bajo la superficie del agua, hay que considerar el esfuerzo neutro.

Entendiéndose como esfuerzo neutro al esfuerzo transmitido a través del agua intersticial (agua que ocupa los poros del suelo). Se la denomina neutra porque el agua es incapaz de soportar sollicitaciones estáticas de corte.

El esfuerzo normal total es la suma de los esfuerzos efectivo y neutro.

Donde:

a' = Esfuerzo efectivo.

a = Esfuerzo normal total

u = Esfuerzo neutro

Cuando un suelo no cohesivo seco se inunda, porque se eleva el nivel freático, el esfuerzo efectivo se reduce a cerca de la mitad de su valor original; sin embargo, el empuje total se triplica, aproximadamente. La magnitud y punto de aplicación de la resultante, para suelos no cohesivos bajo el agua se

halla combinando los diagramas de empuje efectivo y neutro, la fórmula del punto de aplicación es lo siguiente.

$$P_{a(z)} = (\gamma z - \mu)K_a + \mu$$

1.2.4 Empuje Activo de Tierras en Suelos Cohesivos:

Para una arcilla saturada sin drenaje, usando la circunferencia de Mohr, da la siguiente fórmula para el empuje activo en un punto. El empuje activo de tierras en suelos cohesivos es en el relleno de la infraestructura de contención que por ser cohesivo debe ser cuidadosamente estudiada antes de su colocado debido a que presenta cambios de volumen con la presencia de agua, lo cual se analiza usando la circunferencia del círculo de Mohr.

$$P_a = \gamma z - 2c \text{ (Kg/cm}^2 \text{ ó T/m}^2\text{)}$$

Donde:

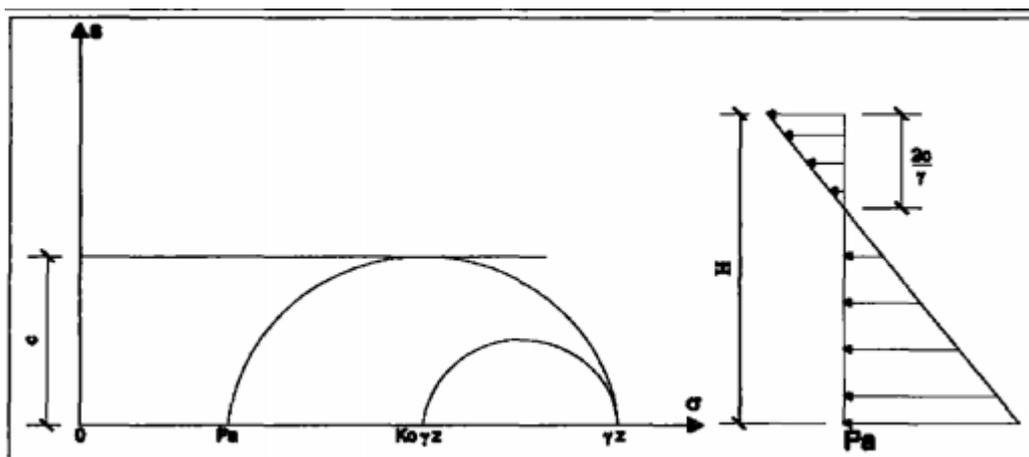
P_a = Empuje activo en un punto.

γ = Peso unitario del suelo.

z = Profundidad.

c = Cohesión sin drenaje

Figura 3: Circunferencias de Mohr y distribución del empuje horizontal con ubicación en la zona de tracción en relleno de arcilla



La fuerza o empuje total por metro de longitud de muro E_a , está dada por la siguiente expresión:

$$E_a = \frac{\gamma H^2}{2} - 2cH$$

De acuerdo con esta fórmula la resultante del empuje de tierras será igual a cero cuando la altura del muro sea igual $2c/\gamma$, aunque el suelo está en equilibrio plástico. Esto explica porque las arcillas se mantienen, frecuentemente, en los taludes verticales. El diagrama de empujes indica que la arcilla está en tensión hasta la profundidad $2c/\gamma$.

La tensión produce grietas verticales y hace que la arcilla se separe del muro. La parte en tracción del diagrama de empujes desaparece por el agrietamiento del suelo, quedando sólo un empuje positivo en la parte inferior del muro; por consiguiente, un muro de escasa altura hasta la profundidad $2c/\gamma$ soportaría teóricamente la arcilla a pesar del agrietamiento.

Sin embargo, el agua que se acumula en las grietas aumentará el empuje horizontal, necesitándose, por tanto, mayor soporte. La formación de estas grietas de tensión se explica porque los cortes en arcilla muchas veces fallan sin aviso, después de semanas de haber sido hechas en tiempos de lluvia. Es importante saber diferenciar y calcular el empuje activo en un punto y el empuje activo total por unidad de longitud. Tomando en cuenta estos valores veremos que el empuje total es mayor y es con este valor con el que diseñaremos el muro.

1.2.5 Empuje Pasivo de Tierras

Es el efecto de la tierra sobre el muro, hay lugar a veces para considerar el llamado empuje pasivo que es el efecto del muro sobre la tierra; el muro al desplazarse en una cantidad α comprime o empuja la tierra que se halla β ; esta tierra opone resistencia a esta compresión es precisamente el empuje pasivo E_p .

1.2.6 Empuje Pasivo de Tierras en Suelos no Cohesivos

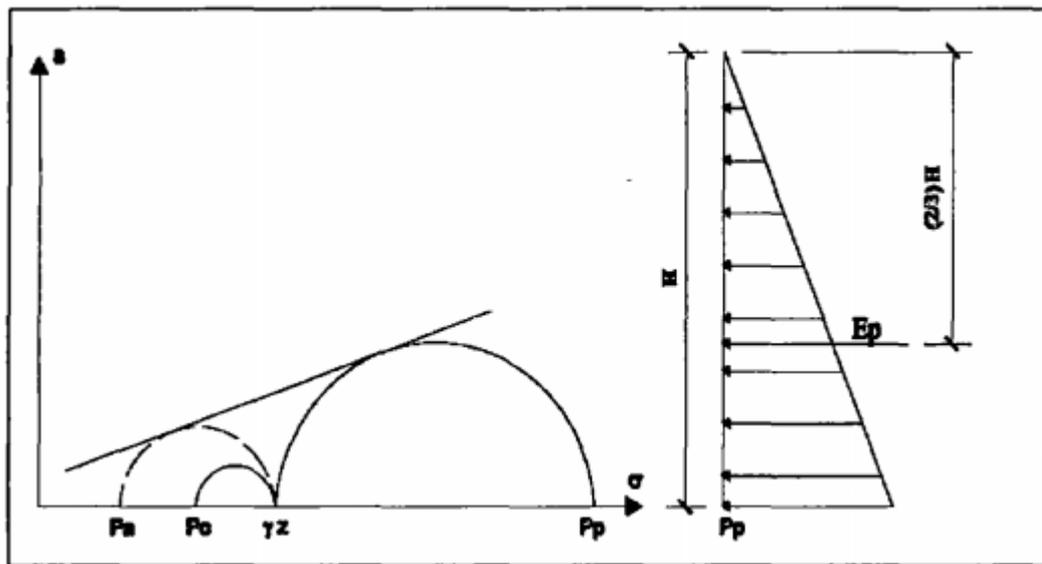
Si en vez de moverse la estructura alejándose del suelo se mueve hacia el suelo, el empuje contra la estructura aumenta. El empuje máximo contra la estructura se alcanza cuando se produce la falla por esfuerzo cortante, en el suelo situado detrás del muro. Para suelos no cohesivos secos el empuje a cualquier profundidad se puede hallar por el diagrama de Mohr y es:

$$P_p = \gamma \cdot z \cdot \operatorname{tg}^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

Siendo:

- P_p = Empuje pasivo en un punto.
- γ = Peso unitario del suelo.
- z = Profundidad.
- ϕ = Ángula de fricción interna del suelo.

Figura 4: Distribución del empuje horizontal y punto de aplicación



La fuerza o empuje total por metro de longitud de muro de altura H se halla por el diagrama de empujes en suelos no cohesivos.

$$E_p = \frac{\gamma H^2}{2} \operatorname{tg}^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

Donde:

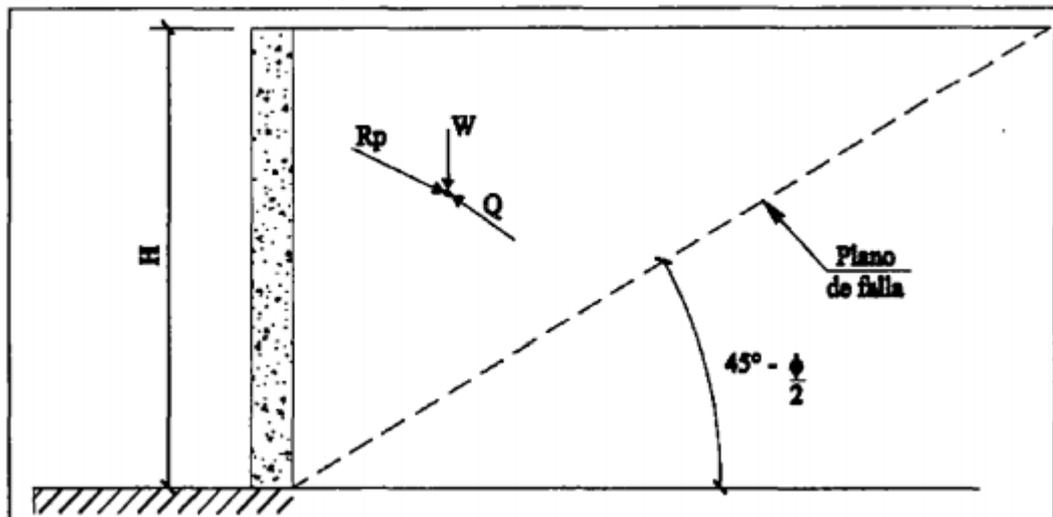
E_p = Empuje pasivo resultante del suelo.

γ = Peso unitario del suelo.

H = Altura del muro

Entonces podremos decir que empuje pasivo de tierras es la reacción opuesta por el macizo al movimiento de la pantalla hacia él. Este empuje pasivo corresponde a una deformación del suelo verticalmente de la superficie del suelo.

Figura 4: Empuje Pasivo



La rotura por corte de la masa del suelo se produce en los planos de falla. La pantalla y la superficie libre del suelo se representan por líneas cortadas, es decir la pantalla empuja al suelo.

En el equilibrio de los esfuerzos intervienen:

El peso W de la masa del suelo comprimida entre la pantalla y el plano de falla.

Estas reacciones elementales de corte se oponen al movimiento del macizo empujado por la pantalla, y por lo tanto al contrario del empuje activo,

se oponen a la acción de la pantalla R_p . En este proceso para calcular el empuje pasivo se buscará la superficie de rotura que R_p su valor máximo llamándose a este empuje pasivo.

1.2.7 Empuje Pasivo de Tierras en Suelos Cohesivos

Para arcillas saturadas cargadas, sin drenaje, el empuje pasivo se halla por la circunferencia de Mohr.

$$P_p = \gamma \cdot z + 2c$$

Siendo:

P_p = Empuje pasivo en un punto.

γ = Peso unitario del suelo.

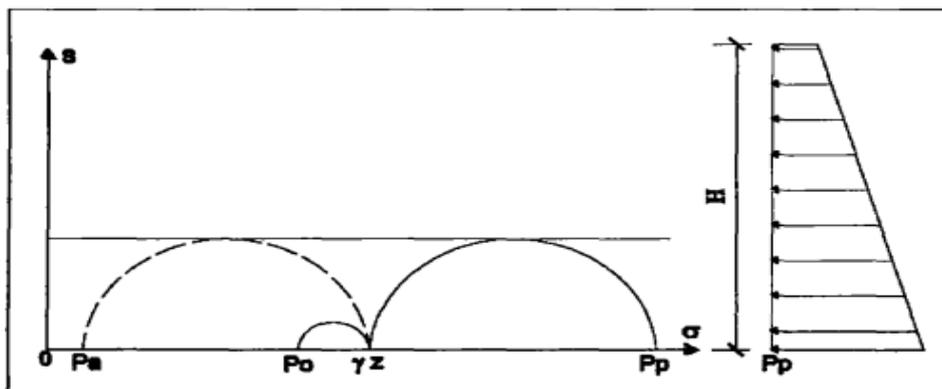
z = Profundidad.

c = Cohesión sin drenaje.

La fuerza o empuje total por metro de longitud de muro para arcillas, suelos cohesivos saturados, sujetos a esfuerzo cortante y sin drenaje, será tomada del diagrama de distribución del empuje horizontal que sigue a continuación:

$$E_p = \frac{\gamma H^2}{2} + 2cH$$

Figura 5: Distribución de empuje horizontal



1.2.8 Teorías para Empujes de Tierra

a) Teoría de Coulumb

La teoría de Coulomb (1776) referente al empuje de tierras, se basa en las siguientes hipótesis:

- ✓ El suelo es una masa isótropa y homogénea, con fricción interna y cohesión.
- ✓ La superficie de falla es plana. Si bien esto no es exacto, simplifica mucho la aplicación de la teoría.
- ✓ Las fuerzas de fricción se distribuyen uniformemente a lo largo del plano de falla, siendo ϕ el ángulo de fricción interna del suelo.
- ✓ La cuña de falla se comporta como un cuerpo rígido.

Y la fuerza Q , que forma el ángulo con la normal al plano de falla. La magnitud de E y de Q puede hallarse gráficamente, construyendo el polígono de fuerzas. El ángulo de fricción del suelo con el muro vale aproximadamente:

$$\delta = \frac{\phi}{2} \text{ a } \frac{2}{3} \phi$$

Para superficies parcialmente rugosas de concreto.

En piedras rugosas.

$$\delta \sim \phi$$

Cuando la superficie del muro es lisa, pulida, o ha sido pintada con aceite, resulta.

$$\delta = 0$$

Las ecuaciones para hallar los empujes activo y pasivo de tierras, según la teoría de Coulomb son:

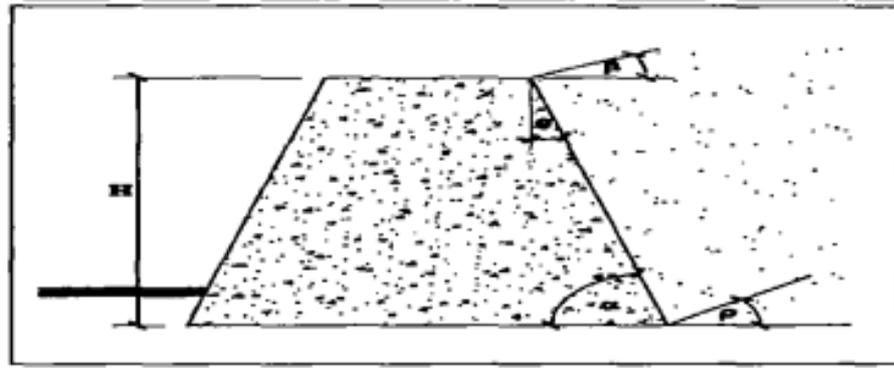
$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad , \quad E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p$$

Y los coeficientes de los empujes activos y pasivos según Coulomb para reemplazar en la fórmula para calcular en empuje activo y pasivo resultan respectivamente:

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

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

Figura 6: Ángulos que intervienen en el muro



$$\alpha = 90^\circ - \theta$$

Donde:

K_a = coeficiente de empuje activo.

K_p = coeficiente de empuje pasivo

α = ángulo de inclinación del paramento interno del muro

ϕ = ángulo de fricción interna del suelo

δ = ángulo de fricción entre suelo y muro, el cual depende de la rugosidad de las paredes del muro.

β = ángulo que forma la superficie del relleno con la horizontal, o ángulo de talud natural del suelo.

γ = peso específico del suelo.

H = altura del muro.

En el caso de un muro con paramento vertical interno, muy liso y cuña con superficie horizontal:

$$\alpha = 90^\circ ; \delta = 0 ; \beta = 0$$

Debe aclararse, sin embargo, que la principal causa de error en los resultados obtenidos al hallar la magnitud de los empujes aplicando la teoría de Coulomb, se debe suponer que el suelo es una masa isótropa y homogénea, y que la superficie de falla es plana. Por otra parte, esta teoría no toma en cuenta la magnitud de la cohesión del suelo para determinar los empujes.

Para el caso de suelos de relleno fisurados o con masa dislocada, las ecuaciones de Coulomb no son aplicables. En este caso, se usan aproximaciones utilizando la teoría de Coulomb, que dan resultados aceptables.

b) Teoría de Rankine

En 1857 publica su estudio de suelos, considerando a la masa de suelo como si estuviera en un equilibrio plástico.

¿Qué entendemos por equilibrio plástico?

Es el mínimo estado de equilibrio en el que se encuentra el suelo antes de la rotura.

Se puede decir también que una masa de suelo está en equilibrio plástico si cada punto de la misma se encuentra al borde de la rotura

El trabajo realizado por Rankine fue el de estudiar los estados de tensión correspondientes a aquellos estados de equilibrio plástico que se producen simultáneamente en todos los puntos de una masa semi - infinita de suelo, sujeta solo a su propio peso.

¿Qué importancia tienen estos estados de equilibrio plástico en el caso de muros de contención?

Los estados de equilibrio plástico tienen su importancia en la práctica cuando se va a construir, un muro de contención. El suelo adyacente que según sea el caso, forma parte de un terraplén o es tierra de relleno, el cual se deposita siempre después de construido el muro, cuando se realiza el relleno el muro sufre alguna deformación bajo el efecto de la presión creada por dicho relleno. La magnitud del empuje depende no solamente de la naturaleza del suelo y de la altura del muro, sino también del desplazamiento o deformación que experimenta el muro. Si éste no se deforma o desplaza es probable que la presión de la tierra retenga para siempre un valor cercano al que le corresponde al mismo suelo en reposo.

Pero cuando el muro empieza a sufrir deformaciones para su estabilidad, se satisfacen las condiciones de deformación para que el suelo adyacente pase del estado de reposo al equilibrio plástico. Por esta razón, si un muro de sostenimiento puede resistir el empuje activo, el muro es estable.

A pesar de que la superficie de contacto con el suelo de los muros es rugosa, se pueden obtener valores aproximados del empuje activo suponiendo que es lisa.

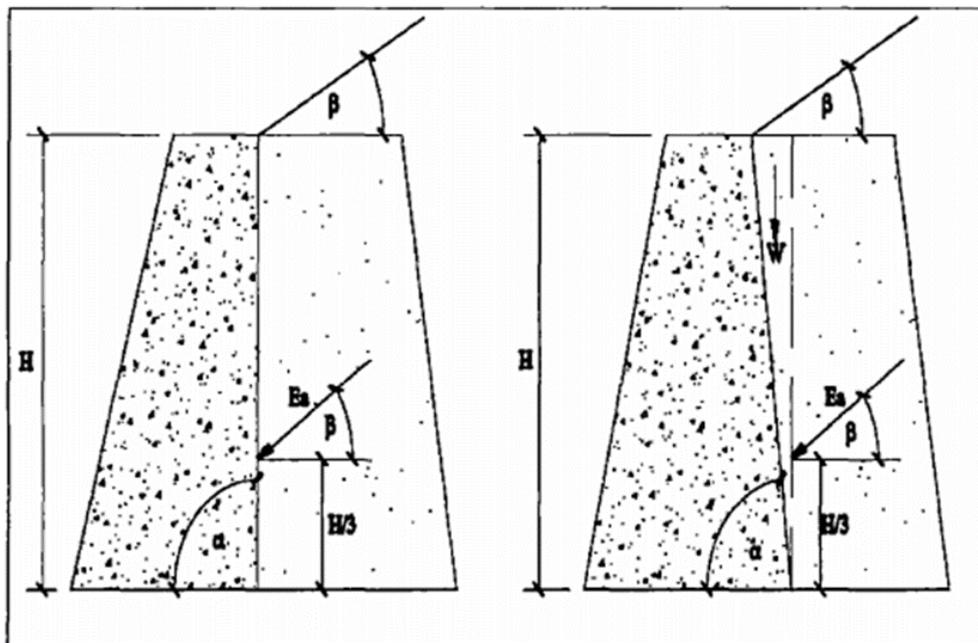
Rankine usó las mismas consideraciones que Coulomb excepto que asumió que no había fricción entre el muro y el suelo.

La teoría de Rankine para obtener la magnitud de los empujes de suelo de sobre los muros, es más sencilla que la de Coulomb, pues se basa en las siguientes hipótesis:

- a) El suelo es una masa isótropa y homogénea.
- b) No existe fricción entre el suelo y el muro.
- c) El paramento interno del muro es siempre vertical, es decir se supone $\alpha = 90^\circ$.
- d) La resultante del empuje de tierras está aplicada a $1/3$ de la altura del muro, medida desde su base.
- e) La dirección del empuje es paralela a la inclinación de la superficie del relleno, es decir forma el ángulo β con la horizontal.

Si bien la hipótesis de los paramentos sin fricción entre el suelo y el muro no es válida.

Figura 7: Teoría de Rankine



Los resultados obtenidos mediante la teoría de Rankine en suelos no cohesivos, se hallan del lado de la seguridad, y los muros diseñados con estos criterios ofrecen por lo general un comportamiento satisfactorio.

$\alpha = 90^\circ$	$\alpha < 90^\circ$
---------------------	---------------------

Según la teoría de Rankine, los empujes activo y pasivo son respectivamente:

$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$, $E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p$

Y los coeficientes de los empujes resultan:

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

c) Teoría de Terzaghi

Este método será aplicable para muros de escasa altura (7m) y para su aplicación Terzaghi consideró 5 tipos de suelos.

- a) Suelo granular grueso, sin finos.
- b) Suelo granular grueso, con finos limosos.
- c) Suelo residual, con cantos, bloques de piedra, grava, arenas finas y finas arcillosas en cantidad apreciable (suelo característico en carreteras junto a ríos).
- d) Arcillas plásticas, blandas, limos orgánicos o arcillas limosas.

e) Fragmentos de arcilla dura o medianamente dura protegida de tal modo que el agua proveniente de cualquier fuente no penetre entre los fragmentos.

Lo importante de esta clasificación está en que cada una tiene un peso específico definido.

Tabla 1: Peso específico de los suelos según Terzaghi

TIPO	PESO ESPECIFICO
1	$\gamma = 1,73 \text{ T/m}^3$
2	$\gamma = 1,77 \text{ T/m}^3$
3	$\gamma = 1,77 \text{ T/m}^3$
4	$\gamma = 1,70 \text{ T/m}^3$
5	$\gamma = 1,70 \text{ T/m}^3$

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

Este número semi empírico de Terzaghi resuelve cuatro casos muy frecuentes que se dan en la práctica, en lo que se refiere a la geometría del terreno y las condiciones de carga.

Primer caso: La superficie del relleno es plana, inclinada o no y sin sobrecarga alguna.

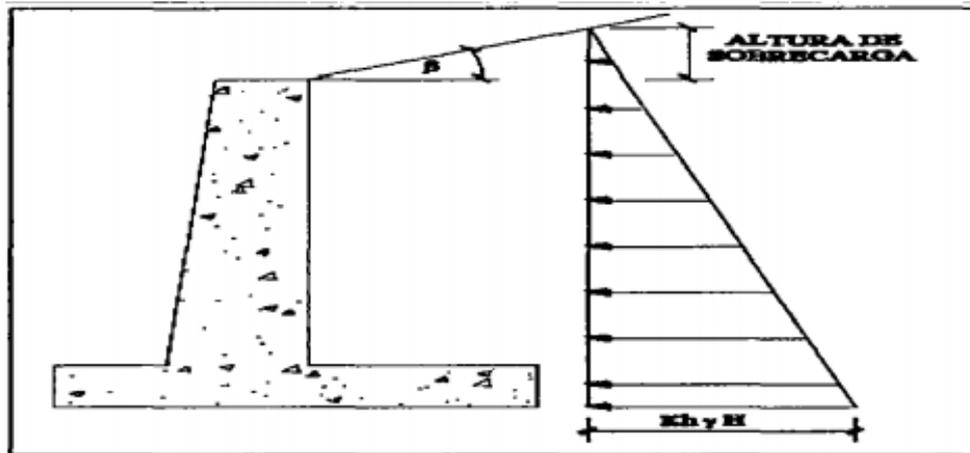
Segundo caso: La superficie del relleno es inclinado a partir de la corona del muro, hasta un cierto nivel y luego se toma horizontal.

Tercer caso: La superficie del relleno es horizontal y sobre ella actúa una sobrecarga uniformemente distribuida.

Cuarto caso: La superficie del terreno es horizontal y sobre ella actúa un sobre carga lineal, paralela a la corona del muro y uniformemente distribuida.

Para el primer caso las ecuaciones para resolver el empuje activo son las encontradas por Rankine, sino que aquí existen también coeficientes de empuje vertical K_v y empuje horizontal K_h dependiendo estos coeficientes de γ y el tipo de relleno.

Figura 8: Teoría de Terzaghi

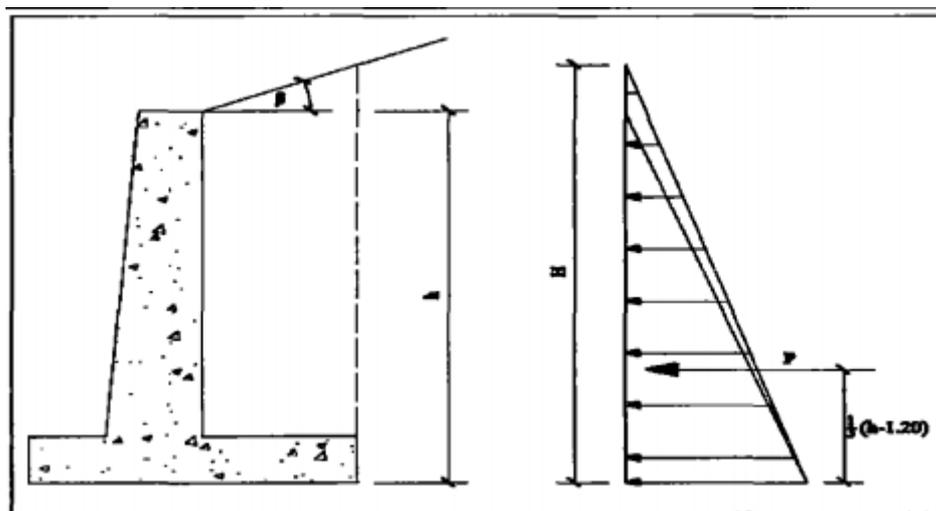


La altura H se medirá desde la parte interior del talón de la zapata.

En el caso de trabajar con un suelo de relleno tipo 5, el valor de H a considerarse en los cálculos, deberá reducirse en 1.20 m y el empuje a obtenerse se encontrará a una distancia d' desde la base de la zapata.

$$d' = \frac{1}{3}(h - 1.20)$$

Figura 9: Distribución de presiones



Para cuando el relleno sea de superficie horizontal y soporte carga uniformemente distribuida (tercer caso) la presión horizontal sobre el plano vertical en que se supone actúa el empuje, deberá incrementarse uniformemente en el valor del empuje ejercido por esta sobrecarga de la siguiente manera:

$$P = c.q$$

Donde:

P = Presión horizontal.

e = Valor de la tabla.

q = Sobrecarga uniformemente distribuida

Tabla 2: Coeficiente C para tipos de relleno

TIPO DE RELLENO	c
1	0,27
2	0,30
3	0,39
4	1,00
5	1,00

Ahora si la superficie del relleno es horizontal, y soporta una carga lineal paralela a la corona y uniforme (cuarto caso) se considerará que la carga ejerce sobre el plano vertical en que se aceptan aplicados los empujes, una carga concentrada que vale:

$$P = c.q'$$

Donde:

P = Presión horizontal.

q' = Valor de la carga lineal uniforme.

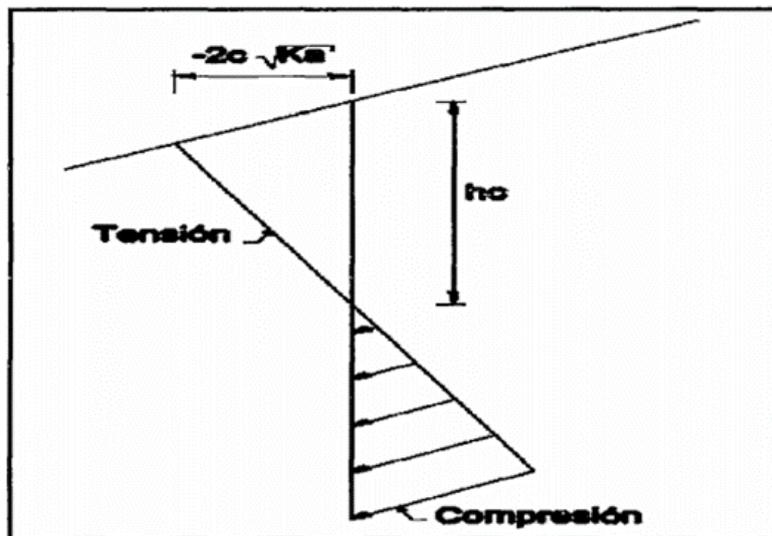
e = Valor de la tabla anterior

1.2.9 Papel de la Cohesión en el Empuje

Los materiales cohesivos, cuando se encuentran secos, se comportan de igual manera que los sólidos y consecuentemente es posible realizar en ellos cortes muy verticales sin necesidad de diseñar estructuras de retención; pero, cuando absorben humedad pueden llegar a ejercer empujes similares a los de la presión hidrostática con el inconveniente de los cambios volumétricos que sufren. Por esta razón, no es aconsejable utilizarlos como rellenos; las arenas en cambio, que, si son adecuadas como materiales de relleno, en muy pocas ocasiones se encuentran en estado puro y es frecuente encontrarlas mezcladas con limo o arcilla lo cual cambia sus propiedades y hace menos exacta la aplicación de las fórmulas.

Es muy importante recordar que la cohesión de las arcillas no es una propiedad intrínseca sino circunstancial, pues cambia con el tiempo, y la humedad dependiendo de su consolidación o expansión y por efecto de la absorción de agua.

Figura 10: Distribución de presiones activas en suelos cohesivos Profundidad hasta la que se producen grietas:



$$h_c = \frac{2c \cdot \sqrt{K_a}}{\gamma \cdot K_a}$$

Donde:

h_c = Profundidad de la zona traccionada.

c = Cohesión del material de relleno.

K_a = Coeficiente de empuje activo del suelo.

γ = Peso unitario del material de relleno.

Máximo valor de la tensión:

Empuje efectivo del suelo:

$$E_a = \frac{\gamma H^2}{2} K_a - 2cH\sqrt{K_a}$$

Siendo:

H = altura total del muro.

En la altura h_c se produce tracción. Sin embargo, como el suelo no es capaz de resistir tracción, las arcillas se separan del muro en esa altura agrietándose. Por ello, el empuje activo solo es efectivo por debajo del nivel donde el diagrama de presiones indica $p = 0$, es decir en la altura $(H - h_c)$.

1.2.10 Teoría de Empuje Activo recomendada para el Diseño

- **Teoría de Coulomb:** Esta teoría se recomienda cuando por razón de diseño el respaldo del muro no es vertical y la línea de acción de la resultante de la presión de tierras no es paralela a la superficie del relleno, es decir, $\alpha \neq 0$. Siendo α el ángulo de rozamiento entre el relleno y la pared del muro.
- **Teoría de Rankine:** Esta teoría se recomienda cuando se desprecia la fricción existente entre el material del muro y el suelo de relleno ($\alpha = 0$) suposición válida para muros de hasta aproximadamente 9.00m), el

respaldo del muro es vertical ($\alpha=90^\circ$) y la línea de acción de la resultante de la presión de tierras es paralela a la superficie del relleno.

- **Teoría de Terzaghi:** En cambio esta teoría es aplicable para muros de altura menores a 7 m. y en base al tipo de suelo de relleno y considera cinco tipos cada uno con su respectivo peso específico.

1.2.11 Presiones Activas y Pasivas en condiciones de Drenaje

En esta parte del estudio se calcularán las presiones laterales que actúan sobre las estructuras de retención de tierras, pero no solamente para suelos secos, sino que se estudiará la presencia del agua y los suelos con cohesión sobre las estructuras.

Tanto los coeficientes de empuje activo como pasivo son aplicables lo mismo para suelos granulares secos, cuanto para suelos granulares saturados, ya que todos los esfuerzos son efectivos.

$$K_a = \frac{1 - \operatorname{sen}\phi}{1 + \operatorname{sen}\phi} = \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \text{ Coeficiente de presión activa.}$$

$$K_p = \frac{1 + \operatorname{sen}\phi}{1 - \operatorname{sen}\phi} = \operatorname{tg}^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \text{ Coeficiente de presión pasiva.}$$

Estas ecuaciones serán aplicadas para cualquier suelo en el que la resistencia al esfuerzo cortante sea:

$$s = \sigma \cdot \operatorname{tg}\phi$$

Si el suelo tiene cohesión, su resistencia al esfuerzo cortante es:

$$s = c + \sigma \cdot \operatorname{tg}\phi$$

Donde:

s = Esfuerzo cortante en el plano de falla.

a = Esfuerzo normal total sobre el plano considerado.

c = Cohesión.

ϕ = Ángulo de fricción interna.

Para este ángulo de fricción interna la presencia de la cohesión significa una mayor resistencia al corte, lo que a su vez da lugar a una presión activa menor y una presión pasiva mayor.

1.2.12 Materiales de Relleno

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

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

1.2.13 Suelos Friccionantes

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

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

Además de las características anteriores existen dos factores circunstanciales, dependientes de como se hace llegar el material a la falla, que

ejercen también gran influencia en la resistencia. Estos son los niveles de esfuerzos y el tipo de prueba que se haga.

1.2.14 Suelos Cohesivos

El término "cohesivo" ha sido usado tradicionalmente en mecánica de suelos con referencia a aquellos suelos que sin presión normal exterior apreciable, presentan características de resistencia a los esfuerzos cortantes. Dentro de este tipo de suelos tenemos a las arcillas, limos, etc.

La resistencia al esfuerzo cortante en los suelos cohesivos se ve de tal manera influenciada por factores circunstanciales, que en ningún caso es permisible manejarlos con fórmulas o criterios prefijados, siendo imperativo en cada caso efectuar un estudio minucioso y específico de tales factores, hasta llegar a determinar el valor, que en cada problema haya de emplearse, para garantizar la obtención de los fines tradicionales del ingeniero como son: la seguridad y la economía.

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

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

1.2.15 Suelos Cohesivos-Friccionantes

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

$$s = c + \sigma \cdot \text{tg } \phi$$

Donde:

s = Esfuerzo cortante en el plano de falla.

a = Esfuerzo normal total sobre el plano considerado.

c= Cohesión.

ϕ = Ángulo de fricción interna.

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

1.2.16 Materiales Recomendables para Rellenos

Tipo A

Suelo granular grueso sin mezclas de partículas de grano fino, de alta permeabilidad. A este grupo pertenecen: grava bien graduada (GW), grava mal graduada (GP), arena bien graduada (SW) y arena mal graduada (SP).

Tipo B

Suelo granular de baja permeabilidad debido a la mezcla con partículas del tamaño del limo. Este grupo incluye a: grava mal graduada (GP) con limo (GM), grava bien graduada (GW) con limo (GM), grava mal graduada (GP) con arena limosa (SM) y arena bien graduada (SW) con limo (SM).

Tipo C

Suelo residual con piedras, arenas finas limosas y materiales granulares con un contenido evidente de arcillas tales como: grava limosa (GM), grava arcillosa (GC), arena limosa (SM) y arena arcillosa (SC).

Tipo D

Arcillas plásticas blandas, limos orgánicos ó limosas como: limo de baja a mediana compresibilidad (ML), limo de alta compresibilidad (MH), arcillas de baja a mediana compresibilidad (CL) y arcillas de alta compresibilidad (CH).

Tipo E

Fragmentos de arcilla dura ó medianamente dura, protegidos de modo que el agua proveniente de cualquier fuente no penetre entre los fragmentos.

De entre estos tipos, los dos últimos no son deseables como materiales de relleno y deberán evitarse siempre que sea posible, en especial el tipo E cuando haya riesgo de que el agua penetre a los huecos entre los fragmentos de arcilla, produzca su expansión y consecuentemente incremente la magnitud de las presiones.

1.2.17 Las Estructuras de Contención

Las estructuras de contención o de relleno son obras civiles construidas con la finalidad de proveer estabilidad contra la rotura de macizos de tierra o roca. Son estructuras que proveen soporte a estos macizos y evitan el deslizamiento causado por su peso propio o por cargas externas. "Ejemplos típicos de estructuras de contención son los muros de contención, los tablestacados y las paredes ancladas. Aunque la geometría, el proceso constructivo y los materiales utilizados en las estructuras citadas sean muy diferentes entre sí, todas ellas son construidas para contener la posible rotura del macizo.

1.2.18 Usos de Muros de Contención

Los muros se consideran como estructuras adecuadas para mantener, conservar o crear una diferencia entre niveles de tierra existente a uno y otro lado de ellos, siempre que esas tierras no se mantengan estables por sí mismas en el corte o talud ejecutado. Normalmente soportan tierra, pero también suelen soportar grano de cereales (silos), o líquidos (depósitos). Se conoce la existencia de muros de contención desde tiempos muy remotos, por ejemplo, muros de

contención de tierras de labranza, para conseguir superficies más horizontales. Primero de piedras más o menos ajustadas, luego concertadas en seco, más tarde concertadas y con mortero, que trabajaban fundamentalmente por gravedad. Más tarde aparecen como murallas de defensa (así consta en tratados como el de Vitrubio), y es en el siglo XVIII cuando aparecen los primeros estudios más científicos y técnicos sobre el tema, primero con el mariscal Vauban (1706) y su Tratado de la defensa de las plazas, y después con el científico militar Coulomb (1773), que desarrolló su teoría sobre empujes de tierras.

Frecuentemente en la construcción de edificios o puentes es necesario contener la tierra en una posición muy próxima a la vertical; siempre que se requieran rellenos y terraplenes hay necesidad de proyectar muros de contención, y en los edificios con sótanos los muros de contención son indispensables.

1.2.19 Clasificación de las Estructuras de Contención

a) Estructuras Rígidas:

Aquellas construidas con materiales que no aceptan cualquier tipo de deformación (ejemplo: concreto ciclópeo, emboquillado de piedras, etc.). Son muy utilizadas, pero presentan algunas limitaciones técnicas y de aplicación como: exigen buen terreno de fundación (no aceptan deformaciones o asentamientos); b) necesitan de un eficiente sistema de drenaje; e) el relleno no puede ser hecho antes de la total culminación de la estructura" (Mattos, 1999).

b) Estructuras Flexibles:

"Aquellas formadas por materiales deformables y que pueden, dentro de límites aceptables, adaptarse a las deformaciones y movimientos del terreno, sin perder su estabilidad y eficiencia (ejemplo: gaviones, bloques articulados, etc.)"(Mattos, 1999). La elección del tipo de contención ideal es un proceso juicioso, en función de diferentes factores:

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

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

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

1.2.20 Tipos de Muros

a) Muros a Gravedad

Los muros a gravedad utilizan su propio peso para resistir las fuerzas laterales de tierra u otros materiales usados como rellenos. Estos muros, para cumplir su función, suelen ser macizos y generalmente no necesitan refuerzo. Suelen ser muros muy económicos y se utilizan en alturas moderadas del orden de hasta 3,00 m. de altura, para alturas mayores suelen ser antieconómicos por conviene optar por otros tipos de muros de contención, como los muros de contención en voladizo, muros de contención con contrafuertes, etc.

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 ($f_c = 175 \text{ kg/cm}^2$).

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

Las condiciones de tracción y compresión son, respectivamente:

$$f_t = \frac{M}{S} \leq f_t \text{ admisible}$$
$$f_c = \frac{M}{S} \leq f_c \text{ admisible}$$

Donde:

f_t = Esfuerzo de tracción en una sección de muro.

f_c = Esfuerzo de compresión en una sección de muro.

M = Momento flector.

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

i. Formas de Muros de Gravedad

Figura 11: Formas de muro a gravedad

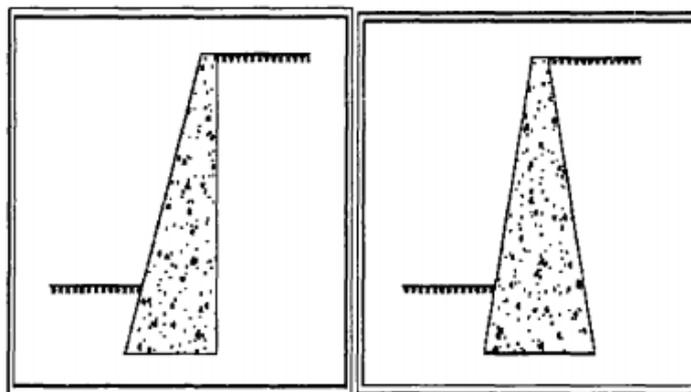


Fig. a)

Fig. b)

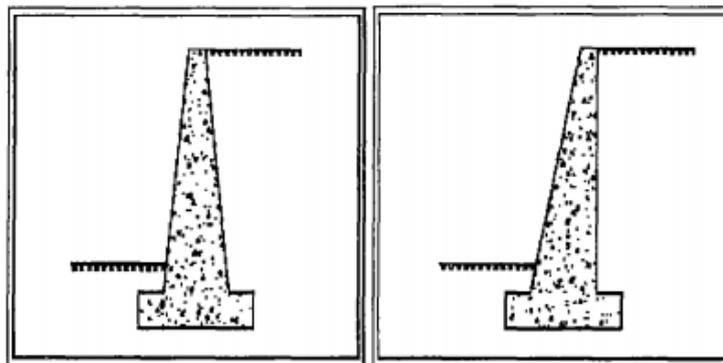


Fig. c)

Fig. d)

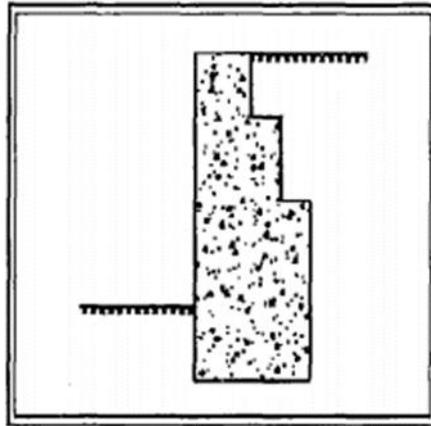
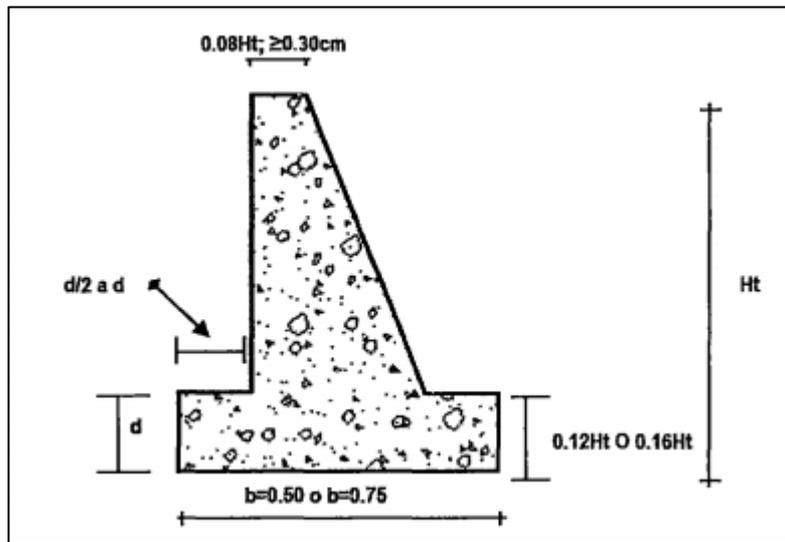


Fig. 9)

ii. Dimensionamiento de Muros de Gravedad

Las dimensiones iniciales con las cuales parte el proceso de verificación de estos muros, se indica en la figura:

Figura 12: Dimensiones tentativas para diseño de Muros a Gravedad



b) Muros en Voladizo

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

Los muros de contención en voladizo resisten el empuje originado por la presión del relleno, por medio de la acción en voladizo de un muro vertical y una

base horizontal, para garantizar la estabilidad. Se diseñan para resistir los momentos flectores y el cortante producidos por el empuje.

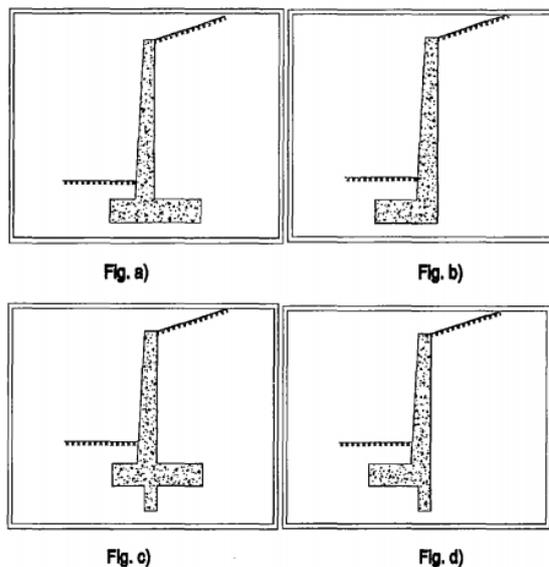
Por lo general, la pantalla se proyecta más gruesa en la parte inferior puesto que el momento disminuye de abajo hacia arriba; la parte superior se hace lo más delgada posible cumpliendo con una dimensión mínima que permita el colado del hormigón.

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

El peso del relleno tiende a doblar el talón hacia abajo pues encuentra poca resistencia en la presión del suelo bajo la base. Por lo contrario, la presión que el suelo ejerce hacia arriba en el dedo, tiende a doblarlo en esa dirección. Por esta razón, la armadura se coloca en la parte superior para el talón y en la inferior para el dedo.

i. Formas de Muros en Voladizo

Figura 13: Formas de muro en voladizo



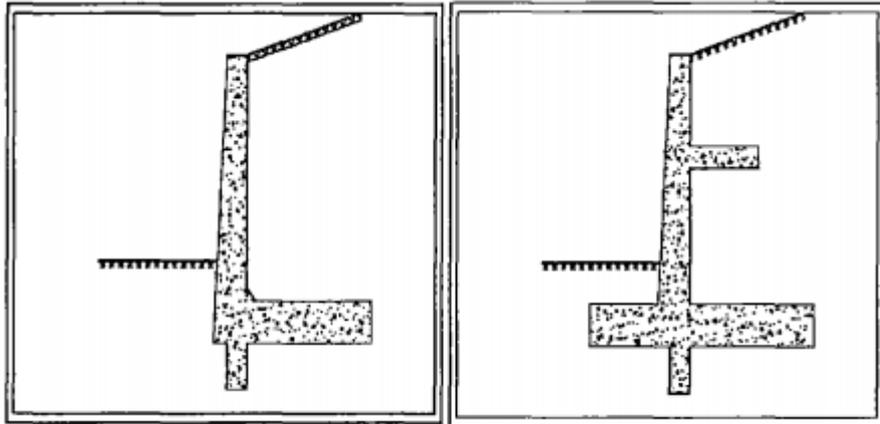
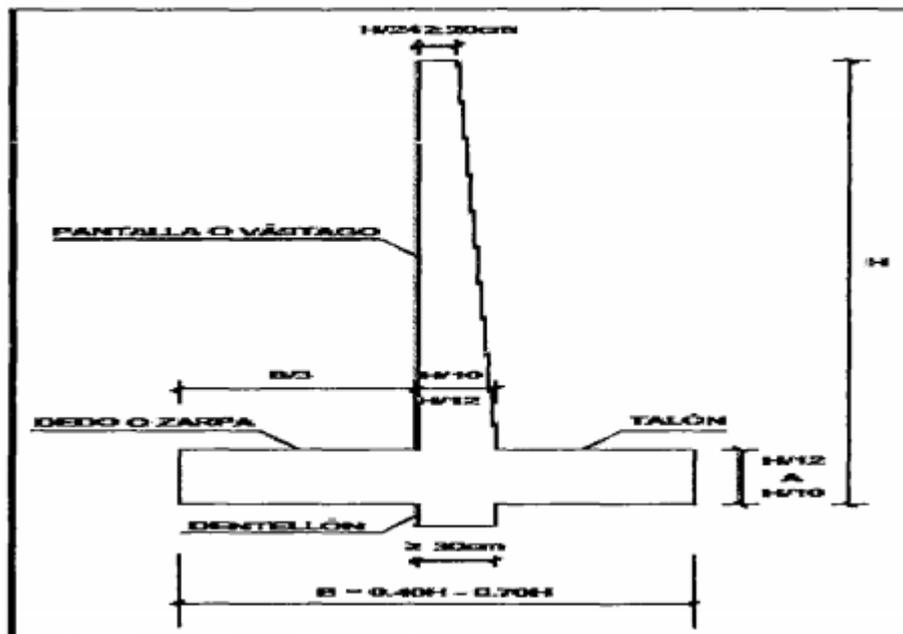


Fig. e)

Fig. f)

ii. Dimensiones de un Muro en Voladizo

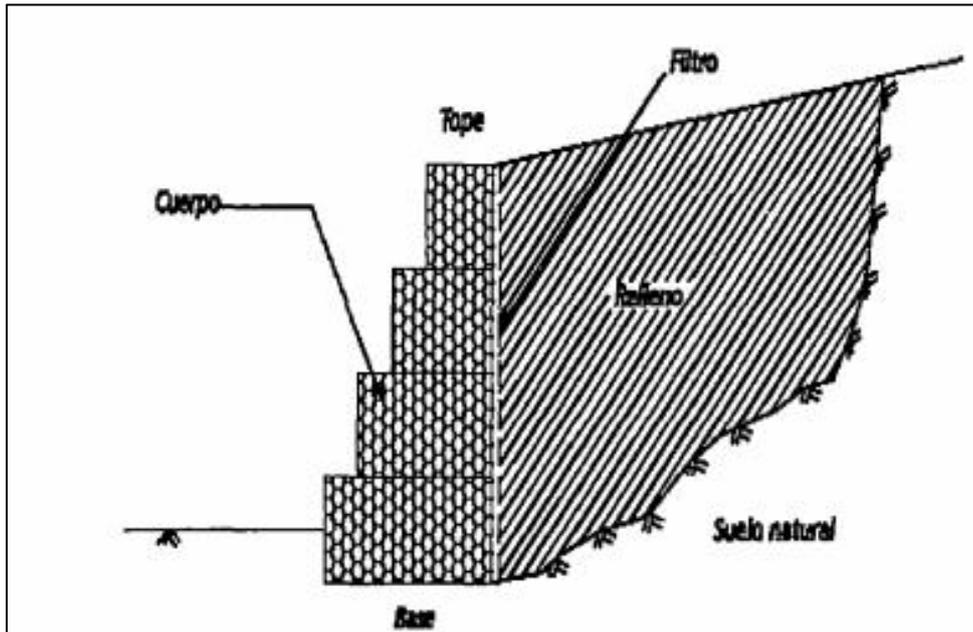
Figura 14: Dimensiones tentativas para diseño de Muros en voladizo



c) Muros de Gaviones

El gavión consiste en un recipiente, por lo general en forma de paralelepípedo, de malla de alambre galvanizado y lleno de cantos de roca.

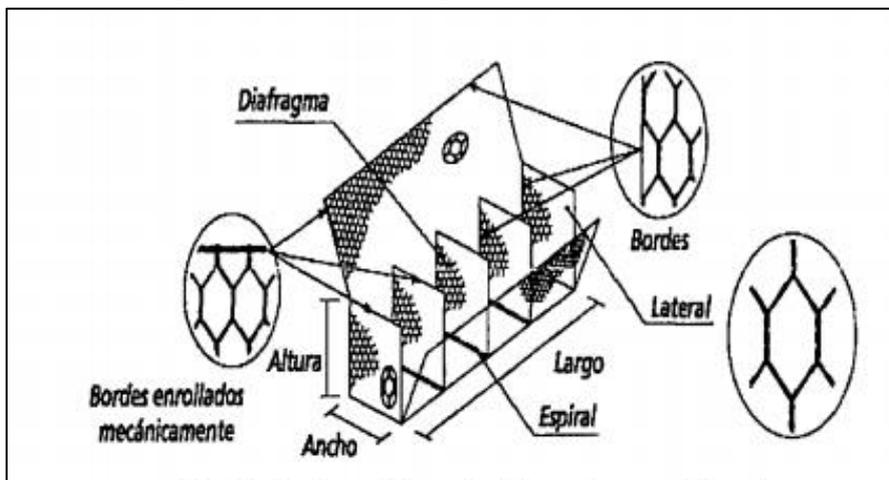
Figura 15: Representación básica - de un muro de contención de gravedad en Gaviones



i. Gaviones Tipo Caja

"Es un contenedor hecho en malla de alambres, en forma de paralelepípedo, uniformemente dividido, de tamaño variable, interconectado con otros contenedores similares y rellenos con piedras o rocas in situ. Después de retiro del fardo, cada elemento debe ser completamente desdoblado y montado en obra, asumiendo la forma de un paralelepípedo" (Maccaferri, 2007).

Figura 16: Gaviones tipo caja. Elementos constituyentes



Es posteriormente transportado e instalado, conforme a lo definido en el proyecto y amarrado, aún vacío, a los gaviones adyacentes. Debe ser llenado con material pétreo, con diámetro medio nunca inferior a la menor dimensión de la malla hexagonal.

Las dimensiones de los gaviones caja son estandarizadas:

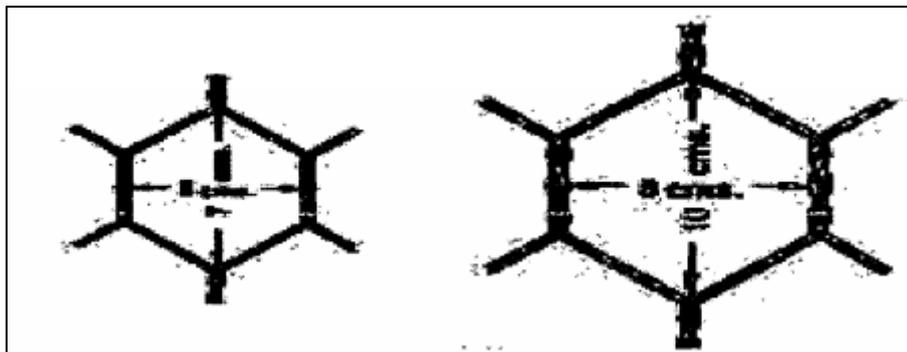
El largo es siempre múltiplo de 1.00 m, varía de 1.00 m. a 4.00 m. El ancho es siempre de 1.00 m; el alto puede ser de 0.50 m o 1.00 m.

Tabla 3: Dimensiones estándar de los gaviones tipo caja

Dimensiones Estándar			Volumen m ³	Diafragmas
Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)		
1.00	1.00	0.50	0.50	-
2.00	1.00	0.50	1.00	1
3.00	1.00	0.50	1.50	2
4.00	1.00	0.50	2.00	3

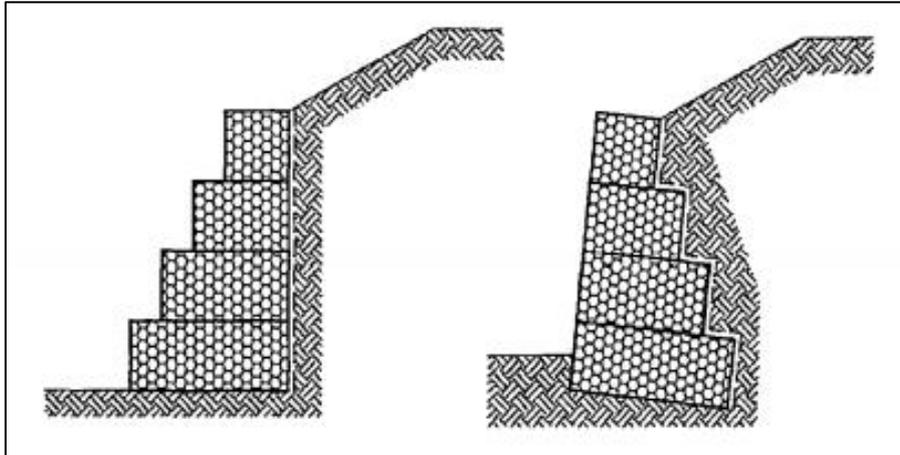
Los alambres que forman las mallas de los gaviones, pueden ser recubiertos por un recubrimiento de zinc de aluminio y por una vaina continua de PVC (cloruro de polivinilo). Esto confiere una mejora a la protección contra la corrosión y torna al alambre eficiente para los usos en marinas, ambientes contaminados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

Figura 17: Dimensiones de malla



Los muros de gaviones de piedra son eficientes para la contención de tierras u otros materiales sueltos cuando las condiciones no permiten que estas masas asuman sus pendientes naturales.

Figura 18: Distintas formas de colocación de muros de gaviones



Para evitar que en las orillas activas de los cauces de agua el fenómeno de la erosión ocasione problemas de arrastre de tierras lo cual genera importantes deterioros.

"La principal función de los muros de gaviones, los cuales trabajan por Concreto ciclópeo y rozamiento interno, es la de evitar los empujes de tierras en laderas inestables, causados por afloramientos de agua o debidos a que los taludes poseen un ángulo de rozamiento interno muy pequeño y, por lo tanto, poseen un débil equilibrio del volumen total del talud" (Maccaferri, 2007).

ii. Usos de los Muros de Gaviones

Los principales usos que pueden dárseles a los muros hechos con gaviones son los siguientes:

- **Muros de contención:** son diseñados para mantener una diferencia en los niveles del suelo en sus dos lados, de tal forma que constituyan un grupo importante de elementos de soporte y protección cuando se localiza en lechos de ríos. Usualmente se utiliza en carreteras, caminos forestales, líneas férreas, zonas urbanas y obras de todo tipo

que precisen contención de tierras junto con una adecuada integración en el entorno.

- **Conservación de suelos:** la erosión hídrica acelerada es considerada sumamente perjudicial para los suelos, pues debido a este fenómeno, grandes superficies de suelos fértiles se pierden, ya que el material sólido que se desprende en las partes media y alta de la cuenca provoca el azolvamiento o sedimentación de la infraestructura hidráulica, eléctrica, agrícola y de comunicaciones que existe en la parte baja.
- **Encauzamiento y Control de ríos:** Protección y defensa de márgenes, incluida su integración medioambiental. En los ríos, el gavión acelera el estado de equilibrio del cauce. Evita erosiones, transporte de materiales y derrumbamientos de márgenes del río, además el gavión controla crecientes protegiendo valles, áreas de cultivo y poblaciones contra inundaciones.

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

- Resistencia estructural confirmada. El conjunto de gaviones forma una estructura estable a todos los esfuerzos de tracción, compresión y torsión.
- Diseño económico debido a la naturaleza económica de las piezas.
- Su instalación y confección resultan económicas, ya que la mano de obra puede ser no especializada, lo que influye en el costo de la mano de obra. Por no exigir mano de obra especializada, son extremadamente ventajosas en lugares con pocos recursos, pudiendo también ser construidas bajo el régimen comunitario, trayendo, en ambos casos, beneficios sociales a la comunidad local.
- No precisan cimentación para la transmisión de las cargas al terreno.
- Su diseño estructural resulta fácil.

- Trabajan por gravedad.
- Su montaje se realiza con mucha rapidez.
- Son estructuras durables y ecológicas. Los gaviones colocados en obra tienen un periodo de más de 20 años de vida, tiempo en que los arrastres depositados en los intersticios de las piedras y la sedimentación de los mismos originan la formación de un bloque compacto y sólido.
- Poseen una alta flexibilidad y adaptación, acomodándose paulatinamente al terreno de fundación, a medida que va soportando su peso propio.
- Tienen una capacidad altísima de permeabilidad. Son estructuras drenantes que desalojan el agua que pueden contener las obras que protegen, eliminando de esta manera una de las principales causas de la inestabilidad de las obras. El gavión relleno no contiene aglutinantes ni cementantes, por lo que quedan huecos o intersticios. Disipa la energía del agua, disminuye los empujes hidrostáticos. Permite tener saneados los terrenos aledaños a las estructuras.
- Puede incluir técnicas de bioingeniería de suelo para promover el crecimiento de la vegetación y ser más estético.
- Fácil de acoplar a condiciones de campo especiales.

iii. Pruebas de Resistencia

Las pruebas que se han realizado a los productos de malla a doble y triple torsión comprueban que los esfuerzos se transfieren en dos dimensiones. Este fenómeno existe aun cuando la malla dentro de la estructura sea cortada. La malla a doble y triple torsión puede por lo tanto deformarse, transferir esfuerzos, dar alta fuerza de unión y aceptar cargas puntuales sin romperse, deshilarse o fallar. Cuando la estructura con gaviones será usada en una aplicación demandante, un río, bajo grandes cargas o donde un diseño de larga vida útil es requerido, la malla galvanizada puede tener un recubrimiento adicional de PVC.

Según el manual de la compañía Maccaferri (2007), "el alambre es recubierto antes de ser tejido en la malla para generar una conexión totalmente protegida. Si se recubre la malla con PVC después de ser tejida, puede ser difícil mantener la integridad del recubrimiento si la estructura se contrae por asentamientos o por su función misma en el lugar de la obra. El producto con recubrimiento de PVC dura aproximadamente de 2 a 3 veces más que el recubrimiento galvanizado"

iv. Resistencia de la Unión

Actualmente, se usa un alambre de cocido más grueso para unir el perímetro de los paneles de malla a doble y triple torsión. Las piezas completas van unidas unas a otras a través del mismo alambre, las cargas son transferidas entre gaviones adyacentes a través de este. Si la conexión es más débil que el alambre, se debe considerar lo siguiente:

La resistencia entre unidades puede que no sea continua. Si durante la construcción se presentan asentamientos diferenciales, la malla tendría que soportar la transferencia de carga, lo cual resultaría perjudicial en su conjunto.

v. Asentamientos Diferenciales

Los asentamientos diferenciales prevalecen en proyectos constructivos, particularmente donde hay presencia de agua. Los asentamientos diferenciales producen que una parte de la estructura se asiente mientras que lo restante permanece estático. Las cargas son inducidas en la malla del gavión mientras estas deflexionan para ajustarse a las condiciones cambiantes del suelo. Estos esfuerzos requieren ser transferidos a toda la estructura de gavión para que no estén concentradas en las uniones, particularmente en las juntas entre alambres; es fundamental que exista una buena resistencia en las uniones de la malla y entre piezas.

Los gaviones de malla a doble y triple torsión ajustan más fácil a los asentamientos diferenciales que los electrosoldados. Los gaviones tejidos no se

romperán y deshilarán bajo cargas como aquellas concentradas en las juntas entre alambres.

Una estructura de gavión es exitosa cuando se forma una masa continua, porque de existir debilidad en una parte del sistema puede comprometer a la solución completa.

vi. Piezas Pre-Ensambladas

Los gaviones producidos de acuerdo con las normas ASTM tienen que ser preensamblados por el fabricante bajo condiciones controladas, no suministrados en partes al lugar de la obra ni ensamblados por el contratista. Las piezas preensambladas tienen ventajas significativas: La conexión en cada unidad no tendrá que ser inspeccionada en el sitio de la obra.

vii. Fuerzas Puntuales

Una estructura alta en gaviones estará expuesta a cargas internas de compresión altas. Esta sobrecarga tiende a hacer que la roca salga y cargue la cara vertical de los gaviones. Es por tanto fundamental que los gaviones sean capaces de repartir estas fuerzas. La malla a doble y triple torsión puede repartir cargas puntuales altas gracias a las características de la malla y a la fuerza de las uniones.

viii. Ensamblaje

Los gaviones son llenados con piedras. Las piedras, por ser un material granular, tienen poco asentamiento cuando se mantienen juntas. La norma ASTM 06711 proporciona detalles amplios sobre el llenado de los gaviones con piedras. Para permitir un buen acomodo del material, este debe medir de 25-50 mm (1-2 pulgadas) de espesor. La tapa es forzada sobre la piedra y cocida. Conjuntamente, se usa una palanca o alguna herramienta especializada para forzar la tapa de manera apropiada sobre el material.

Si no se permite un ligero asentamiento al momento del llenado, la piedra puede provocar la presencia de espacios en la parte superior de la caja. Esto

puede causar problemas en la instalación; por ejemplo, un asentamiento de 2.54cm (1 pulgada) en un gavión de 1m, se traduce en un asentamiento de 12.5cm en una estructura de 5m (15 pies).

ix. Aplicaciones de las Teorías de Muros de Gaviones

Los muros de gaviones son estructuras que trabajan por gravedad. Por lo tanto, pueden ser dimensionadas en una forma bastante precisa. Las teorías clásicas de Rankine y de Coulomb pueden ser utilizados en la determinación de los empujes actuantes.

Para los casos más simples, la teoría de Coulomb es generalmente empleada en la determinación del empuje activo, pues abarca una variedad razonable de situaciones encontradas en la práctica.

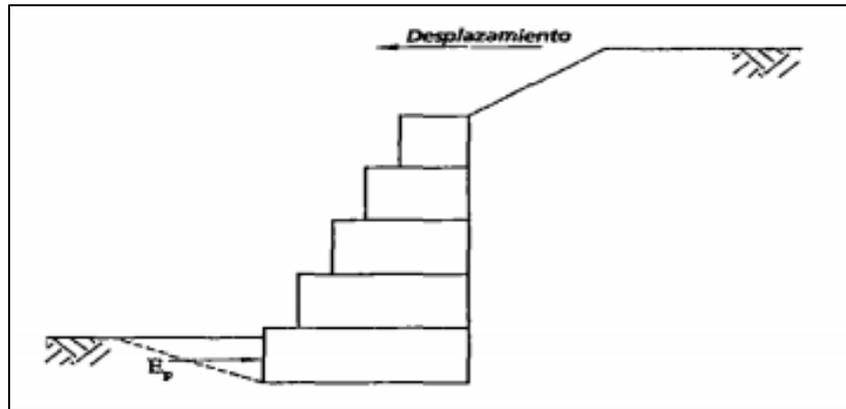
Las características del suelo contenido deben ser analizadas cuidadosamente, ya que de ellas dependen los resultados del análisis. Se debe tratar que el macizo sea generalmente un relleno, preferentemente ejecutado con material no cohesivo y así se considera como nula la cohesión del suelo.

Para el ángulo de fricción "o" entre el suelo y la estructura, se puede adoptar el mismo valor del ángulo interno ϕ del suelo, pues la superficie de los gaviones es bastante rugosa.

"Para el cálculo del empuje pasivo, que es la resistencia al desplazamiento horizontal ofrecida por el terreno delante del muro, cuando este está apoyado en una cota inferior a la superficie la teoría de Rankine es generalmente suficiente" (Maccaferri, 2007).

No obstante, se debe tener cautela en la consideración de esta resistencia. Solamente debe considerarse la disponibilidad del empuje pasivo al frente del muro cuando es posible garantizar que no ocurren excavaciones o posible erosión del suelo situado frente a la estructura.

Figura 19: Determinación del empuje pasivo



1.2.21 Análisis de Estabilidad de la Estructura de Contención

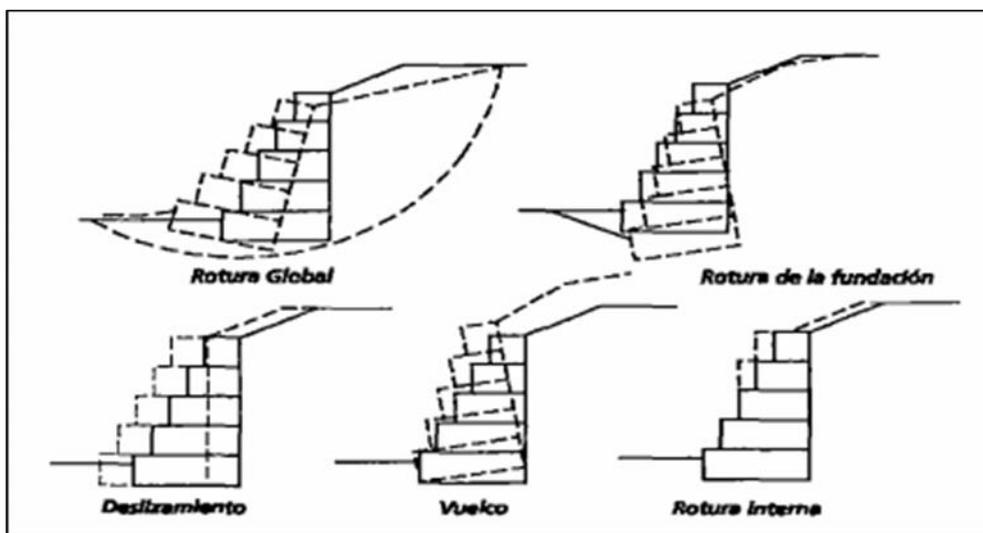
a) Tipos de Rotura

"Los diversos tipos de rotura. En el caso de muros de gaviones, los tipos principales de rotura que pueden ocurrir están mostrados en la fig. 22" (Maccaferri, 2007).

i. Deslizamiento sobre la base

Ocurre cuando la resistencia al deslizamiento a lo largo de la base del muro, sumada al empuje pasivo disponible al frente de la estructura, es insuficiente para neutralizar el efecto del empuje activo actuante.

Figura 20: Tipos principales de rotura en muros de gaviones



ii. Vuelco

Ocurre cuando el momento estabilizante o estabilizador del peso propio del muro en relación al punto de vuelco es insuficiente para neutralizar el momento del empuje activo o momento de vuelco o volteamiento.

iii. Rotura de la fundación

Ocurre cuando las presiones aplicadas por la estructura sobre el suelo de fundación son superiores a su capacidad de carga. El terreno de fundación es incapaz de soportar las presiones a las que está siendo sometido.

iv. Rotura Global del Macizo

Es el deslizamiento a lo largo de una superficie de rotura que envuelve a la estructura de contención la verificación de rotura global se realiza en caso de obras importantes como estribo de puentes o terrenos arcillosos.

v. Rotura Interna de la Estructura

Rotura de las secciones intermedias entre gaviones, que puede ocurrir tanto por deslizamiento como por exceso de presión normal o por una inadecuada unión entre gaviones.

1.2.22 Fuerzas y Sobrecargas

a) Fuerzas Verticales

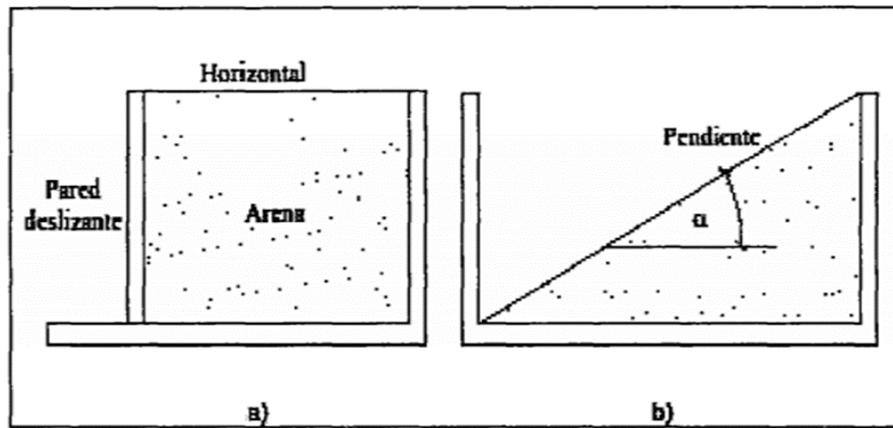
Las fuerzas verticales debidas al peso de los materiales normalmente no presentan mayor problema en lo que respecta a los muros de contención. Pero las presiones horizontales debidas al material retenido son las que presentan los mayores problemas.

Las fuerzas verticales como el peso propio del muro de contención ayudan a estabilizar al muro contra las fuerzas horizontales que generan mayor problema al muro de contención.

Las fuerzas horizontales como el empuje activo del relleno, son las que ocasionan mayor problema al muro, es por ello que se realizan los cálculos de verificación de seguridad contra el vuelco para garantizar su estabilidad.

Si nosotros construimos una caja que tenga una pared que pueda deslizarse, tal como se indica en la Fig. 22.a), se llena la caja con arena, y después se deja libre súbitamente la pared, la arena deslizará a lo largo de un plano de fractura y formará un talud tal como se ve en la Fig. 22. b).

Figura 21: Ángulo de inclinación de talud



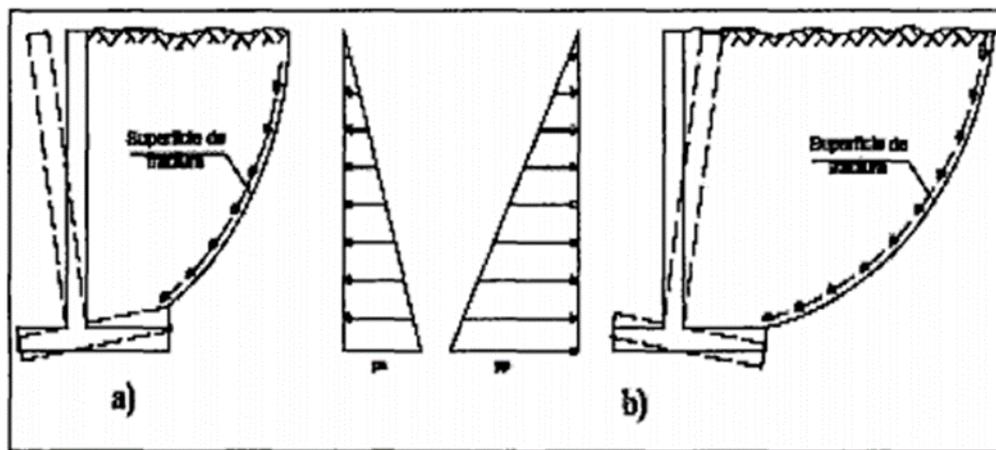
El ángulo formado por la superficie libre de la arena y la horizontal se denomina ángulo de reposo o ángulo del talud natural del material. Los distintos materiales muestran amplia variación en los taludes de reposo. Además, el contenido de humedad del material es un factor importante con respecto al talud de reposo.

Si el contenido de humedad en la arena de la Fig. 22.b) fuera el valor óptimo, la arena podría permanecer vertical por un corto tiempo.

Los materiales granulares tales como arenas y gravas se comportan de manera diferente a los materiales cohesivos tales como la arcilla, cuando son retenidos de alguna manera. Los materiales en que se combinan los dos tipos de suelos actúan en forma similar al material predominante. Puesto que los porcentajes de materiales cohesivos y no cohesivos varían extensamente en la naturaleza, hay que recurrir al experimento para determinar las propiedades de los suelos en su estado natural.

No obstante que un suelo toma su ángulo natural de reposo cuando no está confinado, sería impropio usar el ángulo de reposo en el cálculo para el material confinado. Bajo confinamiento, el material tiene tendencia a deslizarse de una manera similar a la que se explicó con respecto a las Fig. 22. a) y b), pero con algunas modificaciones. La superficie de deslizamiento se asemeja más a las mostradas en las Fig. 22. a) y b).

Figura 22: Movimiento del muro hacia afuera y hacia adentro



Si el muro es absolutamente rígido, se desarrolla el empuje de tierras en reposo. Si el muro se deflecta o se mueve en una pequeña magnitud, separándose de la tierra del relleno, se tendrá el empuje activo de las tierras, tal como se indica en la fig. 23.a). Si es el muro el que se mueve contra el relleno, se desarrollará el empuje pasivo de las tierras, tal como se indica en La Fig. 23.b). La magnitud del empuje en reposo tiene cierta relación con los empujes activo y pasivo.

Bajo condiciones normales, el empuje de tierras en reposo es de tal intensidad que el muro se deforma, relevándose él mismo de este tipo de presión, y sobreviene el empuje activo. Por esta razón, muchos muros de contención se calculan para este tipo de empuje debido al material de relleno.

No obstante que el diagrama de intensidad de la presión real de las tierras es muy complejo, es corriente adoptar una distribución lineal de dicha presión debida a los empujes activos o pasivos. Se supone que la intensidad aumenta

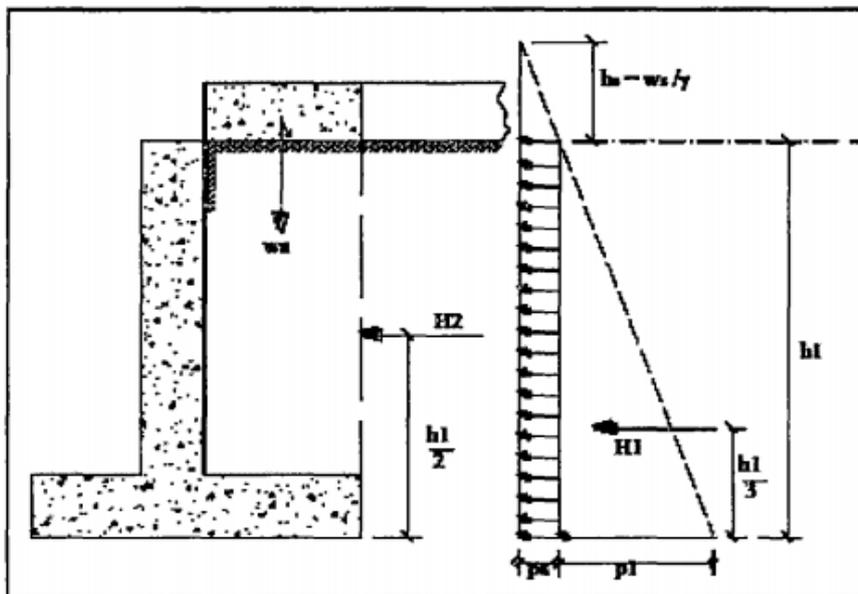
con la profundidad, en función del peso del material, de modo que a la presión horizontal de la tierra contra el muro suele llamársela frecuentemente presión de fluido equivalente.

b) Efecto de las Sobrecargas

Frecuentemente se colocan cargas adicionales sobre el relleno de la parte posterior de un muro. Tales cargas adicionales se deben a la acción de vías férreas, carreteras, placas de muelles, etc. Y la práctica corriente consiste en considerarlas como una sobrecarga y transformarlas en una altura equivalente de relleno.

La Fig. 24. a) muestra una placa de concreto apoyada sobre el relleno. La altura de relleno equivalente a la sobrecarga es:

Figura 23: Efecto de las sobrecargas



$$h_s = \frac{w_s}{\gamma}$$

En que:

h_s = altura equivalente de relleno, en metros

w_s = valor de la sobrecarga, kg/m^2

γ = peso unitario del relleno, kg/m³

Se ve que la presión horizontal debida a la sobrecarga es constante en toda la altura del relleno. La intensidad de p_s se obtiene según la ecuación:

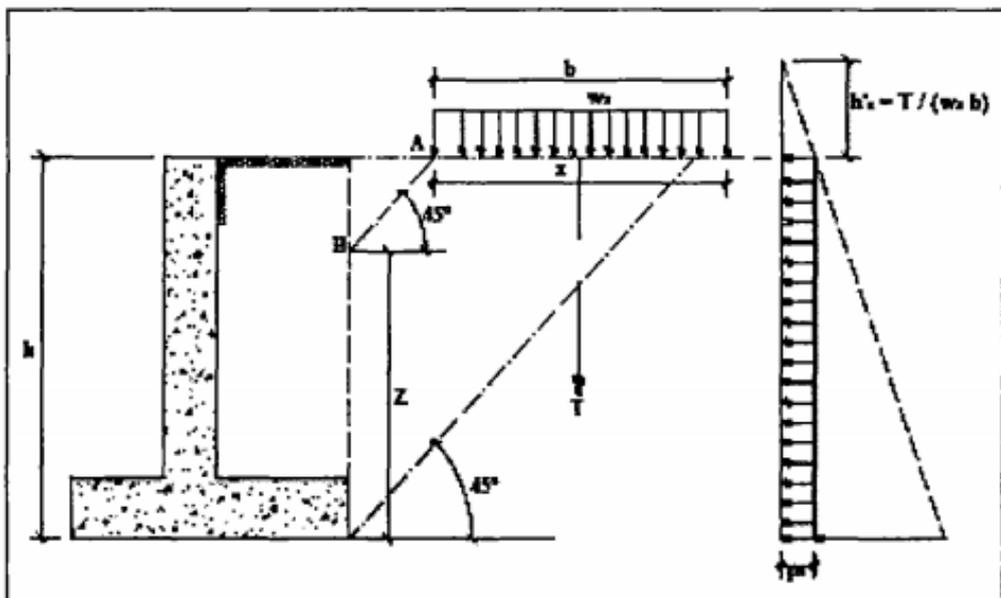
$$p_s = K_a \gamma h_s$$

La presión vertical de la sobrecarga es igual a w_s

En el caso de cargas de vehículos, se supone que las cargas de las ruedas o de los ejes se distribuyen en determinada área. Por ejemplo, la carga debida a un tren se supone que actúa en un ancho de 4,20 m y un largo de 1,50 m, considerando que la carga de un eje (2 rieles) actúa en esa área.

Si una carga concentrada T o una carga uniforme parcial actúa a alguna distancia desde el borde posterior del muro, solamente una parte de la totalidad de la carga influye sobre el muro. Una aproximación razonable del problema, se indica en la Fig. 25 b).

Figura 24: Efecto de las sobrecargas a una cierta distancia



La presión p_s debida a la sobrecarga es:

$$p_s = K_a \gamma h'_s$$

Y h'_s se deduce de la expresión:

$$h'_s = h_s (x / h)$$

Fórmula en la cual:

$$h_s = w_s / \gamma$$

En que:

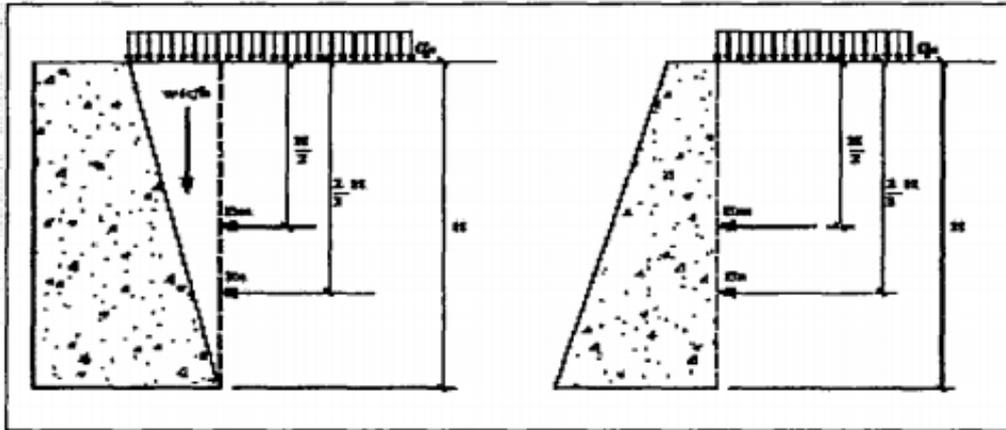
$$w_s = T / b$$

T = Carga concentrada

B = Ancho de la sobrecarga

c) Sobrecarga Uniforme

Figura 25: Efecto de sobrecarga uniforme



Una sobrecarga uniforme que actúa en el suelo situado detrás del muro a todo lo ancho del relleno, como se indica en el ejemplo, produce un empuje adicional en el muro. Para el empuje activo la resultante de este empuje adicional E_{as} , en kg por metro de longitud de muro es:

$$E_{as} = q_s H \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$E_{as} = q_s H K_a$$

Este empuje actúa a la mitad de la distancia entre la parte superior y la base del muro. Por lo tanto, el empuje total activo ejercido sobre el muro por efecto de la sobrecarga y el suelo de relleno será:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a + q_s H K_a$$

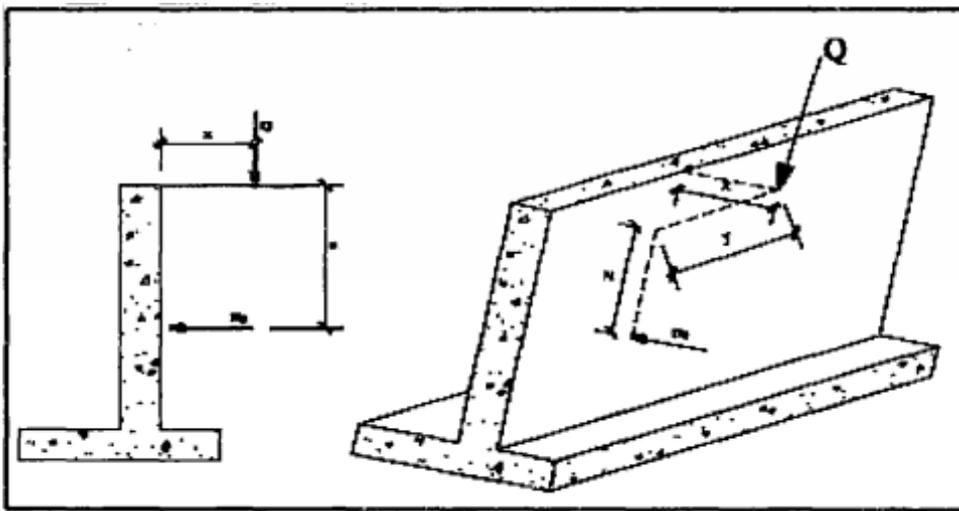
La presión horizontal debida a la sobrecarga tiene una distribución uniforme con la profundidad y, por lo tanto, la fuerza resultante correspondiente a la sobrecarga está situada a media altura del muro. Así pues, la resultante del empuje total que refleja la influencia de la sobrecarga y del peso del suelo que actúan sobre el muro, debe estar comprendida entre los $\frac{2}{3} H$ y la mitad de la altura. La posición de la resultante del empuje total se obtiene por suma vectorial de los empujes correspondientes a la sobrecarga y al ejercido por el suelo.

Este tipo de sobrecarga uniforme puede deberse a material almacenado en un área considerable o a vehículos estacionados en una plataforma de estacionamiento.

Cuando la sobrecarga uniforme sea inclinada q deberá ser transformada a carga horizontal distribuida uniformemente.

d) Sobrecarga Concentrada

Figura 26: Efecto de la sobrecarga concentrada



Este tipo de sobrecarga concentrada Q se puede observar con frecuencia como por ejemplo cuando se colocan sobre el relleno cargas distribuidas en pequeñas áreas, así: la cimentación de un edificio, el pavimento de una carretera, o los rieles de un ferrocarril, estos casos con frecuencia se apoyan sobre el relleno bastante cerca del muro de sostenimiento, lo cual produce un empuje adicional. Esto crea una distorsión local en la masa del suelo de relleno y posiblemente un cambio en la distribución en el esfuerzo cortante. Ver fig. 27. Por tanto, al momento de realizar los cálculos se tiene que tener en cuenta las sobrecargas para evitar las fallas que podría producirse una vez ejecutado.

$$E_Q = \frac{Q}{2\pi} \frac{3x^2}{R^5} \cdot K_a = \frac{0.48 Qx^2}{R^5} \cdot K_a$$

$$R^2 = x^2 + y^2 + z^2$$

$$E_{a \text{ total}} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a + \frac{0.48 Q x^2}{R^5} K_a$$

Donde:

E_Q = Empuje horizontal por carga concentrada.

Q = Carga concentrada.

R = Distancia resultante entre Q y el punto en estudio.

x = Distancia horizontal entre Q y el punto en estudio.

y = Distancia paralela a la dirección del muro.

z = Distancia vertical entre Q y el punto en estudio.

La distorsión es, en efecto, un estado de equilibrio elástico superpuesto a un estado de equilibrio plástico.

De acuerdo con el análisis del equilibrio elástico de Boussinesq, una carga Q sobre la superficie produce un incremento de esfuerzo horizontal a la profundidad z , o una distancia horizontal x del muro y una distancia y a lo largo del muro

1.2.23 Sobrecarga de Camión

Generalmente debido al proceso constructivo los estribos y apoyos de un puente trabajan en una primera etapa como muros de sostenimiento, pero en esta etapa de diseño el estribo o muro estará trabajando en función directa por la fuerza horizontal producida por el empuje del relleno que conforma el acceso del puente.

1.2.24 Fuerzas Sísmica

Bajo condiciones estáticas, los muros de contención están sujetos a fuerzas de cuerpo relacionadas con la masa del muro, a empujes de suelo y a fuerzas externas como barras de anclajes y tirantes.

El adecuado diseño de un muro de contención debe establecer el equilibrio de estas fuerzas sin inducir esfuerzos de corte.

Durante un sismo, sin embargo, las fuerzas inerciales y los cambios en la resistencia de los suelos podrían violar el equilibrio y causar la deformación permanente del muro.

La falla, ya sea por deslizamiento, giro o pandeo, o algún otro mecanismo, ocurre cuando estas deformaciones permanentes se hacen excesivas.

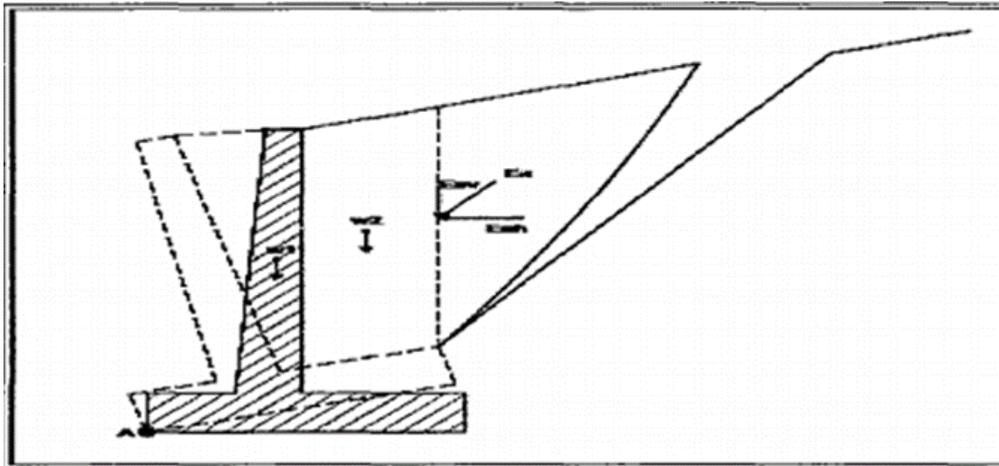
El asunto de cual nivel de deformación es excesivo depende de muchos factores y es mejor analizarlo caso a caso, considerando las condiciones específicas de cada sitio.

1.2.25 Fuerzas Sísmica

a) Estabilidad y Volcamiento

El empuje del suelo que actúa sobre el muro tiende a voltearlo alrededor del punto A y las fuerzas que se oponen a que ello ocurra son precisamente todas las verticales capaces de producir momentos de sentido contrario respecto al mismo punto (Momento Estabilizador).

Figura 27: Volcamiento por efecto del empuje del suelo



El factor de seguridad al volcamiento, se define como la relación existente entre el momento de estabilidad y el momento de volteo siendo FSV mayor o igual al parámetro establecido en las normas.

$$FSV = \frac{M_e}{M_v} \geq (1,5 - 2,0)$$

Donde:

FSV = Factor de seguridad al volcamiento.

Me = Momento estabilizador.

Mv = Momento de volcamiento.

El valor mínimo que debe tener el FSV según el reglamento de edificaciones es de 1,5 y en casos especiales como estribos de puentes o cuando el material de es arcilloso o cohesivo, se considera FSV=2.para garantizar su mayor estabilidad al vuelco.

b) Estabilidad al Deslizamiento

La componente horizontal del empuje Eah, trata de movilizar al muro en esa dirección, pero encuentra oposición en la fuerza de fricción o de rozamiento que existe entre el muro y el suelo de cimentación. Esa fuerza de rozamiento (Fr) es función tanto de la magnitud de las fuerzas verticales que ejercen presión

sobre el suelo como del coeficiente de fricción entre el material del muro y el suelo de cimentación; aunque lo correcto sería usar la resistencia de éste al esfuerzo cortante:

$$Fr = f \cdot \Sigma W$$

Donde:

Fr = Fuerza de rozamiento o fricción.

f = Coeficiente de rozamiento.

ΣW = Fuerza normal en la base del cimientto.

En diseños prácticos, lo que se emplea, en el caso de suelos granulares, es el coeficiente de rozamiento entre el hormigón y el suelo ó la cohesión (resistencia al esfuerzo cortante) cuando se trabaja con suelos cohesivos.

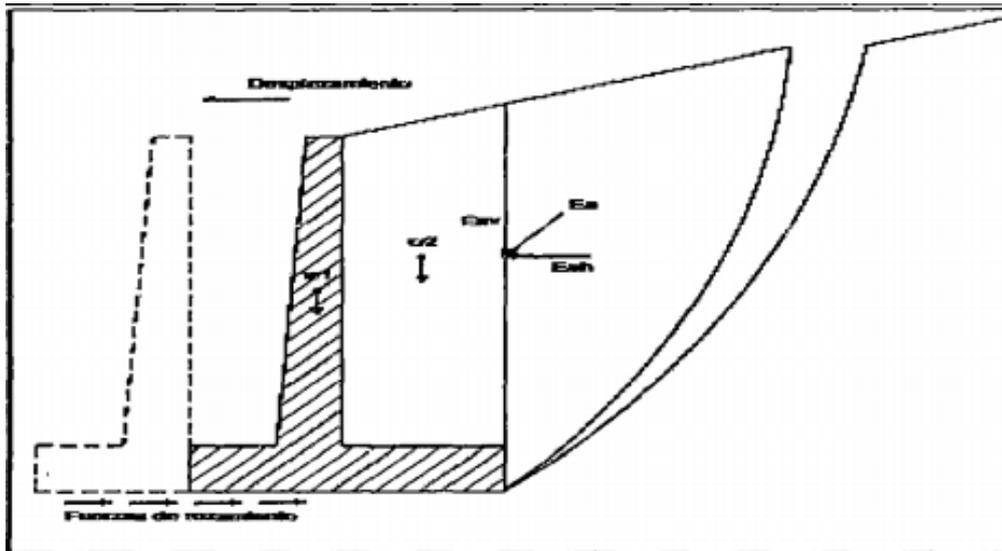
Valores usuales para el coeficiente de rozamiento y que pueden emplearse en ausencia de los obtenidos experimentalmente, son los que a continuación se citan en la siguiente tabla:

Tabla 4: Coeficientes de fricción

MATERIAL	f
Arena o grava gruesa sin limo	0,50 - 0,70
Materiales granulares gruesos con limo	0,45
Arena ó grava fina	0,40 - 0,60
Arcillas densas	0,30 - 0,50
Arcillas blandas ó limo	0,20 - 0,30

Fuente: Muros de Contención. Ing. Jaime Izurieta M. y Carlos Garzón G.

Figura 28: Generación de las fuerzas de rozamiento



El factor de seguridad al deslizamiento tiene un valor mínimo de 1,5 (con frecuencia suele utilizarse 2 especialmente en estructuras para puentes) y resulta de relacionar las fuerzas que se oponen al movimiento y aquellas que lo producen:

$$FSD = \frac{f \cdot \Sigma W}{\Sigma Fh} \geq 1,5$$

Donde:

FSD = Factor de seguridad al deslizamiento.

f = Coeficiente de rozamiento.

ΣW = Fuerza normal que actúa en el cimiento.

ΣFh = Fuerzas horizontales que deslizan al muro.

Con la finalidad de mejorar la estabilidad ante el deslizamiento, conviene mantener rugosa la superficie del terreno de fundación para tener mayor fricción entre el suelo y la estructura. La presencia del empuje pasivo también resulta beneficiosa, pero, para poder tomarla en cuenta, es imprescindible garantizar la presencia de suelo delante del muro, para permitir precisamente su generación al responder este ante la presión del muro que se desplaza contra él.

$$FSD = \frac{f \cdot \Sigma W + E_p}{\Sigma F_h} \geq 1,5$$

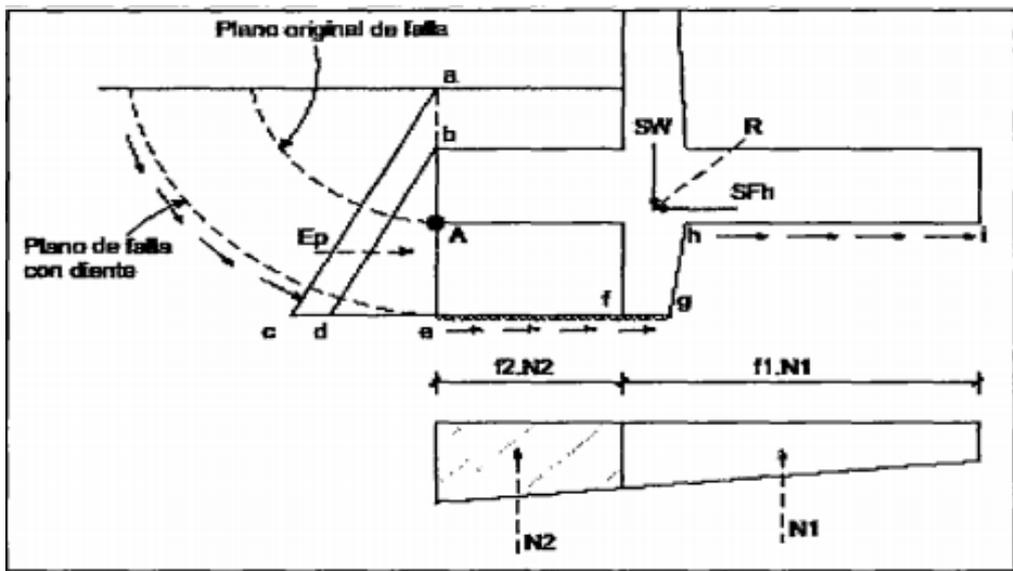
Donde:

E_p es la presión pasiva del suelo.

Algunos ingenieros suelen tomar en consideración el efecto del empuje pasivo de una manera indirecta a través del FSD máximo, adoptando valores para éste del orden de 1,70 ó 1,80.

Cuando el muro falla a deslizamiento y no se desea alterar en mayor medida sus dimensiones, se utiliza un elemento estructural denominado: llave, diente, dentellón ó espolón constituido por una prolongación inferior de la pantalla (ó vástago) y que permite desplazar, en parte, el plano de posible falla desde la cara inferior de la base a la cara inferior de la llave aumentando de esta forma y de manera considerable, el empuje pasivo que debe vencerse antes de que se produzca el deslizamiento.

Figura 29: Influencia del diente en la magnitud del empuje pasivo



Debido a que las superficies de contacto se vuelven diferentes con la presencia del diente, la fuerza de fricción debe calcularse como:

$$Fr = f_1.N_1 + f_2.N_2$$

Donde:

f_1 = Coeficiente de rozamiento entre hormigón y suelo

f_2 = Coeficiente de rozamiento del suelo pues éste es el que debe romperse para que ocurra deslizamiento Su valor se determina por: $\text{tg } \delta$.

N_1, N_2 se halla a partir del diagrama de presiones

La posición que generalmente se escoge para el diente, es bajo la pantalla, con la finalidad de prolongar los fierros de ésta y anclarlos en ese lugar; sin embargo, en algunas ocasiones, resulta más conveniente localizarlo en los extremos con la finalidad de incrementar el brazo de palanca respecto al punto de volcamiento A.

Con el propósito de considerar que el suelo por sobre encima de la base pueda ser removido fácilmente, se calcula el empuje pasivo con una presión representada por el triángulo b, d, e en lugar del a,c,e (ver Fig. 30).

1.2.26 Estabilidad Global

Como consecuencia del desnivel que generan los elementos de contención, el terreno presenta una tendencia a nivelarse, por lo que se induce a la masa del terreno a un posible problema de inestabilidad global al que se opondrá la resistencia al corte del terreno.

Este tipo de inestabilidad puede clasificarse en dos grandes grupos: desprendimientos (la masa inestable cae) y corrimientos (la masa inestable se desplaza). De estos últimos, un caso típico es el de deslizamiento, en el que una masa del suelo se desliza con respecto a otra cuando la resistencia al corte es superada a lo largo de la zona que los separa. Este deslizamiento podrá seguir superficies de forma plana, curva, quebrada o una combinación de ellas.

Por lo tanto, en toda estructura de contención deberá comprobarse la seguridad frente a fenómenos de estabilidad global.

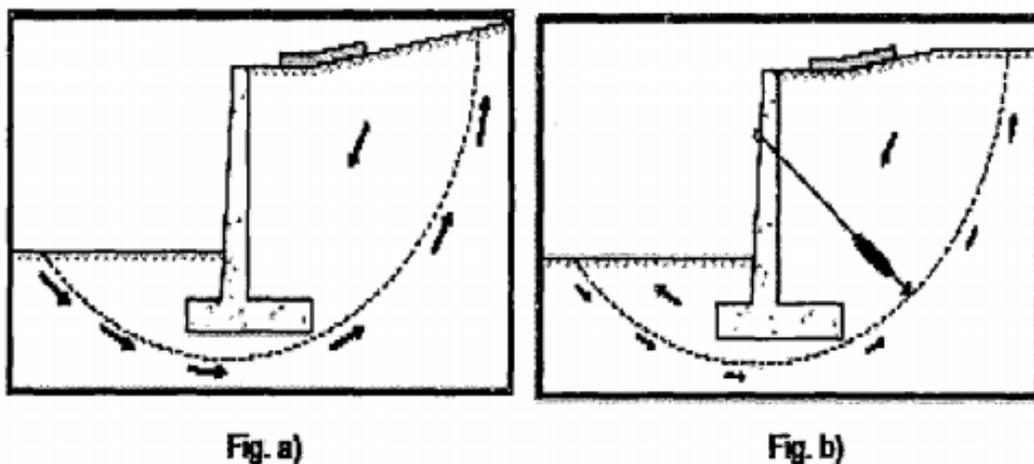
En la práctica sobre los fenómenos de estabilidad global, generalmente se estudian superficies de deslizamiento circulares, por lo que será necesario determinar aquel círculo que demande la mayor resistencia del terreno o, lo que es lo mismo, que posea un coeficiente de seguridad mínimo frente al deslizamiento circular, siendo este coeficiente la relación entre las fuerzas de la resistencia al corte del terreno en rotura y las fuerzas desestabilizadoras que actúan sobre el terreno y el muro.

Las fuerzas que tienden a desestabilizar una determinada masa de suelo son, principalmente, su propio peso, el del elemento de contención, las sobrecargas contenidas dentro del círculo, la excitación sísmica y cualquier otra acción externa desestabilizadora.

Para llevar a cabo la determinación del círculo de deslizamiento pésimo deberán conocerse los datos del problema, esto es, el desnivel (talud), las características del elemento de contención, la estratigrafía, el conjunto de cargas sobre el sistema elemento de contención - terreno y por último la elección de un método cuya formulación se adecue al problema en cuestión.

Las siguientes figuras esquematizan el problema de la estabilidad global que aquí se trata.

Figura 30: Fenómeno de la estabilidad global



Cálculo del coeficiente de seguridad frente al deslizamiento circular. Como se ha comentado anteriormente, el coeficiente de seguridad que una masa de suelo potencialmente inestable tiene frente a un fenómeno de deslizamiento circular, puede evaluarse como la relación entre el efecto de las acciones desestabilizadoras. Cuantitativamente, puede expresarse, en términos de momentos como:

$$F = \frac{\sum M_e}{\sum M_d} \geq 2$$

Donde:

$\sum M_e$ = Sumatoria de los momentos producidos por las acciones estabilizadoras respecto al centro del círculo en estudio.

$\sum M_d$ = Sumatoria de los momentos producidos por las acciones desestabilizadoras respecto al centro del círculo en estudio.

Este coeficiente de seguridad podrá asociarse a distintos parámetros, como son la resistencia al corte del terreno, el valor de las sobrecargas, a la excitación sísmica, etc., según sean los valores que se emplean de dichos parámetros en la formulación. Es decir, que el coeficiente de seguridad obtenido valorará la resistencia al corte exigida al terreno, o el exceso de sobrecarga que puede actuar sobre el terreno, o la máxima excitación sísmica aceptada por el sistema, etc.

1.2.27 Hundimiento

La cimentación o base del muro debe tener la misma seguridad frente al hundimiento que la zapata de cimentación de una estructura, considerando la inclinación y excentricidad de la resultante y los coeficientes de seguridad parciales. Para conseguir que un muro de contención funcione adecuadamente se requiere, además de la verificación de la Estabilidad al Volcamiento y al Deslizamiento, un estudio de las reacciones del terreno cuyos valores, en ningún caso, deben sobrepasar la presión admisible del mismo, en ningún caso debe pasar la capacidad portante del suelo. Estas presiones se determinan mediante la aplicación de la expresión:

$$q_1, q_2 = \frac{\sum W}{A} \pm \frac{6M}{LB^2} = \frac{\sum W}{LB} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

Con los muros de contención generalmente se calculan por metro de longitud ($L = 1$):

Si $e < B/6$; tenemos:

$$x_r = \frac{M_e - M_v}{\sum W}$$

Donde:

x_r = Brazo de palanca.

M_e = Momento estabilizador.

M_v = Momento de volcamiento.

1.2.28 Drenaje

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

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

En condiciones estables de humedad, las arcillas contribuyen a disminuir el empuje de tierra, sin embargo, si éstas 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, denominados 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 la 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.

a) Instalación de los Drenajes en los Muros

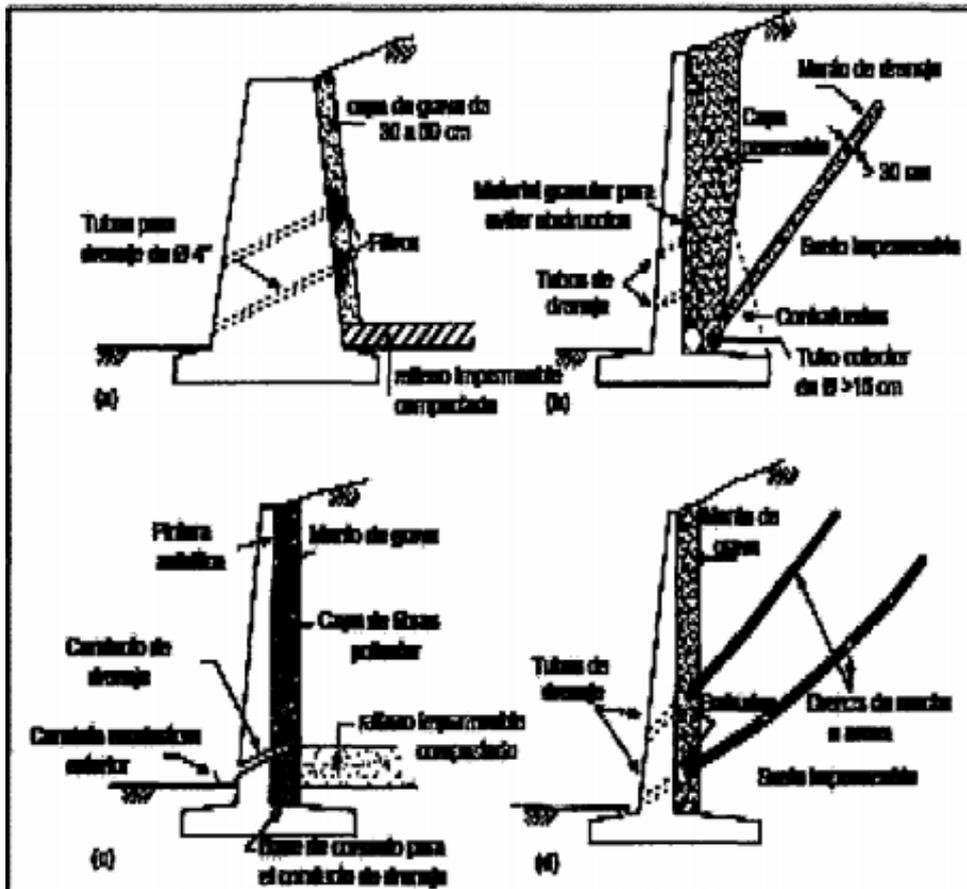
Con el fin de mantener el suelo libre de agua subterránea, la cual provoca empujes adicionales en los muros de contención, se debe disponer adecuados drenajes con tuberías atravesando la pantalla. De esta manera, se facilita un rápido escurrimiento y evacuación del agua fuera de las paredes del muro, hasta llevarla a un canal colector exterior, que recoge las aguas pluviales. Siempre resulta más económica la instalación de un sistema de drenaje, que diseñar el muro para soportar el empuje del suelo y del agua de saturación no drenada. La Fig. 32, muestra algunos ejemplos de posibles drenajes en muros.

Básicamente todo drenaje consiste en colocar una capa de material filtrante, de modo que por gravedad el agua sea conducida hasta el sistema de evacuación, y alejada del lugar.

El esquema a) muestra el sistema más simple, que consiste en colocar un manto de grava de buena graduación, con espesor de 30 a 50 cm, acoplado al paramento interno del muro, y conductos de drenaje en pendiente, atravesando la pared. El diámetro de estos conductos será de 10 cm como mínimo, espaciado vertical y horizontalmente unos 2 m entre sí. En la boca de entrada de los drenes se deben colocar filtros, de modo de evitar obstrucciones.

El esquema b) muestra otro tipo de drenaje, que consiste en un tubo colector colocado al pie de la pantalla, con perforaciones para permitir la entrada del agua, y drenes distribuidos en la altura del muro. Otra solución es colocar drenes de mecha o de arena, distribuidos en la masa del suelo, como se indica en el esquema d) de la fig.32.

Figura 31: Drenajes de los muros de contención



1.2.29 Normas y Códigos aplicados para el diseño del Muro

El diseño estructural del muro se hará con base a manuales, códigos y reglamentos, tanto nacionales como internacionales. La mención de estos textos dará la seguridad estructural y la calidad del diseño.

Las normas y reglamentos son vistos por el diseñador como requisitos mínimos para el análisis y diseño de una obra en especial. El propósito primordial es que las obras nuevas se diseñen cumpliendo pautas y resistan las solicitaciones frecuentes de manera que no sufran deterioro a causa de las mismas. Las obras que se construyan siguiendo diseños basados en normas

podrán sufrir algún daño con la acción de solicitaciones extraordinarias, y de acuerdo con el nivel de protección que en ellas se aplique, pero deberán tener una probabilidad nominalmente nula de colapsar como consecuencia de la acción de las solicitaciones consideradas en el desarrollo del diseño.

Una obra de retención es un tipo de estructura que está diseñada para soportar los empujes laterales producidos por el suelo u otros materiales (agua, granos, etc.), y que retiene a dicha masa de suelo o a dichos materiales en un corte vertical o con cierta pendiente que de otra forma tendería a fallar o a deslizarse.

Las obras de retención deben diseñarse para soportar los empujes laterales producidos por el suelo, agua, sobrecargas vivas o muertas, cargas sísmicas, el peso propio del muro, los efectos de temperatura y contracción, etc., de acuerdo con los principios generales especificados en todas estas normas de aquí en adelante.

1.3 Definición de términos básicos

- **BASE GRANULAR:** Parte de la estructura del pavimento, constituida por una capa de material seleccionado que se coloca entre la subbase o subrasante y la capa de rodadura.
- **CALICATA:** Excavación que se realiza en el terreno que nos permite estudiar la estratigrafía del suelo a diferentes profundidades.
- **CANTERA:** Deposito natural de material apropiado para ser utilizado en la construcción, rehabilitación, mejoramiento y/o mantenimiento de las carreteras.
- **CARRETERA:** Camino para el tránsito de vehículos motorizados de por lo menos dos ejes, cuyas características geométricas, tales como: pendiente longitudinal, pendiente transversal, sección transversal, superficie de

rodadura y demás elementos de la misma, deben cumplir las normas técnicas vigentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones.

- **COMPACTACIÓN:** Proceso manual o mecánico que tiende a reducir el volumen total de vacíos de suelos, mezclas bituminosas, morteros y concretos frescos de cemento Portland.
- **EJE DE LA CARRETERA:** Línea longitudinal que define el trazado en planta, el mismo que está ubicado en el eje de simetría de la calzada. Para el caso de autopistas y carreteras duales el eje se ubica en el centro del separador central
- **ENSAYO DE COMPRESIÓN:** Ensayo para determinar la resistencia de un material o su deformación ante un esfuerzo de compresión
- **ESTABILIZACIÓN DE SUELOS:** Mejoramiento de las propiedades físicas de un suelo a través de procedimientos mecánicos e incorporación de productos químicos, naturales o sintéticos. Tales estabilizaciones, por lo general se realizan en las superficies de rodadura o capas inferiores de la carretera, y son conocidas como suelo cemento, suelo cal y otros diversos.
- **FLUJO DE TRÁNSITO:** Movimiento de vehículos que se desplazan por una sección dada de una vía, en un tiempo determinado.
- **GRAVA:** Agregado grueso, obtenido mediante proceso natural o artificial de los materiales pétreos.
- **GRAVEDAD ESPECIFICA DEL SUELO:** Determina el Peso Específico de un suelo con el Picnómetro, siendo la relación entre el peso en el aire de un cierto volumen de sólidos a una temperatura dada.

- **ÍNDICE MEDIO DIARIO ANUAL (IMDA):** Volumen promedio del tránsito de vehículos en ambos sentidos de la carretera, durante 24 horas, de una muestra vehicular (conteo vehicular), para un período anual.
- **JERARQUIZACIÓN VIAL:** Ordenamiento de las carreteras que conforman el Sistema Nacional de Carreteras (SINAC) en niveles de jerarquía, debidamente agrupadas en tres redes viales (Red Vial Nacional, Red Vial Departamental o Regional y Red Vial Vecinal o Rural), sobre la base de su funcionalidad e importancia.
- **LÍMITE LÍQUIDO:** Contenido de agua del suelo entre el estado plástico y el líquido de un suelo.
- **LÍMITE PLÁSTICO:** Contenido de agua de un suelo entre el estado plástico y el semi-sólido.
- **MATERIAL DE CANTERA:** Material de características apropiadas para su utilización en las diferentes partidas de construcción de obra, que deben estar económicamente cercanas a las obras y en los volúmenes significativos de necesidad de la misma.
- **MUESTRAS DE CAMPO:** Materiales obtenidos de un yacimiento, de un horizonte de suelo y que se reduce a tamaños, cantidades representativos y más pequeñas según procedimientos establecidos.
- **MUESTREO:** Toma de muestra que constituye la etapa inicial y fundamental para la adecuada interpretación de los resultados obtenidos en el laboratorio.
- **PAVIMENTO:** Estructura construida sobre la subrasante de la vía, para resistir y distribuir los esfuerzos originados por los vehículos y mejorar las

condiciones de seguridad y comodidad para el tránsito. Por lo general está conformada por las siguientes capas: subbase, base y capa de rodadura.

- **RASANTE:** Nivel terminado de la superficie de rodadura. La línea de rasante se ubica en el eje de la vía.
- **RED VIAL DEPARTAMENTAL O REGIONAL:** Conformada por las carreteras que constituyen la red vial circunscrita al ámbito de un Gobierno Regional. Articula básicamente a la Red Vial Nacional con la Red Vial Vecinal o Rural
- **SUBBASE:** Capa que forma parte de la estructura de un pavimento que se encuentra inmediatamente por debajo de la capa de Base.
- **SUBRASANTE:** Superficie terminada de la carretera a nivel de movimiento de tierras (corte o relleno), sobre la cual se coloca la estructura del pavimento o afirmado.

CAPÍTULO II: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

2.1 Descripción del problema

Debido a las precipitaciones pluviales intensas y continuas que se producen en la Región San Martín durante los meses de noviembre - abril de todos los años, la Carretera Departamental SM-102 Tramo: Emp. PE-5N Cuñumbuque – San José de Sisa, se encuentra con tránsito restringido, agravándose en los días de lluvia donde la vía se vuelve intransitable, debido al asentamiento y deslizamiento de los taludes lo cual obstaculiza y restringe el libre tránsito de vehículos, debido a estas lluvias también se produce infiltraciones que afecta la plataforma, presentando deformaciones, fisuras y baches, además del deterioro de las obras de drenaje (cunetas y subdrenes), produciendo estancamiento de las aguas pluviales afectando directamente a la plataforma.

La intransitabilidad de esta vía con las lluvias presentadas, no solo acarrea pérdidas en la economía local, sino que también conlleva al aislamiento total en la atención de los servicios básicos de salud y educación, ya que impide el traslado de los estudiantes y enfermos hacia los centros de atención ubicados en las provincias de el Dorado, Lamas y San Martín.

Teniendo en consideración la problemática descrita, nuestra propuesta técnica de rehabilitación del tramo crítico de la Carretera SM 102 Cuñumbuque-San José de Sisa del Km 31+000 A Km 31+025, provincia de El Dorado, se considera necesario ejecutar con el fin de mitigar los daños en la infraestructura vial del punto crítico.

Se plantea la estabilidad de talud inferiores y superiores, mejoramiento de sub rasante; reparación de estructuras hidráulicas menores (cunetas, subdrenes y alcantarillas), remplazo de carpeta asfáltica, estabilización de taludes mediante el uso de gaviones.

2.2 Formulación del problema

2.2.1 Problema General

¿Cuál será la propuesta técnica para la protección del tramo crítico de la carretera SM -102 Cuñumbuque - San José de Sisa del Km 31+000 al Km 31+025, provincia de El Dorado?

2.2.2 Problemas Específicos

- ¿Cómo evaluamos el tramo crítico de la carretera SM -102 Cuñumbuque - San José de Sisa del km 31+000 al km 31+025, provincia de El Dorado?
- ¿Cómo determinamos una propuesta técnica de solución para la carretera SM-102 Cuñumbuque - San José de Sisa del km 31+000 al km 31+025, provincia de El Dorado?

2.3 Objetivos

2.3.1 Objetivo General

Formular la propuesta técnica para el punto crítico de la carretera SM 102 Cuñumbuque - San José de Sisa en el KM 31+000 a KM 31+025, provincia de El Dorado.

2.3.2 Objetivos Específicos

- Diseñar un muro de contención en gaviones para conservar la estabilidad de la plataforma de la carretera SM 102 Cuñumbuque - San José de Sisa en el KM 31+000 a KM 31+025, provincia de El Dorado.
- Diseñar un muro de contención de gravedad para conservar la estabilidad de la plataforma de la carretera SM 102 Cuñumbuque - San José de Sisa en el KM 31+000 a KM 31+025, provincia de El Dorado.

- Diseñar un muro de contención en Voladizo para conservar la estabilidad de la plataforma de la carretera SM 102 Cuñumbuque - San José de Sisa en el KM 31+000 a KM 31+025, provincia de El Dorado.
- Evaluar la alternativa de diseño y costo para la protección técnica de la carretera SM 102 Cuñumbuque - San José de Sisa en el KM 31+000 a KM 31+025, provincia de El Dorado.

2.4 Hipótesis

2.4.1 Hipótesis general

Con la propuesta técnica, es posible seguir conservando la plataforma del tramo crítico comprendido entre Km 31+000 a Km 31+025 de la carretera SM 102 Cuñumbuque - San José de Sisa, afectado por el deslizamiento de talud, sin presentar riesgo.

2.5 variables

2.5.1 Identificaciones de las variables

a) Variable independiente

Propuesta técnica

b) Variable dependiente:

Rehabilitación del tramo crítico.

2.5.2 Definición conceptual y operaciones de las variables

2.5.3 Operación de variables

OBJETIVOS	VARIABLE	DEFINICION CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIÓN	INDICADOR
<p>Formular la propuesta técnica de rehabilitación del tramo crítico comprendido entre Km 31+000 A Km 31+025 de la carretera SM 102 Cuñumbuque - San José de Sisa</p>	<p>Variable Independiente Propuesta técnica</p>	<p>Son estructuras de contención que proveen soporte a los macizos de tierra y evitan el deslizamiento causadas por su peso propio, por la erosión o cargas externas</p>	<p>Son resultados de la evaluación técnica y costo de muros propuestos</p>	<p>Técnicas de construcción de muro de contención</p>	<ul style="list-style-type: none"> * Seleccionar la piedra <ul style="list-style-type: none"> - Origen - Tamaño - Forma * Uso de encofrado: <ul style="list-style-type: none"> - madera - metales * Vaciado del concreto <ul style="list-style-type: none"> - premezclado - vaciado en sitio
<p>Objetivos específicos</p> <p>Diseñar un muro de contención en gaviones para conservar la estabilidad de la plataforma de la carretera SM 102 Cuñumbuque - San José de Sisa en el KM 31+000 a KM 31+025, provincia de El Dorado.</p> <p>Diseñar un muro de contención de gravedad para conservar la estabilidad de la plataforma de la carretera SM 102 Cuñumbuque - San José de Sisa en el KM</p>	<p>Variable dependiente Rehabilitación del tramo crítico</p>	<p>Son lugares donde la carretera han sufrido deslizamiento de la plataforma</p>			<ul style="list-style-type: none"> * Uso de encofrado <ul style="list-style-type: none"> - madera - metales * Armado de acero de refuerzo: <ul style="list-style-type: none"> - longitudinal - transversal - doble capa * Vaciado del concreto <ul style="list-style-type: none"> - premezclado - vaciado en sitio

<p>31+000 a KM 31+025, provincia de El Dorado.</p> <p>Diseñar un muro de contención en Voladizo para conservar la estabilidad de la plataforma de la carretera SM 102 Cuñumbuque - San José de Sisa en el KM 31+000 a KM 31+025, provincia de El Dorado.</p> <p>Evaluar la alternativa de diseño y costo para la protección técnica de la carretera SM 102 Cuñumbuque - San José de Sisa en el KM 31+000 a KM 31+025, provincia de El Dorado.</p>					
---	--	--	--	--	--

CAPÍTULO III: METODOLOGÍA

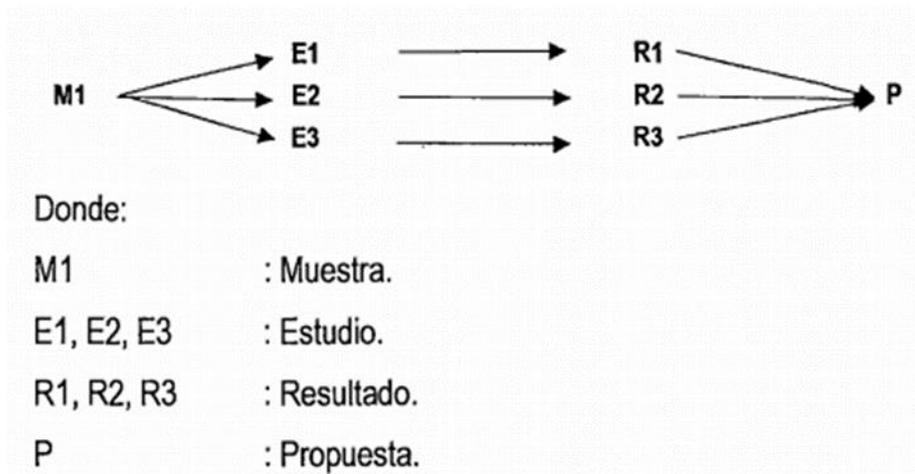
3.1 Tipo y diseño de investigación

3.1.1 Tipo de investigación

La investigación que se realiza es de tipo de INVESTIGACIÓN APLICATIVA.

3.1.2 Diseño de investigación

El Diseño de Investigación es DESCRIPTIVO SIMPLE



3.2 Población y muestra

3.2.1 Población

La población lo conforman todos los puntos críticos existen en la carretera SM-102 Cuñumbuque – San José de Sisa.

3.2.2 Muestra

De la población anteriormente señalada se ha tomado como muestra las muestras de suelo y las mediciones del tramo crítico en la progresiva km 31+000 – km 31+025 carretera SM 102 Cuñumbuque – San José de Sisa, donde se realiza el presente estudio.

Se obtuvo información de campo de la zona de estudio, la cual posteriormente se procesó en gabinete siguiendo una secuencia metodológica convencional para determinar las alternativas que resulten técnicas y económicamente factibles.

3.2.3 Muestreo

Los muros de contención propuestos en el km 31+000 – km 31+025 carretera SM 102 Cuñumbuque – San José de Sisa, provincia de El Dorado.

3.3 Técnicas de instrumentos y procedimiento de recolección de datos

Las técnicas de recolección de datos conducen a la verificación del problema planteado. Los instrumentos que se construirán, llevarán a la obtención de los datos de la realidad y una vez recogidos podrán pasarse a la siguiente fase del procesamiento. (Bavaresco 2001).

De acuerdo a los datos requeridos se realizaron las mediciones del tramo crítico, para calcular el diseño y el ensayo de mecánica de suelo en el laboratorio para determinar la capacidad portante, ángulo de fricción y cohesión del suelo, para procesar en las hojas de cálculo, luego los presupuestos y análisis de costos unitarios de cada uno de los muros propuestos para evaluar los costos de cada uno de los muros propuestos, donde se expusieron los tipos de muros evaluados y sus procedimientos constructivos, simbolizando las etapas y los costos que estas generan. Como instrumento para analizar todos estos datos se elaboraron gráficas porcentuales que separaban los recursos utilizados.

3.3.1 Procedimiento de recolección de datos

- Descripción de las técnicas de construcción de los muros.
- Predimensionamiento y cálculo de los muros.
- Determinación de los costos.
- Comparación y análisis de los resultados.

3.4 Técnicas de procesamiento y análisis de los datos

Fase 1: Descripción de las técnicas de construcción de los muros.

En esta primera fase se comenzará por ubicar el lugar y espacio donde se llevará a cabo la presente investigación, se tomó las medidas del tramo crítico y las muestras del suelo para procesar los resultados en las hojas de cálculo de los muros de contención propuesto.

Fase 2: Predimensionamiento y cálculo de los muros.

En esta fase se procesó los resultados de los ensayos de suelos, luego de procedió a pre dimensionar los muros de contención para finalmente verificar la estabilidad, vuelco y las presiones sobre el terreno.

Fase 3: Determinación de los costos.

Aquí se procede a la obtención de los precios y cantidades que fueron necesarias para la construcción de los muros propuestos, esto se consigue mediante la elaboración de los metrados, análisis de costos unitarios (APU) de los mismos para finalmente elaborar un presupuesto donde se encuentre plasmados los costos.

Fase 4: Comparación y análisis de los resultados.

Se culmina con la obtención de los datos de resultados de los presupuestos, llevando un registro de los mismos, para finalmente obtener una comparación cuantitativa de los costos generados en materiales y mano de obra de la construcción de muros de concreto ciclópeo, voladizo y de tipo gavión.

CAPÍTULO IV: RESULTADOS

❖ Presentación de los resultados

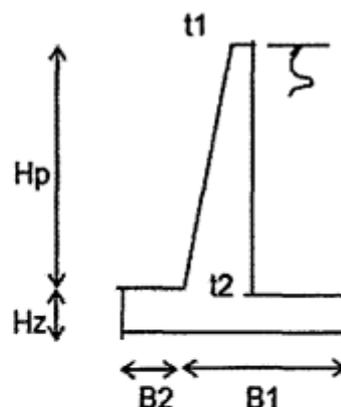
a. Determinación de los resultados del cálculo de los muros de concreto ciclópeo, concreto armado y muro de gavión.

Los muros de contención han sido calculados con los resultados del estudio de suelos y la altura del muro se determinó de acuerdo al diseño para el relleno con material a los datos campo obteniéndose los siguientes resultados, que a continuación se observa para cada tipo de muro de contención propuesto.

RESULTADOS DEL MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO

Datos del muro en voladizo

FSD=	1.50	
FSV=	2.00	
ANGULO FRIC. INTER=	24.20	GRADOS
COEF. EMP. ACTIVO K_a =	0.419	
COEF. FRICCION DESL f =	0.60	
PESO RELLENO	2.19	T/M3
PESO MATERIAL=	2.40	T/M3
ALTURA PANTALLA H_p =	3.50	M.
CAPACIDAD PORTANTE=	1.49	KG/CM2
CONCRETO f_c =	210.00	KG/CM2
ACERO f_y =	4,200.00	KG/CM2



1.00 DIMENSIONAMIENTO DE LA PANTALLA

t_1 = 0.30 m.
 t_2 = 31.77 cm usar: t_2 = 0.40 m.

2.00 VERIFICACION POR CORTE

$V_{ce} = 2/3 * V_c$ 17.51 $V_{ce} > V_{du}$ BIEN

3.00 DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA

$$H=H_z+H_p= 4.00 \text{ mt}$$

DIMENSIONAMIENTO POR ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

$$B1 >= 1.91 \text{ M. USAR : } 2.10 \text{ M.}$$

DIMENSIONAMIENTO POR ESTABILIDAD AL VOLTEO

$$B2 >= 0.02 \text{ M. USAR : } 0.40 \text{ M}$$

4.00 VERIFICACION DE ESTABILIDAD

$$FSD= 1.55 > 1.50 \text{ BIEN}$$

$$FSV= 2.77 > 2.00 \text{ BIEN}$$

5.00 PRESIONES SOBRE EL TERRENO

$$X_o= 0.91 \text{ m.}$$

$$e= 0.34 \text{ m.}$$

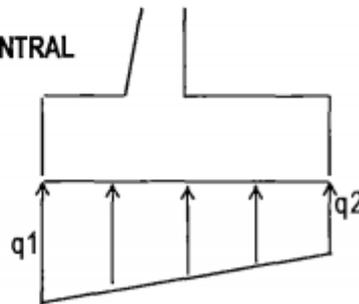
$$B/6= 0.42 \text{ m.}$$

¡BIEN! RESULTANTE DENTRO DEL TERCIO CENTRAL

$$q_1= 1.37 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q_2= 0.14 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q_1 < G_t \quad \text{BIEN}$$



5.00 DISEÑO DE LA PANTALLA

$$A_s= 8.09 \text{ cm}^2 \quad \text{USAR ACERO } 5/8" \text{ a } 25 \text{ cm}$$

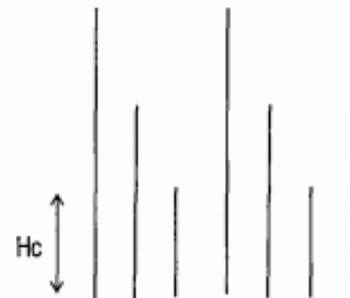
$$A_{smin}= 6.34 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{en la base}$$

$$A_{smin}= 4.57 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{en la corona}$$

Altura de corte para $M_u/2$:

$$H_{corte}= 1.07 \text{ m. usar } 1.30 \text{ m.}$$

$$2.24 \text{ m. usar } 2.20$$



REFUERZO HORIZONTAL

arriba:	6.00 cm ² /m			
	2/3Ast=	4.00 3/8" cada	30	cm
	1/3Ast=	2.00 3/8" cada	25	cm
intermedio:	7.00 cm ² /m			
	2/3Ast=	4.67 3/8" cada	25	cm
	1/3Ast=	2.33 3/8" cada	15	cm
abajo:	8.00 cm ² /m			
	2/3Ast=	5.33 5/8" cada	5	cm
	1/3Ast=	2.67 5/8" cada	5	cm
Asmontaje	36Ø=	0.4572 5/8"	14	cm

7.00 DISEÑO DE LA ZAPATA**ZAPATA ANTERIOR**

Asmin= 7.51 cm² Usar: 5/8" cada 27 ≈25. cm Cm.

ZAPATA POSTERIOR

Asmin= 7.51 cm² Usar: 5/8" cada 26 ≈25. cm Cm.

VERIFICACION POR CORTANTE

q'd= 6.70 Ton/m
 Vdu= 9.60 Ton
 Vc= 22.04 Ton **BIEN**

REFUERZO TRANSVERSAL

Ast= 9.00 cm² 1/2" cada 8 Cm.

Asmontaje 34.2 1/2" cada 30 Cm.

5.00 DISEÑO DE LA ZAPATA

Ws= 7.665 Ton/m.

Wpp= 1.2 Ton/m.

ZAPATA ANTERIOR

As= 1.13 cm²
 Asmin= 7.51 cm² Usar: 5/8" cada 20 cm

ZAPATA POSTERIOR

As= 7.79 cm²
 Asmin= 7.51 cm² Usar: 5/8" cada 26 cm

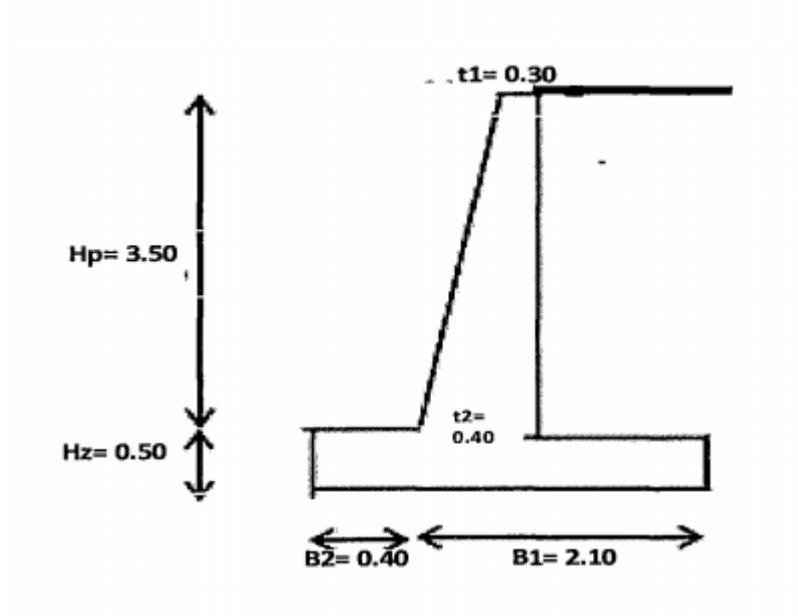
VERIFICACION POR CORTANTE

Vc= 22.04 Ton **BIEN**

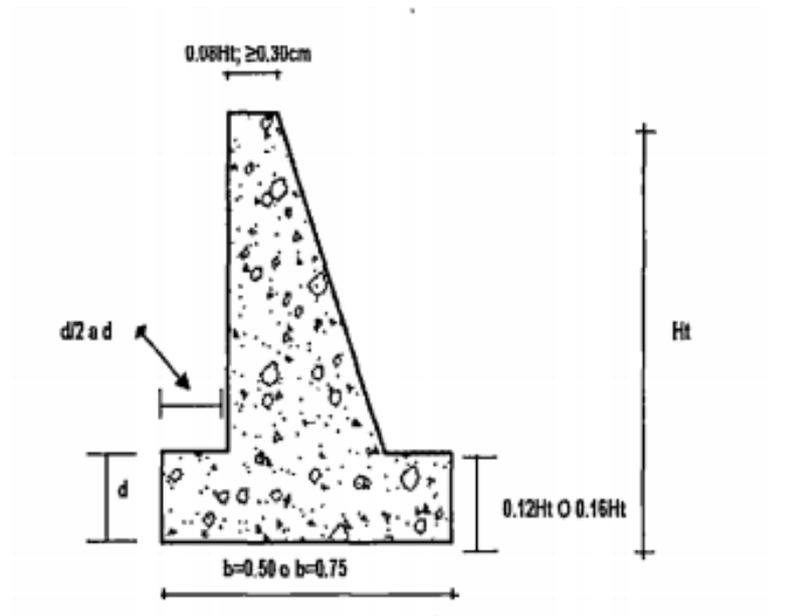
REFUERZO TRANSVERSAL

Ast= 9.00 cm² 3/8" cada 30 Cm.

Asmontaje 34.2 3/8" cada 30 Cm.



RESULTADOS DEL MURO DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD



DATOS:

Altura de pantalla:	Ht =	4.00 m
Sobrecarga	s/c =	0.00 Tn/m ²
Peso específico del terreno	=	2.19 Tn/m ³
Ang. fricción interna del terreno	Øs =	24.20 °
Capacidad portante del terreno	σ ₁ =	14.90 Tn/m ²
Peso específico del concreto	=	2.30 Tn/m ²
Ancho superior de pantalla: " t ₁ "		
Adoptar	t ₁ =	0.30 m
Altura de la zapata: " hz "		
Adoptar	hz =	0.60 m
Dimensión del pie del muro: " p1 "		
Adoptar	p1 =	0.50 m
Dimensión del talón del muro: " p2 "		
Adoptar	p2 =	0.50 m
Abcho de la zapata: " B "		
Adoptar	B =	3.20 m
Ancho inferior de la pantalla: " t ₂ "		
	t ₂ =	2.20 m

Cálculo de presiones laterales

Cálculo de Ka:

$$K_a = 0.419$$

Presión del suelo

$$P_2 = 3.67 \text{ Tn / m}^2$$

Cálculo del Empuje activo:

$$E_a = 7.33 \text{ Tn/m}$$

Ubicación del punto de aplicación del empuje activo: Y

$$Y = 1.33 \text{ m}$$

Verificación de la estabilidad del muro

Factor de seguridad al deslizamiento:

$$FSD = 1.5$$

$$FSD = 1.53 \text{ OK I, Si cumple}$$

Factor de seguridad al volteo

$$FSV = 2.00$$

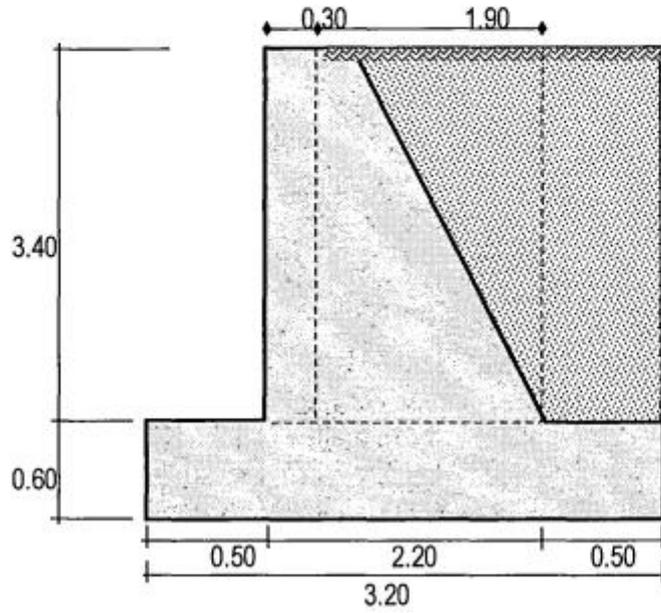
$$FSV = 4.60 \text{ OK I, Si cumple}$$

Excentricidad de la estructura:

$$e = 0.20 \text{ m} < B / 6, \text{ Si cumple}$$

Presiones del terreno

$$\begin{aligned} q_1 &= \frac{W}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) = 10.67 \\ q_2 &= \frac{W}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) = 4.942 \end{aligned} \left. \begin{array}{l} \\ \end{array} \right\} \begin{array}{l} < \sigma t = 14.90 \text{ Tn/m}^2 \\ \text{OK, SI CUMPLE} \end{array}$$



RESULTADOS DEL MURO DE CONTENCIÓN TIPO GAVIÓN

Geometría del Muro de Gaviones Propuesto

Número de cajas a colocar verticalmente =	4.00
Altura de muro de gaviones: H =	4.00 m
Base del muro de gaviones: B =	2.50 m

Angulo de inclinación del muro de gaviones respecto a la

horizontal: $b = 6.0^\circ$

Angulo del paramento interior: $a = 96.0^\circ$

Características de los Materiales

Gaviones:

Peso específico de la piedra de relleno:

$g_p = 2.30 \text{ t/m}^3$

Porosidad: $n = 30\%$

Peso específico de suelo: 2.19 t/m^3

Ángulo de fricción interna: $f = 24.20^\circ$

Cohesión: $c = 0.20$

Altura del relleno: $H_{\text{relleno}} = 4.00 \text{ m}$

Carga máxima admisible: $q_{\text{adm}} = 14.90 \text{ t/m}^2$

Ángulo de fricción interna: $f = 24.20^\circ$

La superficie superior del relleno contenido es horizontal, para lo cual $i = 0$ y sobre el mismo no se ha contemplado sobrecarga alguna.

Cálculo del Empuje Activo

$E_a = 3.91 \text{ t/m}$

Cálculo del Peso de la Estructura

El peso del muro de gaviones se obtiene multiplicando el área de la sección transversal del muro y multiplicandola por el peso específico de los gaviones.

El peso total del muro W será entonces:

$$W = 1.61 \text{ t/m}^2 \times 7.00 \text{ t/m}^2$$

$$W = 11.27 \text{ t/m}$$

Para el cálculo del centro de gravedad trazaremos un sistema de ejes $x'-y'$ que coincida con la base del muro. Luego, trasladamos estas coordenadas a la horizontal utilizando las siguientes expresiones:

$$X_G = \frac{6.75 \text{ m}^2}{7.00 \text{ m}^2} = 0.96 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{3.50 \text{ m}^2}{7.00 \text{ m}^2} = 0.50 \text{ m}$$

Las coordenadas del centro de gravedad de la sección referidas a sistema de ejes horizontal y vertical son:

$$X_G = 0.96 \text{ m}$$

$$Y_G = 0.50 \text{ m}$$

Seguridad contra el deslizamiento

El valor del coeficiente de seguridad contra el deslizamiento es:

$$F_d = \frac{5.35 \text{ t/m}}{2.71 \text{ t/m}} = 1.97$$

Este valor es correcto porque es mayor que el valor mínimo de seguridad igual a 1.50 y no es exagerado.

Seguridad Contra el Volteo

$$FS_v = \frac{M_{\text{Resistente}}}{M_{\text{Volante}}} = \frac{17.21 \text{ lb.m/m}}{4.17 \text{ lb.m/m}}$$

$FS_v = 4.13$

Este valor es aceptable como coeficiente de seguridad al volteamiento.

Presiones en la Fundación

La excentricidad e de N con respecto a la base del muro:

$$e = \frac{1}{2} B - d = \frac{1}{2} (2.50 \text{ m}) - 1.21 \text{ m}$$

$$e = 0.04 \text{ m}$$

$$e > B/6 = 0.42 \text{ m}$$

La excentricidad cae dentro del tercio medio de la base. Las presiones máxima y mínima son calculadas mediante las fórmulas:

$$q_{\text{min}} = 3.88 \text{ lb/m}^2$$

$q_{\text{min}} > 0$, no se produce levantamiento del muro.

Estos valores están correctos puesto que el esfuerzo máximo en la fundación es menor que la capacidad admisible del terreno y el esfuerzo mínimo es mayor que cero.

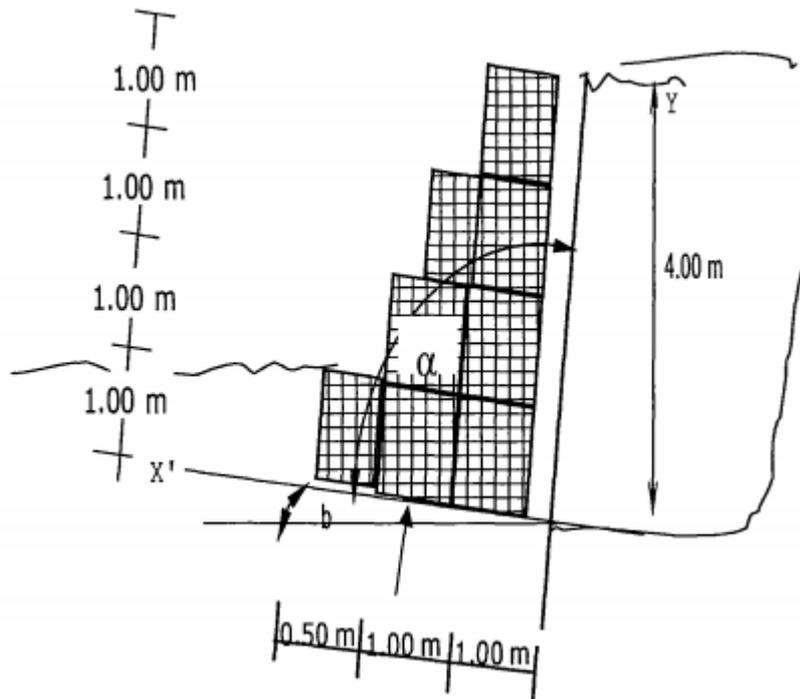
La longitud de docton antisocavante del gavión sera:

$$L_c = 1.5 \cdot S_o$$

Donde:

S_o = altura de socavación según el cálculo de socavación

$$L_c = 1.50 \text{ m} \approx 2.00 \text{ m}$$



b. Determinación de los costos de los muros de concreto ciclópeo, concreto armado y muro de gavión.

Para la determinación de los costos en la construcción de muros de concreto armado, concreto ciclópeo y muros de gavión, se realizaron una serie de presupuestos que varían según el tipo de muro, estos presupuestos están complementados por los análisis de precios unitarios donde se encuentran todos los recursos que lo conforman cada partida.

Tabla 5: Presupuesto de los muros de contención

TABLA COMPARATIVO DE PRESUPUESTO			
MUROS	MURO DE GAVIONES	MUROS DE GRAVEDAD	MURO EN VOLADIZO
COSTO	171,214.96	354,671.80	335,645.33

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 6: Costo de recurso de los muros

TABLA COMPARATIVO DE COSTOS						
RECURSOS	COSTOS					
	MURO DE GAVIONES	%	MURO DE GRAVEDAD	%	MURO EN VOLADIZOS	%
MANO DE OBRA	20,545.80	12.0%	81,574.51	23.0%	67,129.07	20.0%
MATERIAL	136,971.97	80.0%	255,363.70	72.0%	234,951.73	70.0%
EQUIPO	13,697.19	8.0%	17,733.59	5.0%	33,564.53	10.0%
TOTAL	171,214.96	100.0%	354,671.80	100.0%	335,645.33	100.0%

Fuente: Elaboración Propia

De la tabla comparativa de costos se puede observar claramente una diferencia no muy significativa con los recursos de mano de obra y materiales entre los muros de gravedad y voladizo, pero si existe una diferencia entre el muro de gavión, dando una ventaja económica y constructiva. En los recursos de equipo existe una diferencia significativa del muro de gravedad con respecto al muro de gavión y muro en voladizo debido al mayor uso de los equipos debido a la esbeltez del cuerpo del muro de gravedad, todo ello debido a que el

muro es de 4m. Por tanto, el muro de gravedad no es económico para alturas mayores a 3m.

Gráfico 1: Muro de Gavión

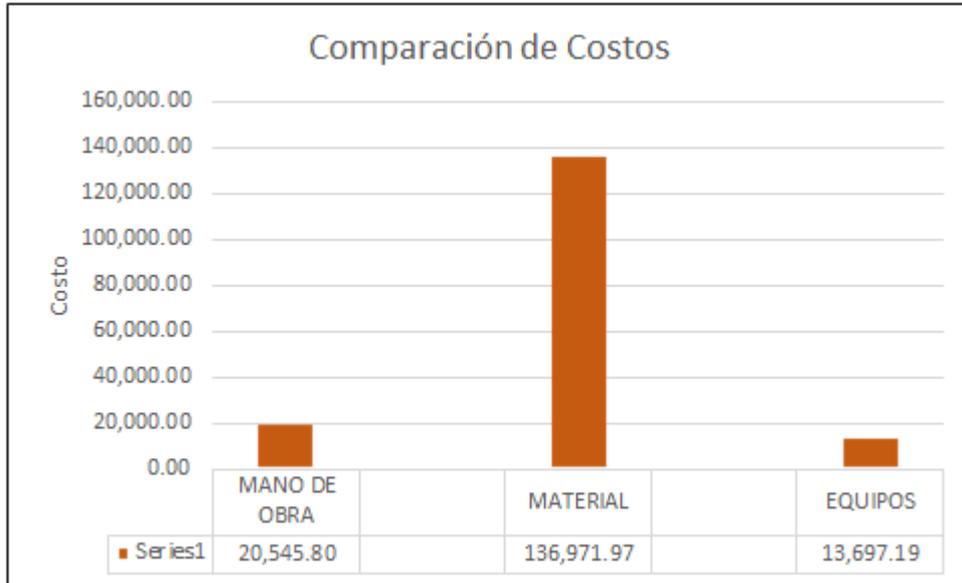


Gráfico 2: Muro de Gravedad

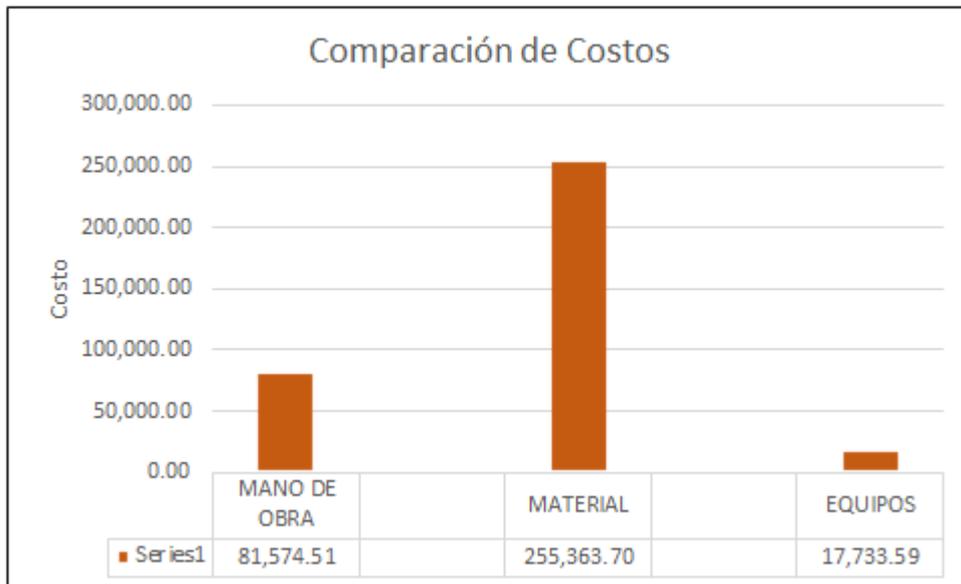


Gráfico 3: Muro de Voladizo

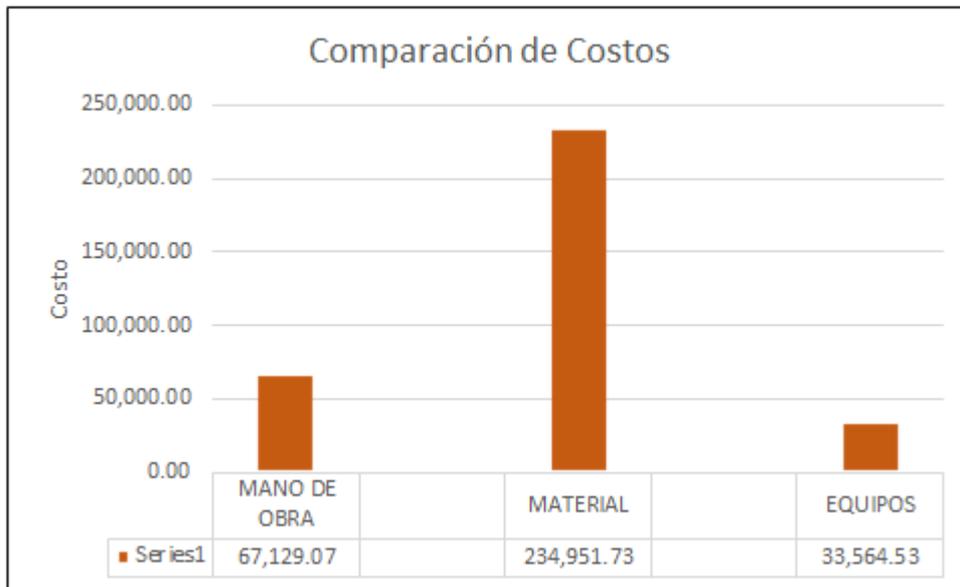


Tabla 7: Comparación de presupuestos

TABLA COMPARATIVA DE PRESUPUESTOS		
COMPONENTES	COSTO	%
MURO DE GAVIONES	171,214.96	19.87%
MURO DE GRAVEDAD	354,671.80	41.17%
MURO EN VOLADIZO	335,645.33	38.96%
TOTAL	861,532.09	100.00%

Fuente: Elaboración Propia

Se observa claramente que existe una diferencia S/ 183,456.84 que representa 51.73% del costo con respecto a los muros de gravedad y S/ 164,430.37 que representa 48.99% con respecto al muro en voladizo. Con ello la ventaja queda claramente definido que el muro de gavión es el más económico en comparación con el muro de gravedad y el muro en voladizo.

Gráfico 4: Comparación de muros S/

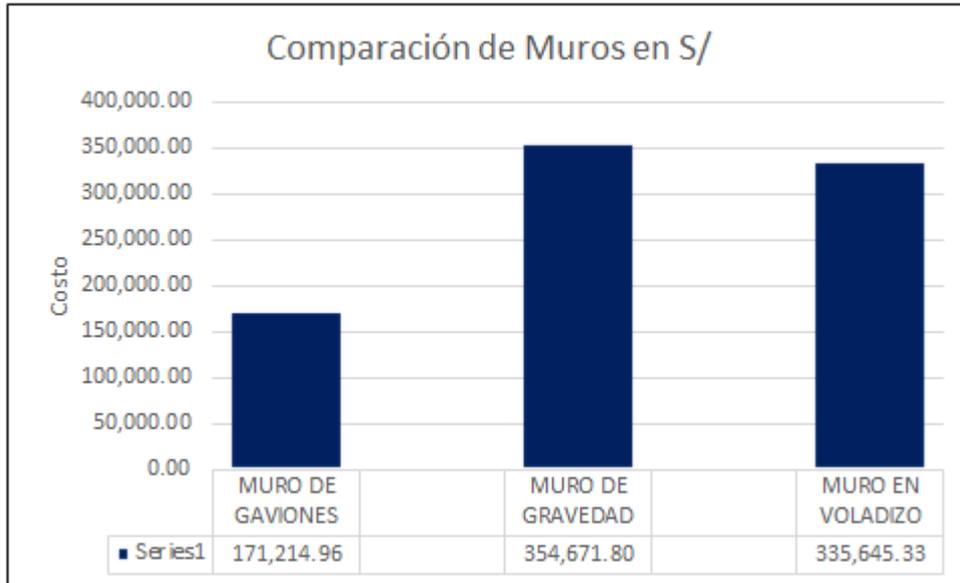
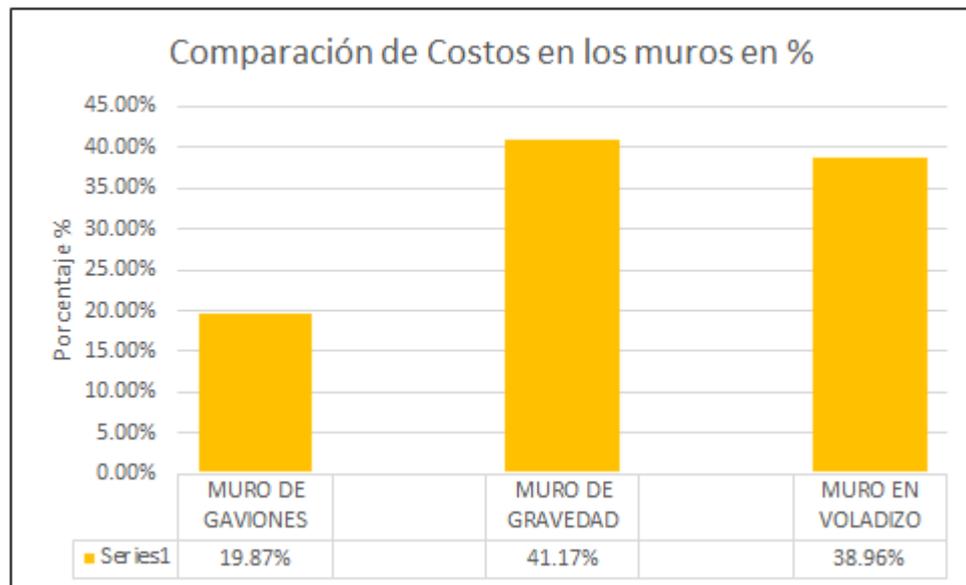


Gráfico 5: Comparación de Costos de los muros en %



CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Discusión

Se realizará la discusión según los objetivos planteados para la presente investigación:

- Según el diseño del muro de gavión se obtuvo resultados que cumplieron con la verificación al volteo, al deslizamiento y la presión del terreno realizada en el cálculo, cuya base es de 2.50m, con una altura de 4m, con una longitud antisocavante de 2m. Los costos con respecto al muro de gravedad y muro en voladizo el promedio es de 20.19%, ello indica que el muro de gavión es más económico con un costo de S/ 171,214.96, debido a que resulta el costo en mano de obra, materiales y equipos es menor.

- Según el diseño del muro gravedad se obtienen resultados que cumplen con el predimensionamiento, la verificación al volteo, verificación al deslizamiento y la presión del terreno realizado, cuya base es de 3.20m, cuya altura de zapata es de 0.60m y altura total del muro 4m. con un costo directo de S/ 354,671.80, realizando una comparación con respecto al muro en voladizo se nota que no hay mucha diferencia, simplemente porque el muro de gravedad a mayor altura las dimensiones del muro crecen convirtiéndose en es más esbelto, por tanto el material utilizado es mayor, lo que ocasiona mayor costo.

- según el diseño del muro en voladizo se obtienen resultados que cumplen con el predimensionamiento realizado, cuya base es de 2.50m, con una altura de zapata de 0.50m y con altura de 4m. las cuales se calcularon con las fórmulas de Rankine y Coulomb, con respecto a los costos de los recursos en el muro en voladizo resulta S/ 67,129.07 con una diferencia de S/ 14,445.44 con respecto al muro de gravedad y en S/ 46,583.27 con respecto al muro de gavión, la diferencia se debe a que en el muro en voladizo es más trabajoso por tratarse de concreto armado. La diferencia con respecto al muro de gravedad, es la habilitación y colocado del acero; los muros de concreto armado se deben de emplear para alturas menores a 6m de lo contrario resulta antieconómico, con respecto al material existe una diferencia no muy significativa con respecto al

muro de gravedad siendo la diferencia S/ 20,411.97 todo ello debido a que el muro de gravedad es más esbelto con una base de 3.20 m, ello indica que el muro de gravedad no resulta económico para alturas mayores a 3m. y en los equipos se puede ver que en los muros en gravedad existe mayor diferencia con respecto al muro en voladizo en S/ 15,830.94 debido a más uso de horas máquinas de la mezcladora y el vibrador en el vaciado del concreto.

- Se observa claramente en la Tabla 7, la diferencia de costos que existe en los tres tipos de muros de contención, dando ventaja al muro en gavión con un costo menor de S/ 171,214.96 por tanto la propuesta sería con el muro de gavión por la diferencia que existe en S/ 183,456.84 que representa 48.27% del costo con respecto a los muros de gravedad y S/ 164,430.37 que representa 51.01% con respecto al muro en voladizo, ello define claramente la ventaja del muro de gavión por ser el más económico en comparación con el muro de gravedad y el muro en voladizo

5.2 Conclusiones

- ✓ Los resultados de los cálculos de los muros de gavión, cumplen con los parámetros establecidos en el reglamento nacional de edificaciones y con ello se garantiza la seguridad y funcionabilidad del muro, y el costo obtenido con el programa s10 v 2005 resulta S/ 171,214.96.
- ✓ Los resultados de los cálculos de los muros de gravedad, cumplen con los parámetros establecidos en el reglamento nacional de edificaciones y con ello se garantiza la seguridad y funcionabilidad del muro, y el costo obtenido con el programa s10 v 2005 resulta S/ 354,671.80.
- ✓ Los resultados de los cálculos de los muros en voladizo, cumplen con los parámetros establecidos en el reglamento nacional de edificaciones y con ello se garantiza la seguridad y funcionabilidad del muro, y el costo obtenido con el programa s10 v 2005 resulta S/ 335,645.33.
- ✓ De acuerdo a los resultados se concluye que los muros propuestos son seguros y funcionan perfectamente, pero en cuanto al costo el muro de gavión es el más económico, por lo cual la propuesta técnica de rehabilitación del tramo crítico comprendido entre km 31+000 al km 31+025 de la carretera SM 102 Cuñumbuque – San José de Sisa – provincia de El Dorado.

Por lo tanto, se estaría optando su ejecución del Muro Gavión.

5.3 Recomendaciones

- ✓ Se recomienda el muro de gavión debido a su menor costo y por la facilidad de construcción, también es importante tener en cuenta cuando se construye un muro de gavión seleccionar cuidadosamente las rocas o piedras que vayan a ser utilizadas en dicho muro, cumpliendo con las especificaciones técnicas.
- ✓ Para la elaboración de un proyecto de construcción el cual requiera la elaboración de muros de contención es recomendable hacer un estudio de la ubicación de donde se requiera realizar el proyecto para que así se pueda determinar el costo de los materiales y también del tiempo que pueda demorar el suministro de los mismos.
- ✓ El muro al momento de construirse se debe de realizar en base a esta investigación, para garantizar las especificaciones técnicas. Se sugiere a las autoridades universitarias incentivar a los estudiantes a realizar investigaciones similares, para contribuir en la solución de problemas de ingeniería en beneficio de las poblaciones de nuestra región y de nuestro país.

CAPÍTULO VI: BIBLIOGRAFÍA

1. LUCERO F. (2012) "Análisis Y Diseño de Muros de Contención"., Quito Ecuador.
2. MACCAFERRI gaviones (1995) "Sistema Galmac" Maccaferri gaviones de Argentina S.A.
3. MAZA José A. (1967) 'Erosión del cauce de un río>>.
4. ORTEGA L., Castellanos O. (1981) «Obras Hidráulicas para fijar el curso de un río». Proyecto de grado UIS.
5. A. BIANCHINI ingenieros S.A. (1959)» Defensas fluviales con gaviones metálicos».
6. CRESPO Villalaz, Carlos. Mecánica de Suelos y Cimentaciones. 4a. Edit. México: Editorial Limusa, 1996.
7. "GAVIONES Prodac". folleto Prodac, Perú.
8. Sampieri R; Carlos F; Pilar B; "Metodología de la Investigación" Me Graw Hill, México 1997.
9. GONZALES, A. (2011) "Como aprender y enseñar Investigación Científica" 1 RA EDICION, Huancavelica – Perú.
10. TORRES Belandria, Rafael A; "Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado" Mérida -Venezuela.
11. HARSEM Teodoro "Diseño de estructuras de concreto armado" Pontificia Universidad Católica del Perú. 3RA EDICION.
12. MORALES M. Roberto "Concreto armado" Instituto de la Construcción y Gerencia" 1 RA EDICION, Lima - Perú.
13. BRAJA M. DAS, "Fundamentos de Ingeniería Geotecnia".
14. VILLON V. Máximo" Hidrología" 2DA EDICION.
15. CRESPO V. Carlos "Mecánica de Suelos y Cimentaciones" 5TA EDICION, México: Limusa 2004.

16. ANDRADE GARCIA, PATRICIA, [et al.], “Análisis del deslizamiento en la carretera Tijuana-Ensenada (km 93 +50) a partir modelos de relieve de alta resolución espacial” (Tesis posgrado), Centro de investigación Científica y de Educación Superior de Ensenada, Baja California, Ensenada, Baja California, 2016.
17. CADENA CARLOS EDUARDO, [et al.], “Estudio de la rehabilitación y ampliación de la vía Las Gilces – La Sequita ubicada en la Provincia de Manabí”, (Tesis Pregrado), Universidad de Guayaquil, Guayaquil, 2015.
18. BARRETO, JEANCARLO, [et al.], “Propuesta de mejoramiento y rehabilitación del tramo km 1 + 200 – 4 + 500 de la carretera Tarica - Marcara – 2018”, (Tesis pregrado), Universidad Cesar Vallejo, Huaraz 2018.
19. Bach. YARANGO, EDUARDO MANUEL, [et al.], “Rehabilitación de la carretera de acceso a la sociedad minera cerro verde (s.m.c.v) desde la prog. km 0+000 hasta el km 1+900, en el distrito de Uchumayo, Arequipa, Arequipa. Empleando el sistema bitufor para reducir la reflexión de grietas y prolongar la vida útil del pavimento”, (Tesis pregrado), Universidad Ricardo Palma, lima 2014.
20. BACH. MONTALVO GARCÍA KETHLEEN BELISSA “Modelo de gestión de conservación vial, para reducir costos de mantenimiento vial y operación vehicular en la carretera departamental ruta SM – 104, tramo: Lamas - Emp. PE-5N (puente Bolivia); Km 00+000 al Km 14+180, departamento San Martín, provincia Lamas, distrito Lamas Shanao”, (Tesis Pregrado), Universidad Nacional de San Martín, Tarapoto, 2018.
21. Bach. DEL AGUILA, IVAN MOISES, Bach. MACEDO, JOHANN ALESSANDRO, “Estudio definitivo del mejoramiento del camino vecinal Achual Limón- 4 de octubre- La Unión, provincia de Alto

Amazonas- Loreto- I Etapa”, (Tesis Pregrado) Universidad Nacional de San Martín, Tarapoto, 2018.

CAPÍTULO VII: ANEXOS

- ❖ **Anexo 01: Matriz de Consistencia**

PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPOTESIS	VARIABLES	METODOLOGÍA
<p>PROBLEMA GENERAL</p> <p>¿Cuál será la propuesta técnica para la protección del tramo crítico de la carretera SM -102 Cuñumbuque - ¿San José de Sisa del Km 31+000 al Km 31+025, provincia de El Dorado?</p> <p>PROBLEMAS ESPECÍFICOS</p> <p>¿Cómo evaluamos el tramo crítico de la carretera SM -102 Cuñumbuque - San José de Sisa del km 31+000 al km 31+025, provincia de El Dorado?</p> <p>¿Cómo determinamos una propuesta técnica de solución para la carretera SM-102 Cuñumbuque - San José de Sisa del km 31+000 al km 31+025, provincia de El Dorado?</p>	<p>OBJETIVO GENERAL</p> <p>Formular la propuesta técnica para el punto crítico de la carretera SM 102 Cuñumbuque - San José de Sisa en el KM 31+000 a KM 31+025, provincia de El Dorado.</p> <p>OBJETIVOS ESPECÍFICOS</p> <p>Diseñar un muro de contención en gaviones para conservar la estabilidad de la plataforma de la carretera SM 102 Cuñumbuque - San José de Sisa en el KM 31+000 a KM 31+025, provincia de El Dorado.</p> <p>Diseñar un muro de contención de gravedad para conservar la estabilidad de la plataforma de la carretera SM 102 Cuñumbuque - San José de Sisa en el KM 31+000 a KM</p>	<p>HIPOTESIS GENERAL</p> <p>Con la propuesta técnica, es posible seguir conservando la plataforma del tramo crítico comprendido entre Km 31+000 a Km 31+025 de la carretera SM 102 Cuñumbuque - San José de Sisa, afectado por el deslizamiento de talud, sin presentar riesgo.</p>	<p>Variable Independiente:</p> <p>Propuesta técnica</p> <p>Variable Dependiente:</p> <p>Rehabilitación del tramo crítico.</p>	<p>TIPO DE INVESTIGACION</p> <p>Investigación Aplicativa</p> <p>DISEÑO DE INVESTIGACION</p> <p>Descriptivo Simple</p> <p>POBLACIÓN Y MUESTRA</p> <p>Población: La población lo conforman todos los puntos críticos existen en la carretera SM-102 Cuñumbuque – San José de Sisa.</p> <p>Muestra: Se ha tomado como muestra las muestras de suelo y las mediciones del tramo crítico en la progresiva km 31+000 – km 31+025 carretera SM 102 Cuñumbuque – San José de Sisa, donde se realiza el presente estudio.</p>

	<p>31+025, provincia de El Dorado.</p> <p>Diseñar un muro de contención en Voladizo para conservar la estabilidad de la plataforma de la carretera SM 102 Cuñumbuque - San José de Sisa en el KM 31+000 a KM 31+025, provincia de El Dorado.</p> <p>Evaluar la alternativa de diseño y costo para la protección técnica de la carretera SM 102 Cuñumbuque - San José de Sisa en el KM 31+000 a KM 31+025, provincia de El Dorado.</p>			
--	---	--	--	--