

UNIVERSIDAD DE HOLGUÍN
Sede “Oscar Lucero Moya”
FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCIONES

TRABAJO DE DIPLOMA

**PROPUESTA DE SOLUCIÓN PARA LA RECONSTRUCCIÓN DEL
MURO DE CONTENCIÓN EN LA BATERÍA FERNANDO VII EN
GIBARA.**

YANISLEY MARTÍNEZ HIDALGO

HOLGUÍN
2016

UNIVERSIDAD DE HOLGUÍN

Sede “Oscar Lucero Moya”

FACULTAD DE CONSTRUCCIONES

DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCIONES

TRABAJO DE DIPLOMA

**PROPUESTA DE SOLUCIÓN PARA LA RECONSTRUCCIÓN DEL
MURO DE CONTENCIÓN EN LA BATERÍA FERNANDO VII EN
GIBARA.**

Autor: YANISLEY MARTÍNEZ HIDALGO

Tutor: P.A. Ing. Ramón Romero Parra

HOLGUÍN

2016



Pensamiento:

“Debe evitarse hablar a los jóvenes de éxito como si se tratase del principal objetivo en la vida. La razón más importante para trabajar en la escuela y en la vida es el placer de trabajar, el placer de su resultado y el valor del conocimiento.

Albert Einstein



Dedicatoria:

A mi mami por tanto amor, por creer en mí y convertirme en lo que soy hoy.

A mi papá por siempre confiar en mí y darme todo su apoyo.

A mi hermana, mi princesa hermosa por ser la luz de mi vida.

Ustedes son la razón de mi existir y mi mayor orgullo, gracias por estar siempre conmigo.

Agradecimientos:

- Agradezco primero a dios y a mi virgen amada, que son la fuente de mi fe.
- A mis padres y hermana, sin los cuales nada de esto sería posible, porque me han enseñado el valor de la familia y el amor.
- A Diany, por ser mi hermana adorada, por comprenderme siempre y estar a mi lado, porque me enseñaste lo mucho que significa la amistad.
- A toda mi familia, y en especial a mis abuelos.
- A mis amigas queridas Anna y Male, porque me hace muy feliz haberlas conocido y pasar con ustedes esos momentos maravillosos, gracias porque han estado a mi lado en estos días intensos.
- A Naty y Annita, que nos conocimos el primer día al llegar a esta universidad, cuando pensé que amigas como ellas ya no existían, gracias por estar conmigo todos estos años, compartiendo alegrías y tristezas.
- A Carlos, creo que no tengo palabras para describirte lo mucho que significas para mí y lo complacida q me siento de todo tu apoyo en estos años universitarios, por la amistad que hemos forjado.
- A Yane, por ser maravillosa y tan buena amiga.
- A Jorge y Beni, por su compañerismo y confianza.
- A Libo, porque has estado conmigo desde que iniciamos esta amistad.
- A mi tutor por su confianza y entrega a este proyecto, por aceptarme, y guiarme.
- A Manuel, por su ayuda incondicional en la realización de este trabajo, por servirme de consulta cuando te he necesitado, sin poner reparos, de todo corazón muchas gracias.
- A mis profesores, por el tiempo que han empleado en mí.
- A mis compañeros de clase, por la experiencia maravillosa que ha sido estar en esta universidad.
- A todas las personas que de una forma u otra han contribuido en mi formación como persona y estudiante.

Resumen

Transformar el terreno es una necesidad que ha tenido desde siempre el hombre, lo que ha impulsado la búsqueda de alternativas que le permitan moldearlo en función a sus exigencias. En relación a esto surgen las estructuras de contención, en diferentes variantes. La presente investigación está destinada a ofrecer una solución de muro de contención para el muro de protección sur, en el Centro Histórico Cultural Batería Fernando VII, en la ciudad de Gibara de la provincia Holguín. Por presentar visibles daños en su estructura y estar inclinado hacia el mar, perdiendo estabilidad con el paso del tiempo. Se realizó un análisis de las causas, que propiciaron esta condición actual del muro y se determinó como solución implementar la modalidad de muro anclado. Esta nueva tecnología se presenta en función de aportar la estabilidad y protección que se requiere en el lugar de estudio, usando anclajes para absorber los momentos flectores que propician los empujes del relleno. Para esto se determinó un procedimiento que verifica los requisitos de estabilidad externa e interna de los elementos del muro, el mismo aportó resultados positivos en cuanto a la seguridad en este tipo de muros. Para demostrar la pertinencia de este procedimiento y analizar el comportamiento del muro ante efectos de sobrecargas, haciendo uso del software SAP2000, se desarrolló un modelo representativo del muro anclado, pudiéndose observar de manera gráfica la resistencia y conveniencia del uso de los anclajes insertados en el relleno.

Summary

To transform the land is a necessity that has had the man always, what has impelled the search of alternatives that it allow him to model it in function to their demands. In relation to this the contention structures arise, in different variants. The present investigation is dedicated to offer a solution of contention wall for the wall of south protection in the Center Historical Cultural Battery Fernando VII, in the city of Gibara in the province of Holguín. To present visible damages in their structure and to be inclined toward the sea, losing stability with the step of the time. It was carried out an analysis of the causes that propitiated this current condition of the wall and it was determined as solution to implement the modality of anchored wall. This new technology is presented in function of contributing the stability and protection that it is required in the study place, using anchorages to absorb the flexion moments that propitiate the pushes of the filler. For this a procedure was determined that verifies the requirements of external and internal stability of the elements of the wall, the same one contributed positive results as for the security in this type of walls. To demonstrate the relevancy of this procedure and to analyze the behavior of the wall, for effects of overloaded, making use of the software SAP2000, a representative model of the anchored wall was developed, being able to observe in a graphic way the resistance and convenience of the use of the anchorages inserted in the filler.

INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO 1. REFERENTES TEÓRICOS-METODOLÓGICOS DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN CON ANCLAJES.	6
Introducción al capítulo.	6
1.1 Caracterización de los muros de contención.	6
1.1.1 Antecedentes históricos de los muros de contención.	6
1.1.2 Tipos de muros de contención.	8
1.2 Fundamentación de los muros de contención con anclajes.	12
1.2.1 Teorías de la presión lateral de tierra. Criterio de Rankine.	12
1.2.2 Presión lateral de tierra por sobrecarga	16
1.2.3 Generalización de los muros de contención con anclajes.	17
1.2.4 Elementos constitutivos de los muros de contención anclados.	19
1.2.5 Mecanismo de rotura de los muros anclados	23
1.2.6 Revisiones de la estabilidad.	26
1.3 Determinación de las causas que inciden en la necesidad de reconstruir el muro de contención en la Batería Fernando VII.	27
1.3.1 Breve reseña histórica sobre los orígenes de la Batería Fernando VII.	27
1.3.2 Características físico- geográficas generales del área de estudio.	28
1.3.3 Análisis de las causas que determinaron el deterioro del muro de contención en la Batería Fernando VII.	31
Conclusiones del capítulo	34
CAPÍTULO 2. PROPUESTA DE SOLUCIÓN PARA LA RECONSTRUCCIÓN DEL MURO DE CONTENCIÓN EN LA BATERÍA FERNANDO VII EN GIBARA.	35

Introducción al capítulo	35
2.1 Análisis preliminar de la propuesta de solución.....	35
2.2 Bases o argumentos para la propuesta de solución, muro anclado.	37
2.3 Procedimiento para el cálculo del muro de contención con anclajes.....	38
2.4 Análisis del procedimiento empleado para el cálculo del muro de contención anclado, en el programa SAP2000.	47
2.5 Proceso constructivo de los muros de contención con anclajes.....	51
2.6 Consideraciones generales para el uso de los muros anclados.....	52
Conclusiones del capítulo	54
CONCLUSIONES GENERALES.	54
RECOMENDACIONES.....	56
BIBLIOGRAFÍA.....	57
ANEXOS.....	1

GLOSARIO DE TÉRMINOS Y DEFINICIONES

TÉRMINOS

γ_f	Peso específico en estado natural.
γ_d	Peso específico seco.
φ	Ángulo de fricción interna.
E_o	Módulo de deformación general.
W	Humedad del suelo
S	Saturación del suelo
k_a	Coeficiente de empuje activo
σ_h	Tensión efectiva horizontal
σ_v	Tensión efectiva vertical
E_a	Empuje activo del suelo
Φ	Diámetro de barra de acero
q_k	Sobrecarga desde la superficie del terreno hasta el nivel de desplante.
Q_{bt}	Carga bruta de trabajo resistente a la estabilidad de la base de la cimentación.

DEFINICIONES

Anclajes al terreno: dispositivo capaz de transmitir una carga de tracción, aplicada en la superficie de un terreno, a una zona interior del mismo.

Base de Cimentación: Zona del suelo donde se encuentra apoyada la cimentación, en la cual se desarrolla tanto superficial como en profundidad, el bulbo de presiones y la superficie de falla de la cimentación, debido a las sollicitaciones actuantes a nivel de solera.

Capacidad de Carga: Capacidad del suelo de la base de soportar la acción de las cargas sin que se produzcan fallas generales por resistencia a cortante dentro de la masa de suelo.

Cimentación: Elemento o conexión estructural responsable de transmitir las solicitaciones originadas en la superestructura al suelo, y cuyo diseño depende tanto de las características de la estructura como del suelo de la Base.

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.

Fallo muy Grave: Estas son aquellas obras que su fallo tiene la probabilidad de ocasionar muchas pérdidas de vidas humanas, económicas y ecológicas tales como: Centrales termoeléctricas, Siderúrgicas, silos de más 30 metros de altura, Industrias, Almacenes o Instalaciones de gran importancia económica, Edificios de viviendas y sociales de más de 12 plantas, teatros, stadiums, terminales de transporte de pasajeros, puentes de ferrocarril y autopistas, etc.

Fallo Grave: Estas son aquellas que su fallo tiene la probabilidad de ocasionar pocas pérdidas de vidas humanas, económicas y ecológicas, tales como: Edificios de viviendas de 6 a 10 plantas, y sociales entre 4 y 10 plantas y silos entre 15 y 30 metros, Industrias, Almacenes e Instalaciones de importancia económica media, Obras de Fábricas, etc.

Fallo Leve: Estas son obras que su fallo tiene escasa probabilidad de producir pérdidas de vidas humanas y las pérdidas económicas y ecológicas son leves, tales como edificios de viviendas de 5 plantas o menos. Naves Agropecuarias, Obras temporales, Silos de menos de 15 metros de altura, edificios sociales de menos de 4 plantas, industrias, almacenes e instalaciones no contemplados en los fallos anteriores, etc.

Patrimonio: conjunto de los bienes y derechos pertenecientes a una persona, física o jurídica. Históricamente la idea de patrimonio estaba ligada a la de herencia. Etimológicamente la palabra patrimonio viene del latín patri (padre) y onium (recibido), que significa «lo recibido por línea paterna».

Profundidad de Cimentación: Profundidad a la que se desplanta el cimiento, la cual garantizará la estabilidad de la cimentación a un posible vuelco, deslizamiento y otras posibles afectaciones de diseño; así como el mejor aprovechamiento de la resistencia a cortante del suelo, procurando obtener un adecuado equilibrio entre estos criterios y la economía de construcción.

INTRODUCCIÓN

Desde los inicios de la humanidad el hombre para su expansión y desarrollo constructivo ha buscado soluciones que le permitan controlar los empujes del suelo. Los muros de contención han hecho historia en este sentido, desde los usados sillares en la antigüedad hasta las innovadoras tecnologías actuales.

Es importante comprender que “los muros de contención tienen como finalidad resistir las presiones laterales o empujes producidos por el material retenidos detrás de ellos”¹.

Gracias a las amplias finalidades que ofrecen pueden ser utilizados, para la estabilización de taludes naturales lo más próximo a la vertical, formación de terraplenes en carreteras y estribos para obras de fábrica. Generalmente los materiales de mayor preferencia son la mampostería, hormigón ciclópeo y hormigón armado.

La conveniencia de su utilización analiza criterios fundamentales, siendo estos: las condiciones originales del terreno, la ubicación del mismo, costo, esfuerzo y tiempo.

Como toda construcción también se ven afectados por causas que impiden el funcionamiento del muro tal como fue concebido, y esto trae consecuencias de gran riesgo para las obras que sostienen. Es por tanto de gran importancia programar el adecuado mantenimiento para estas estructuras antes de que el tiempo deje su huella sobre ellas.

El rescate de obras que ostentan la categoría de patrimonio arquitectónico debe ser una prioridad para la sociedad ya que son la raíz de nuestra esencia y evolución cultural. En el caso de la construcción objeto de estudio para esta investigación la Batería Fernando VII, es cumbre iniciadora del actual municipio de Gibara. Su construcción se remonta al siglo XVII con el fin de resguardar el Puerto de Gibara de los ataques de corsarios y piratas, muy frecuentes por esa época. A lo largo de estos dos siglos ha necesitado varias restauraciones.

¹ Torres Blandria, Rafael A. Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado. Universidad de los Andes, Facultad de Ingeniería, Mérida – Venezuela, 2008. P-5.

Actualmente la Batería presenta un estado de deterioro notable, el muro de contención que servía de sostén en la ubicación que enfrenta el mar manifiesta los daños que el empuje de la tierra, los esfuerzos que la propia obra generan sobre él y la agresión del mar han provocado. Pudiera decirse que esta situación está dada por la falta de mantenimiento, además de presentar una solución de muro de contención que no aporta la adecuada resistencia ante las exigencias del lugar.

Para la reconstrucción del mencionado muro se propone la solución de muro anclado, como una variante que concordaría con las necesidades constructivas para estabilizar los deslizamientos de tierra en la Batería Fernando VII.

Los muros de contención anclados se adaptan a estas expectativas proponiendo un diseño racional de pequeño espesor, conectado al terreno mediante anclajes que tienen la función de absorber las tensiones de las masas del suelo y esfuerzos de tracción, con suficiente fricción y adherencia entre suelo y tensor.

De las situaciones antes expuestas emerge la contradicción entre el no análisis de las causas que conllevaron al deterioro del muro de contención en la Batería Fernando VII y la necesidad de buscar una solución para su reconstrucción y dar paso a la restauración de tan importante centro cultural de la ciudad de Gibara.

De este análisis se formula el problema de la investigación que sería: ¿Cómo proponer la solución de muro de contención con anclajes para la reconstrucción del muro de contención en la Batería Fernando VII en Gibara?

Objeto de la investigación: Batería Fernando VII.

Campo de acción: Muros de contención con anclajes.

Objetivo general: Proponer la solución de muro con anclajes para la reconstrucción del muro de contención en la Batería Fernando VII en Gibara.

Para dar lógica y sistematicidad al cumplimiento del objetivo general se determinan los siguientes objetivos específicos:

- Analizar los antecedentes históricos de los muros de contención.
- Caracterizar teórica y metodológicamente el diseño de muros de contención anclados.

- Determinar las causas que inciden en la necesidad de reconstrucción del muro de contención en la Batería Fernando VII.
- Proponer la solución de muro con anclajes para la reconstrucción de muro de contención en la Batería Fernando VII.

Hipótesis: Si se tiene en cuenta las causas que determinaron el deterioro constructivo del muro de contención en la Batería Fernando VII se podrá reconstruir a partir de una propuesta que use anclajes.

Preguntas científicas:

- ¿Cuáles son los antecedentes históricos de los muros de contención con anclajes?
- ¿Qué fundamentos teóricos-metodológicos existen acerca de los muros de contención con anclajes?
- ¿Qué causas provocaron la necesidad de reconstruir la estructura de contención que tenía lugar en la Batería Fernando VII?
- ¿Cómo proponer la reconstrucción del muro de contención con anclajes, para la Batería Fernando VII?

Tareas:

- Análisis de los antecedentes históricos de los muros de contención con anclajes.
- Caracterización teórica y metodológica de los muros de contención anclados.
- Determinación de las causas que dieron origen a la necesidad de reconstrucción del muro de contención en la batería Fernando VII.
- Propuesta para la reconstrucción del muro de contención, con solución de anclajes en la Batería Fernando VII en Gibara.

Para la determinación de los objetivos de la presente investigación, la formulación de la hipótesis y dar cumplimiento a las tareas orientadas fue necesario la utilización de los siguientes métodos:

Métodos teóricos:

Análisis – Síntesis: Permitió determinar los antecedentes históricos de las estructuras de contención, y caracterizar los fundamentos teóricos y metodológicos del diseño de muros de contención anclados.

Histórico – Lógico: Este método sirvió para determinar los antecedentes históricos del diseño de muros de contención con anclaje.

Hipotético – Deductivo: Se utilizó para la determinación de las variables de la hipótesis y la lógica de la investigación.

Métodos empíricos:

Observación científica: Permitió la recogida de datos en el lugar de la reconstrucción, así como analizar causas y fenómenos que incidieron en la necesidad de reconstrucción de muro de contención.

Entrevistas: Facilitaron la distinción de las causas que dieron origen al deterioro de la estructura de contención que tenía lugar en la Batería Fernando VII, según los conocimientos de los habitantes de la zona.

Análisis documental: El análisis de bibliografía especializada permitió caracterizar teórico y metodológicamente el diseño de los muros de contención con anclajes así como elaborar el diseño de la reconstrucción.

Métodos estadísticos matemáticos:

Estadístico inferencial: Posibilitó la interpretación de los resultados obtenidos en el proceso de constatación de la hipótesis.

El trabajo de diploma aporta la solución de un muro de contención con anclajes como propuesta de reconstrucción para la estructura de contención en la Batería Fernando VII en Gibara.

La novedad científica de la investigación consiste en la aplicación de una modalidad de muro que mediante sus anclajes aporta la resistencia y durabilidad de la estructura de contención de tierras así como la disminución del tiempo y materiales para su construcción y la implementación del software informático “Sap 2000” en su modelación para la comprobación de su pertinencia.

Actualidad de la investigación: La investigación está contenida dentro de una de las líneas de investigación del departamento de construcciones de la “Universidad

de Holguín”: Resiliencia físico-espacial de elementos estructurales e hidrotécnicos, recursos naturales y urbanos. Además hace énfasis en el rescate de obras construidas en siglos pasados que forman parte de la cultura de nuestro país, en este caso la Batería Fernando VII que se encuentra ubicada en el municipio de Gibara.

Estructura del informe:

El informe de la investigación se estructura en dos capítulos. En el primero se determinan los fundamentos teóricos – metodológicos que caracterizan a los muros de contención con anclajes y se analizan las causas que dan origen a la investigación. En el segundo capítulo se muestra la propuesta de solución de la reconstrucción de muro de contención en la Batería Fernando VII en Gibara. Finalmente, se exponen las conclusiones y recomendaciones, la bibliografía consultada, así como los anexos que integran e ilustran la memoria del trabajo.

CAPÍTULO 1. REFERENTES TEÓRICOS-METODOLÓGICOS DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN CON ANCLAJES.

Introducción al capítulo.

En el presente capítulo se dará cumplimiento a los siguientes objetivos trazados para dar lógica y sistematización a la investigación: analizar los antecedentes históricos de los muros de contención, caracterizar teórica y metodológicamente el diseño de muros de contención anclados y determinar las causas que inciden en la necesidad de reconstrucción del muro de contención en la Bateria Fernando VII.

1.1 Caracterización de los muros de contención.

1.1.1 Antecedentes históricos de los muros de contención.

Desde tiempos remotos el hombre se ha auxiliado de estructuras de contención para lograr sostener la tierra lo más próximo a la vertical posible, aunque no existían teorías sobre el cálculo de estas o de empujes de tierra. Las primeras construcciones de las que se tiene conocimiento en la que se ha empleado este concepto, corresponden a los monumentos megalíticos, con estructuras que datan del año 4000 A.C. Los arquitectos de la antigüedad fabricaban los muros de contención utilizando numerosos sillares lo que acarreaban múltiples dificultades para el transporte de las grandes piedras a considerables distancias, para luego lograr su estabilidad por el peso de las mismas o su posición.

Son los egipcios los que más uso le dan al incluirlos en los sótanos de las pirámides lo que además de sostener una estructura sobre ellas, tenían que soportar el empuje de la tierra a su alrededor, además eran usados para contener las crecidas del Nilo. Ejemplo digno de destacar son los muros de contención de las terrazas que soportaban el templo Demeter en Pergamon, considerada una de las mejores estructuras de contención del mundo antiguo. Los romanos los usaron en las construcciones de acueductos y desoves de los cauces.

El desarrollo de las civilizaciones trajo consigo el crecimiento de las ciudades, muchas de las cuales fueron fortificadas con muros de grandes alturas con propósitos de defensa. Esto dio como resultado, la aparición de un tratado de fortificaciones de la Escuela de Alejandría y el primer libro importante de

estructuras de contención. Es así como en la Edad Media y durante el Renacimiento, se desarrollaron muchos otros tratados para fortificaciones, las cuales eran construidas principalmente de mampostería. Marshal de Vauban en 1684 publica un tratado donde pone de manifiesto que el espesor de la base en los muros debía estar en función a la altura (Gonzalo Andrés J.M, 2008).

La aparición del hormigón a inicios del siglo XIX y su empleo en estas estructuras a partir del siglo XX, ha permitido construir muros con mayores prestaciones estructurales y geométricas, como así también estéticas.²

El hormigón que inicialmente fue empleado en masa y los materiales de uso tradicional han permitido el diseño de estructuras que cumplen su función de estabilidad por su propio peso a efectos de la gravedad. Pero estos tipos de muros presentan como limitación la altura que deben alcanzar en casos determinados. Esta problemática se ha resuelto con el empleo del hormigón armado, que no solo permite obtener mayores alturas sino que además permite absorber los esfuerzos de compresión y flexión que provoca el empuje lateral.

El avance alcanzado en el desarrollo de estas estructuras a lo largo de todo el siglo XX, ha incorporado nuevos materiales para su diseño, la definición de nuevos métodos constructivos y la creación de nuevos elementos estructurales, a partir de los materiales de uso tradicional.

Es así como gran parte de las actuales aplicaciones en ingeniería están orientadas al refuerzo de suelos (con inclusión de armaduras metálicas o geosintéticos) y al empleo del hormigón prefabricado para la construcción de los muros (como pueden ser muros ménsula, muros criba, muros de tierra mecánicamente estabilizados, etc.). En esta línea, el ingeniero francés Henry Vidal desarrolló en la década de los años 60 una técnica a la que denominó Tierra Armada, la cual consiste en la construcción de un terraplén que es reforzado mediante tiras

² Gonzalo Andrés Jara M. Estudio de la aplicabilidad de materiales compuestos al diseño de estructuras de contención de tierras y su interacción con el entorno, para su empleo en obras de infraestructura viaria. Tesis doctoral. Madrid, 2008. p-3.

metálicas y que es recubierto en su exterior, con placas prefabricadas de hormigón³.



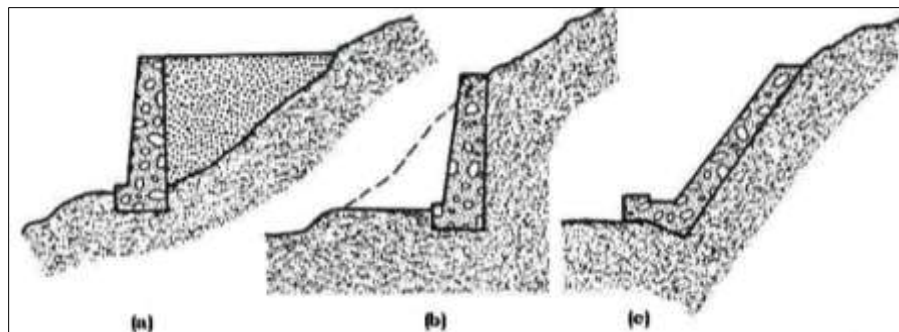
(Figura 1.1) Muro de tierra mecánicamente estabilizado

El uso de elementos prefabricados facilita la reducción de tiempo y coste de la obra, y una mejora en la calidad final de la estructura, desde un punto de vista estructural y estético. Además, esta técnica minimiza el impacto medio ambiental, debida la posibilidad de dar distintos acabados superficiales a la estructura.

1.1.2 Tipos de muros de contención.

Los muros de contención son estructuras que actúan generalmente como elemento de transición, destinadas a establecer y mantener una diferencia de niveles en el terreno, con una pendiente superior a la que permitiría la resistencia del mismo, y de forma activa o pasiva produce un efecto estabilizador sobre una masa de terreno desequilibrada, natural o artificial, que se encuentra ubicada en su parte posterior (trasdós).

Desde un punto de vista funcional, los muros de contención se pueden dividir en tres tipos fundamentales (Figura 1.2):



³ Gonzalo Andrés Jara M. Estudio de la aplicabilidad de materiales compuestos al diseño de estructuras de contención de tierras y su interacción con el entorno, para su empleo en obras de infraestructura viaria. Tesis doctoral. Madrid, 2008. p- 4.

Figura 1.2. Tipologías de muros según su funcionalidad: (a) de sostenimiento; (b) de contención; (c) de revestimiento.

Los primeros son aquellos que se construyen separados del terreno natural, y que posteriormente se rellenan con tierras en su trasdós. Los muros de contención son los construidos directamente “contra” un talud en terreno natural, sin relleno en su trasdós. Finalmente, los muros de revestimiento son diseñados para recubrir y proteger un talud de la erosión, arrastre o meteorización, siendo elementos de delgado espesor adosados a un terreno natural en pendiente (en general son los menos empleados).⁴

En general los muros se dividen en tres categorías: muros convencionales, muros prefabricados y muros mecánicamente estabilizados.

Los muros convencionales se clasifican en:

Muros de gravedad: Son muros con gran masa que resisten el empuje mediante su propio peso y con el peso del suelo que se apoya en ellos; suelen ser económicos para alturas moderadas, menores de 5 m, son muros con dimensiones generosas, que no requieren de refuerzo. Los muros de gravedad pueden ser de concreto ciclópeo, mampostería, piedra o gaviones (Torres Belandria, Rafael A. 2008). (Figura 1.3 a)

Muros de semi-gravedad: Se le adicionan una pequeña cantidad de acero para disminuir el tamaño de las secciones del muro (Braja Das, 1999). (Figura 1.3 b)

Muros en voladizo o en ménsula: Este tipo de muro resiste el empuje de tierra por medio de la acción en voladizo de una pantalla vertical empotrada en una losa horizontal (zapata), ambos adecuadamente reforzados para resistir los momentos y fuerzas cortantes a que están sujetos. Estos muros por lo general son económicos para alturas menores de 10 metros (Torres Belandria, Rafael A. 2008). (Figura 1.3 c)

Muros con contrafuertes: Los contrafuertes son uniones entre la pantalla vertical del muro y la base. La pantalla de estos muros resiste los empujes trabajando

⁴ Gonzalo Andrés Jara M. Estudio de la aplicabilidad de materiales compuestos al diseño de estructuras de contención de tierras y su interacción con el entorno, para su empleo en obras de infraestructura viaria. Tesis doctoral. Madrid, 2008. p- 18.

como losa continua apoyada en los contrafuertes, es decir, el refuerzo principal en el muro se coloca horizontalmente, son muros de concreto armado, económicos para alturas mayores a 10 metros. Los muros con contrafuertes representan una evolución de los muros en voladizo, ya que al aumentar la altura del muro aumenta el espesor de la pantalla, este aumento de espesor es sustituido por los contrafuertes; la solución conlleva un armado, encofrado y vaciado más complejo (Torres Belandria, Rafael A. 2008). (Figura 1.3 d).

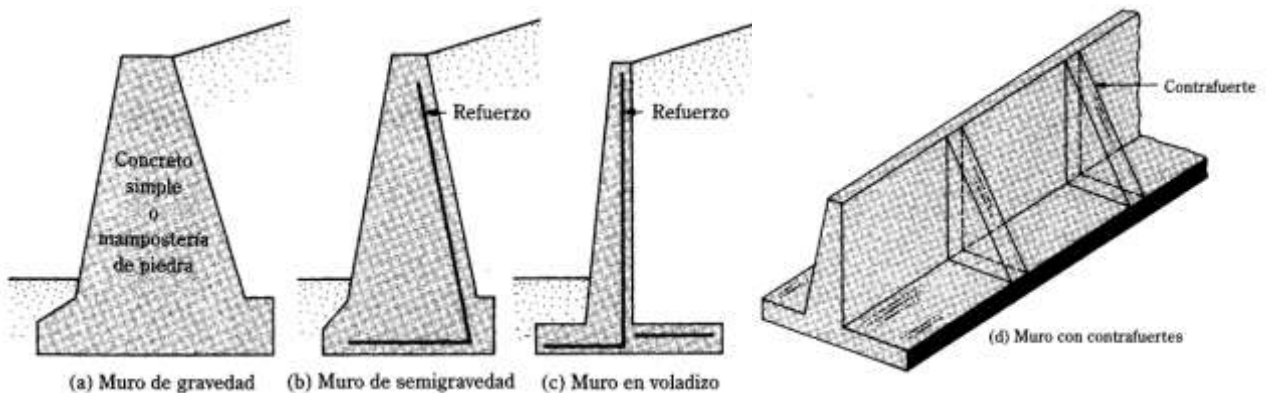


Figura 1.3. Tipos de muros convencionales

Los muros prefabricados: Son contruidos principalmente de hormigón, permiten alcanzar una mayor rapidez de ejecución de las obras y una minimización del impacto ambiental. Los muros prefabricados de hormigón son elaborados total o parcialmente por un proceso industrial mecanizado. En algunos casos se hace necesaria la colocación de armaduras, con el propósito de resistir los esfuerzos de flexión a los que se ven sometidos. Según su diseño estructural, los muros prefabricados de hormigón pueden ser clasificados en tres grandes grupos (Gonzalo Andrés Jara M, 2008).

Muros prefabricados empotrados: Este tipo de muros trabaja en voladizo, el cual es formado por un elemento plano o nervado, continuo o discontinuo, pretensado o postensado, y que se encuentra empotrado en su base. Sus dos funciones principales son las de sostenimiento y contención de tierras, y entran en carga cuando es colocado el material de relleno en su trasdós. La

máxima altura que pueden alcanzar estos tipos de muros es de 16,0 m. (ver Anexo 1-a)

Muros prefabricados de gravedad: Son aquellos formados por elementos prefabricados, generalmente de hormigón, que son estables por su propio peso sin que existan esfuerzos de tracción en algunos de sus elementos, y que pueden ser de módulos huecos o de bloques macizos. La máxima altura aconsejable para este tipo de muros, oscila entre 20 y 24 m. (ver Anexo 1-b)

Muros de bloques prefabricados de hormigón: Son muros realizados mediante la superposición de bloques abiertos, no macizos, y que se unen entre sí por un mortero de cemento. En general su uso se limita a muros de pequeña altura (máximo 3,0 m), siendo necesario en algunos casos armarlos interiormente, con barras de acero y hormigón. Además, suelen unirse a la cimentación mediante armaduras de espera. (Ver Anexo 1-c)

Muros mecánicamente estabilizados:

La idea de la tierra mecánicamente estabilizada fue desarrollada por primera vez en los años 60 del siglo pasado, por el ingeniero francés Henri Vidal, quién creó y patentó la “Tierra Armada”. Consiste en la estabilización mecánica de un terraplén por medio de la inclusión de tiras metálicas, las cuales refuerzan el suelo por el efecto de la interacción que se genera entre ambos, aumentando significativamente su resistencia. Las tiras son conectadas en su extremo a un muro de revestimiento, que sirve principalmente para prevenir el escape del relleno y que está constituido por diversas placas, tal como se muestra en la figura 1.4.

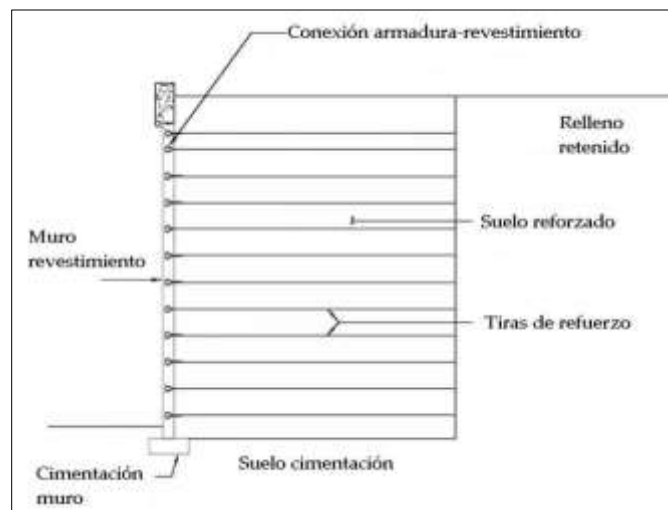


Figura 1.4. Componentes de un muro de Tierra Armada.

A partir de la creación de la tecnología de Tierra Armada, se han desarrollado diversas alternativas de muros de tierra mecánicamente estabilizada mediante el empleo de nuevos materiales. Así, como material de refuerzo se emplean actualmente tiras y mallas metálicas (armadura inextensible), y diversos materiales poliméricos como pueden ser geotextiles y geomallas (armadura extensible), mientras que como material de revestimiento el hormigón prefabricado es empleado en la gran mayoría de las aplicaciones.

1.2 Fundamentación de los muros de contención con anclajes.

1.2.1 Teorías de la presión lateral de tierra. Criterio de Rankine.

El adecuado diseño de los muros de retención requiere la estimación de la presión lateral de tierra, según varios factores, tales como: (a) el tipo y magnitud del movimiento de los muros, (b) los parámetros de resistencia cortante del suelo, (c) el peso específico del suelo y (d) las condiciones de drenaje en el relleno. La figura 1.5 muestra un muro de retención de altura H para tipos similares de relleno⁵:

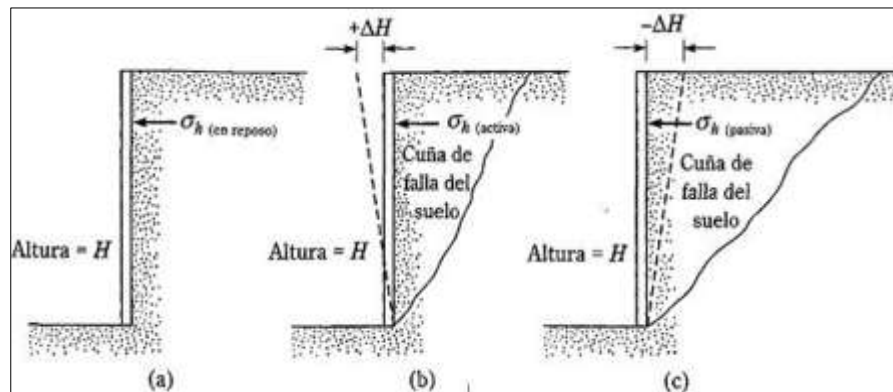


Figura 1.5. Naturaleza de la presión lateral de la tierra sobre un muro de retención

- a. El muro está restringido contra movimiento (figura 1.5 a). La presión lateral de la tierra sobre el muro a cualquier profundidad se llama presión de la tierra en reposo.

⁵ Braja Das. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. California State University, Sacramento, 1999. p-334.

- b. El muro se inclina respecto al suelo retenido (figura 1.5 b). Con suficiente inclinación del muro, fallará una cuña triangular de suelo detrás del muro. La presión lateral para esta condición se llama presión activa de la tierra.
- c. El muro es empujado hacia el suelo retenido (figura 1.5 c). Con suficiente movimiento del muro, fallará una cuña de suelo. La presión lateral para esta condición se llama presión pasiva de la tierra.

El 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 pantalla⁶.

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.

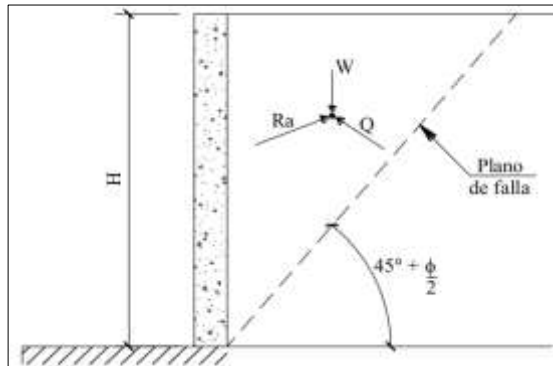


Figura 1. 6. Empuje activo en un muro

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.

⁶ Lucero Prado F, Pachacama Caiza E, y Rodríguez Montero W. Análisis y diseño de muros de contención. Trabajo de graduación previo a la obtención el título de Ingeniero Civil, Quito ecuador, 2012. p- 12.

Ra será la reacción producida por la pantalla al oponerse el movimiento del suelo. El empuje mínimo horizontal para cualquier profundidad z se puede encontrar por medio del círculo de Mhor en la falla (Figura 1.7) (Lucero Prado F, Pachacama Caiza E, y Rodríguez Montero W, 2012).

$$Pa = \frac{\gamma_f * z}{\tan 2(45 + \frac{\phi}{2})} = \gamma_f * z \tan 2(45 - \frac{\phi}{2})$$

Dónde:

Pa = Empuje Activo en un punto.

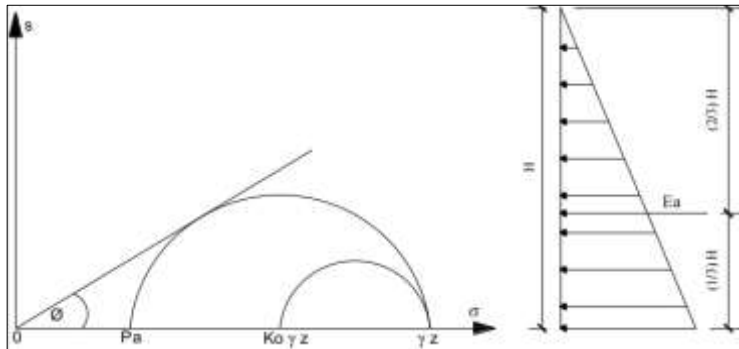


Figura 1.7. Empuje activo en suelos no cohesivos.

La expresión $\tan 2(45 - \frac{\phi}{2})$, se emplea para determinar el coeficiente de empuje activo de tierras denominado por Ka. La fuerza o empuje resultante Ea por unidad de longitud de muro, para arena no saturada se puede hallar por el diagrama de empujes o por la expresión siguiente: $Ea = \frac{1}{2} \gamma H^2 Ka$

El punto de aplicación de esta fuerza se encuentra a una profundidad $z = (2/3) * H$. 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. (Lucero Prado F, Pachacama Caiza E, y Rodríguez Montero W, 2012).

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

En la figura 1.8 se muestran como un suelo experimenta las tensiones efectivas verticales y horizontales, las primeras dependiendo de la profundidad y en las segundas interviene además del coeficiente de empuje.

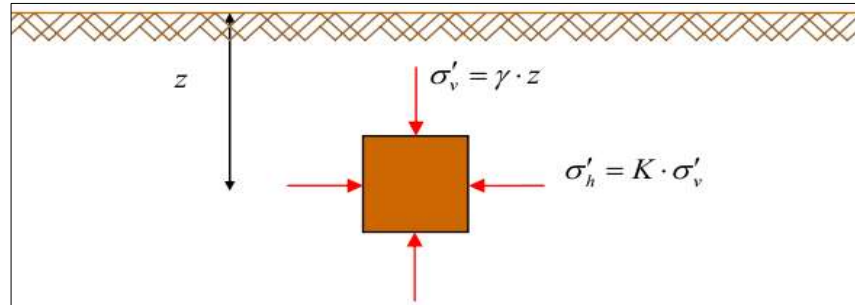


Figura 1.8. Tensiones principales en un elemento de suelo

Rankine en el año 1857, estudió de forma racional el fenómeno de rotura del terreno que se crea tanto en el trasdós de un muro como bajo sus cimientos. En su estudio, definió los estados de equilibrio plástico, que corresponden a la condición de estados de tensiones de los cuales todos los puntos de una masa semi-infinita de suelo están al borde de la falla. Los estados tensionales definidos por Rankine corresponden a aquellos producidos por relajación o compresión de una masa de arena seca, que además presenta una superficie horizontal, y corresponde a un caso particularmente sencillo de la teoría del campo de tensiones para suelos no cohesivos (Ortuño, 2005).

En su teoría Rankine se basó en las siguientes hipótesis:

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

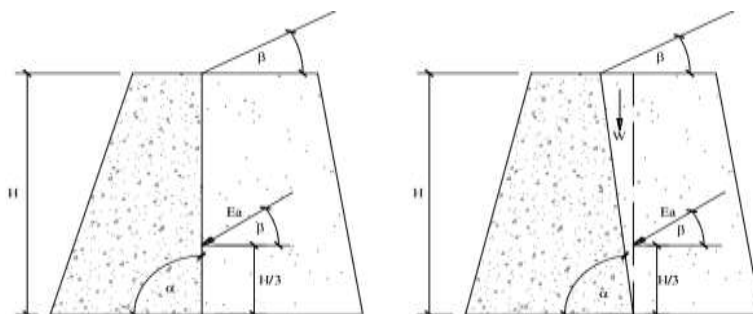


Figura 1.9. Teoría de Rankine

Según Rankine los empujes pasivos y activos se calculan:

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

Y los coeficientes de empuje activo y pasivo resultan respectivamente:

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

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

1.2.2 Presión lateral de tierra por sobrecarga

Las cargas que actúan sobre una estructura de contención de tierras pueden ser de cuatro tipos: sobrecarga uniformemente distribuida, sobrecarga en faja, sobrecarga lineal, y sobrecarga puntual. Estas sobrecargas se suman al empuje de las tierras que actúan en el trasdós de una estructura.

Las soluciones analíticas para definir las formulaciones empleadas para calcular los empujes producidos por sobrecarga fueron planteadas inicialmente por Boussinesq. A partir de sus estudios obtuvo soluciones gráficas que permiten determinar la distribución de esfuerzos en una masa de suelo producto de cargas uniformemente repartidas con distintas configuraciones y cargas puntuales (Gonzalo Andrés J.M, 2008).

Para los suelos, como no se manifiestan como un medio perfectamente elástico, las fórmulas adaptadas para el cálculo del esfuerzo a cualquier profundidad z en estructuras de retención, debido a efectos de una carga en línea de intensidad q /longitud unitaria se expresa (Braja Das, 1999) (figura 1. 10 a):

$$\sigma = \frac{4q}{\pi H} \frac{a^2 b}{(a^2 + b^2)^2} \quad \text{para } a > 0.4 \quad \quad \sigma = \frac{q}{H} \frac{0.203b}{(0.16 + b^2)^2} \quad \text{para } a \leq 0.4$$

Donde σ = esfuerzo horizontal a la profundidad $z=bH$.

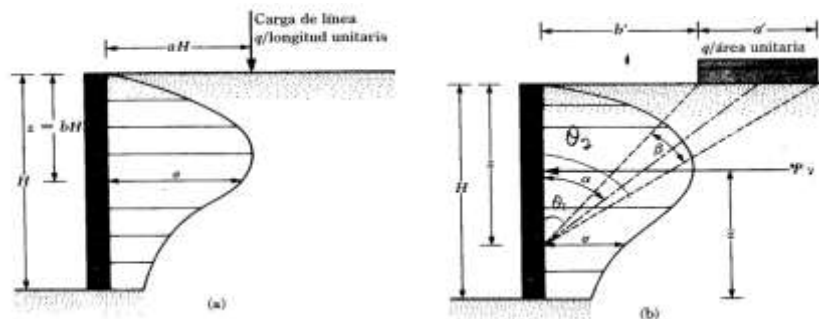


Figura 1.10. Presión lateral de la tierra causada por (a) carga de línea y (b) carga de franja.

La figura 1.10 (b), muestra una carga de franja con una intensidad q /área unitaria localizada a una distancia b' desde un muro de altura H , el esfuerzo horizontal σ_h a cualquier profundidad z sobre una estructura de contención es (Braja Das, 1999):

$$\sigma = \frac{2q}{\pi} (\beta - \sin \beta \cos 2\alpha)$$

La fuerza total por unidad de longitud (P) debida únicamente a la carga de franja (Jerquio, 1981) se expresa como⁷:

$$P = \frac{q}{90} [H(\theta_2 - \theta_1)]$$

Donde: $\theta_1 = \tan^{-1} \left(\frac{b'}{H} \right)$ (grados) $\theta_2 = \tan^{-1} \left(\frac{a' + b'}{H} \right)$ (grados)

1.2.3 Generalización de los muros de contención con anclajes.

Las soluciones en ingeniería, en lo que tiene que ver con estructuras de contención y construcción de taludes de alta pendiente, han estado en permanente evolución, gracias a la necesidad que enfrenta el mundo actual en la búsqueda de alternativas para construir estructuras que minimicen el área de uso y el tiempo de ejecución.

Los muros anclados para contención de tierra son muros que logran su estabilidad a través de tirantes de anclaje, con capacidad para soportar las fuerzas que actúan sobre el muro, como lo son el empuje del suelo, del agua y de las sobrecargas.

Estas fuerzas son trasladadas por los anclajes a una zona detrás de la zona activa del terreno, en donde el anclaje se fija por intermedio de un bulbo de adherencia. El suelo y la pared del muro igualmente deben estar en capacidad de resistir las cargas aplicadas. En general, el suelo, el tirante y el muro deben integrar un

⁷ Braja Das. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. California State University, Sacramento, 1999. p-334.

sistema capaz de resistir todos los posibles modos de falla que puedan presentarse⁸.

Esta modalidad es de mucha utilidad en excavaciones de tierra, tal como es el caso de la construcción de muros para fundaciones de edificaciones, taludes de carreteras, en estribos de puentes, etc., en donde se requieren cortes verticales o semiverticales.

Se consideran adecuados para el inserto de los anclajes terrenos rocosos, suelos cohesivos rígidos, y suelos granulares. En contraparte los suelos cohesivos blandos no aportan capacidad resistente a la adherencia de los tirantes.

Los muros de contención a base de anclajes constituyen un sistema constructivo versátil que ofrece las siguientes ventajas (Rosero Freire Carlos E, 2015):

- a) Proveer una solución constructiva rápida, efectiva y económica en la excavación para la construcción de subsuelos.
- b) Adaptarlo a condiciones geotécnicas muy variadas.
- c) Utilizar la capacidad del suelo o roca donde se instala como medio de soporte.
- d) Ocupar menos espacio durante su instalación, comparado con el que se requiere en sistemas equivalentes (troqueles, puntales, taludes temporales).
- e) Mantener la estabilidad de taludes y cortes en situaciones especiales donde constituyen la única solución posible.
- f) Reducción de la cantidad de hormigón reforzado para su construcción, dado que el muro puede ser diseñado con anclajes cuyos espaciamientos sean pequeños.

Se pueden citar las siguientes desventajas que presentan estos sistemas⁹:

- a) Si no están protegidos adecuadamente los componentes del bulbo o anclaje, la existencia de ambientes agresivos puede estropearlos.

⁸ Lucero Prado F, Pachacama Caiza E, y Rodríguez Montero W. Análisis y diseño de muros de contención. Trabajo de graduación previo a la obtención el título de Ingeniero Civil, Quito ecuador, 2012. p- 64

⁹ Rosero Freire Carlos e. Análisis y diseño de muros anclados de hormigón armado y su aplicación en la estabilización de excavaciones profundas de subsuelos. Trabajo previo a la obtención del título de ingeniero civil, Ambato – Ecuador, 2015.p- 21

- b) Los muros anclados no son efectivos en suelos blandos, ya que pueden causar deformaciones excesivas en la masa de suelo.
- c) Puede interferir con estructuras vecinas o adyacentes al lugar del proyecto.
- d) La zona donde se instalan los anclajes puede limitar el desarrollo de proyectos adyacentes en el futuro.

1.2.4 Elementos constitutivos de los muros de contención anclados.

Tipos de pantallas ancladas:

- Muro rígido de concreto armado.
- Slurry Wall anclada.
- Anclas independientes sobre zapatas.
- Soldier beams.
- Pantalla delgada en concreto lanzado.
- Tablaestacas ancladas.

Anclajes:

Los anclajes son usados para proporcionar una precarga de los sistemas estructurales aplicando tensión por medio de sistemas hidráulicos al tendón del anclaje, que puede ser tanto barras como cables de acero de alta resistencia. El cable o barra entonces será enlazado al suelo o roca por medio de una lechada cemento. La precarga aplicada servirá entonces para limitar el desplazamiento de la estructura, esto con el fin de evitar asentamiento que puedan ocasionar el daño en estructuras existentes o la falla de un corte generado ya sea por una excavación. Los anclajes varían en su longitud dependiendo tanto de la estratigrafía del sitio y sus condiciones geológicas, como la geometría y cargas a las que se ven sometido, las condiciones hidráulicas del suelo, conjuntamente con el estado de las presiones originadas por el flujo de agua a través de la masa de subsuelo. Y adicionalmente es importante conocer la magnitud y dirección de los esfuerzos antes y después de la excavación.

Los anclajes introducen tensiones y deformaciones adicionales en la masa de suelos mejorando la estabilidad general, y en donde el tipo de anclaje, el método

de instalación, conjuntamente con los aspectos geológicos más resaltantes juegan un papel preponderante en el diseño del soporte¹⁰.

Clasificación de los anclajes

Según su aplicación en función de su tiempo de servicio [11]:

- Anclajes temporales: Tienen carácter de medio auxiliar y proporcionan las condiciones de estabilidad a la estructura durante el tiempo necesario para disponer otros elementos resistentes que lo sustituyan. La vida útil no debe de ser mayor a 18 meses.
- Anclajes permanentes:

Se instalan con carácter de acción definitiva. Se dimensionan con mayores coeficientes de seguridad y han de estar proyectados y ejecutados para hacer frente a los efectos de la corrosión. Dichos anclajes están diseñados para una vida de servicio superior a 18 meses.

Según su forma de trabajar [11]:

- Anclajes pasivos:

No se pretensa la armadura después de su instalación. El anclaje entra en tracción al empezar a producirse la deformación de la masa de suelo o roca.

- Anclajes activos:

Una vez instalado se pretensa la armadura hasta alcanzar su carga admisible, comprimiendo el terreno comprendido entre la zona de anclaje y la placa de apoyo de la cabeza.

- Anclaje mixto: La estructura metálica se pretensa con una carga menor a la admisible, quedando una fracción de su capacidad resistente se reserva para hacer frente a posibles movimientos aleatorios del terreno.

Los anclajes activos ejercen una acción estabilizadora desde el mismo instante de su puesta en tensión incrementando la resistencia al corte de la masa de suelo o roca como consecuencia de las tensiones normales adicionales al esqueleto mineral. Los anclajes pasivos entran en acción, oponiéndose al desplazamiento, cuando la masa deslizante ha comenzado a moverse. De aquí se obtienen dos

¹⁰ Anclajes. Página web. Disponible: <http://www.ecured.cu/Anclajes>. [Consulta: 20/10/15].

importantes ventajas de los anclajes activos sobre los pasivos. En los primeros se logra aprovechar la resistencia intacta del terreno, por cuanto, el movimiento de la masa que produce unas propiedades resistentes. Por otro lado, dicho movimiento puede causar la rotura del revestimiento protector a la corrosión, precisamente en el momento en el que la resistencia del anclaje es necesaria. Los anclajes pasivos entran en tracción al oponerse a la expansión o “dilatancia”¹¹ que se produce en las discontinuidades de la roca cuando comienza a producirse un deslizamiento a lo largo de las mismas. (Anclajes.<http://www.ecured.cu/Anclajes>). Las anclas pueden ser:

- Cables o tendones de acero (para anclaje con bulbo)
- Varillas corrugadas (para inyección total del anclaje)

El “tesado”¹² se realiza por profesionales cualificados, de forma controlada, recogiendo los datos relativos a alargamientos y relajación. Un posterior análisis en oficina permite la elaboración de los diagramas tensión-deformación. Para los anclajes de cable, en función de las características de la obra, se utilizan dos tipos de gato: el unifilar, para el tesado cable a cable y el multifilar para el tesado del paquete completo. En cuanto a los anclajes de barra, el mismo se realiza mediante gato de émbolo perforado. En ambos casos, una vez mantenida la tensión por medio del gato, se procede al bloqueo mediante cuñas o tuercas especiales.

Para anclajes permanentes se ha considerado una carga de servicio del 60% del límite elástico y para provisionales del 80%.

Partes de los anclajes (Figura 1.11):

¹¹ El movimiento de las masas produce un incremento de volumen, que está relacionado con la presencia de la rugosidad de la misma.

¹² Operación de variar la carga (incrementándola o reduciéndola) de un anclaje utilizando cilindros hidráulicos.

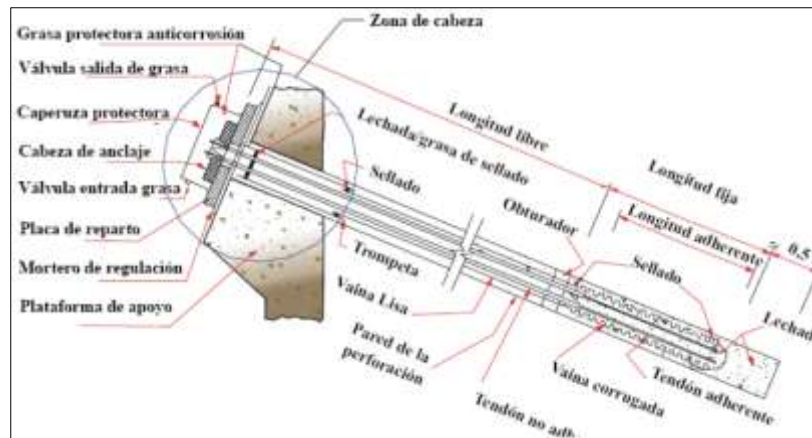


Figura 1.11. Partes de un anclaje inyectado al terreno.

La zona de anclaje:

El dispositivo mecánico más elemental y de más instalación es el casquillo expansivo dado su carácter puntual, está concebido para anclar la roca sana o estabilizar bloques o cuñas de roca que se han desarrollado por la intersección de unos pocos planos de debilidad.

La lechada se inyecta por la boca del barreno y el tubo de regreso llega hasta el final del mismo. La inyección termina después de la salida del aire y de la emisión de lechada por el tubo de regreso. De esta manera el anclaje actúa en forma permanente, evitándose efectos de corrosión.

Una forma de eliminar el sistema de inyección del mortero o lechada de cemento, es aplicando el método perfo, sin lugar a dudas más versátil pero también más costoso. La inyección se lleva a cabo a través de tuberías de PVC y es frecuente inyectar a presión, alcanzándose valores de hasta 3.00 Mpa. En este caso es necesario separar la zona de anclaje de la zona libre y evitar la lechada. Puede ser ventajoso el uso de aditivos para celebrar el fraguado y disminuir la retracción.

La zona libre:

Es la parte en la cual la armadura metálica se encuentra separada o independiente del terreno que la rodea, lo cual permite deformarse con plena libertad al ponerse en tensión. La zona libre, cuando el terreno de la perforación puede separarse, queda independizado del mismo mediante camisas de PVC o

metálicas. En cualquier caso debe protegerse de la corrosión mediante rellenos, productos y productores.

La cabeza:

Corresponde a la zona de unión de la armadura a la placa de apoyo. El anclaje de los tirantes se coloca mediante inyecciones de mortero o lechada de cemento. El tirante tiene uno o dos tubos que sirven para la inyección y salida del aire.

Protección contra la corrosión:

La vida útil de un anclaje está condicionada a los efectos de la corrosión. Un anclaje carente de este tipo de protección puede tener una duración de pocos meses.

Los principales factores que ayudan a contribuir con el proceso de corrosión, son los siguientes:

- Resistividad del suelo, la cual decrece a medida que la porosidad aumenta.
- Factores microbiológicos.
- Contenido de humedad (w): un incremento en esta genera un ambiente propicio para la corrosión bacterial.
- Contenido de sales en el suelo.
- Valor del PH: $PH < 4$, corresponde a suelos altamente ácidos, generando picaduras en metal.
- Contenido orgánico y transferencia de oxígeno: suelos orgánicos producen ácidos orgánicos los cuales atacan a metales enterrados; el flujo de aire o de oxígeno a través del suelo, retrasa la corrosión microbiológica, pero aumenta la corrosión electroquímica.

1.2.5 Mecanismo de rotura de los muros anclados

En las estructuras ancladas se deberán tener en cuenta dos aspectos¹³:

- La estabilidad global de la zona en que se encuentra la estructura anclada.
- El comportamiento de cada uno de los elementos de los anclajes y sus efectos sobre el entorno más inmediato de los mismos (equilibrio local).

¹³ Dr. Santamaría Arias Jesús. Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno. Dirección técnica de la Dirección General de Carreteras, Madrid, 2001. p- 23

En el Anexo 2, se indican, a modo de ejemplo algunas de las posibles configuraciones de rotura a tener en cuenta.

Equilibrio local: Se debe asegurar el comportamiento individual de cada componente de los anclajes, considerando [14]:

- La rotura parcial de la cabeza del anclaje o de la estructura a anclar, por exceso de tensión en los anclajes, o por fallo de alguno de estos últimos.
- La rotura del tirante a tracción y el deslizamiento del mismo dentro del bulbo.
- La pérdida de tensión en el anclaje por deslizamiento del bulbo contra el terreno.

Existen varios mecanismos de rotura posibles en el caso de los anclajes al terreno. Estos se encuentran causados por una carga estática excesiva del anclaje. Las cargas excesivas pueden estar relacionadas con: (1) tensión impuesta al anclaje durante la prueba del anclaje; (2) secuencia de excavación; (3) sobrecarga por materiales de construcción o equipos; (4) construcción de estructuras adyacentes; o (5) combinación de estas causas. Los mecanismos de rotura implican el cable de acero, la masa de suelo, la interfase suelo-inyección y la zona entre el cable y el suelo¹⁴.

La rotura del tendón de acero puede darse en el momento en que éste entra en tensión. Si la carga aplicada es mayor que la capacidad estructural del tendón, la rotura se hace inevitable. Es por ello que deberemos aplicar un factor de seguridad respecto a la falla estructural del acero. Se recomienda que la tensión del tendón no exceda del 60% de la resistencia mínima a tensión especificada, para situaciones definitivas y del 80% de dicho valor para condiciones de carga temporales.

La rotura del suelo, referida en este caso como resultado de las cargas transmitidas por el anclaje, puede producirse en anclajes situados a poca profundidad caracterizándose por el levantamiento de la masa del suelo frente a la zona inyectada seguida del arranque de ésta. En este tipo de rotura se desarrolla una superficie de corte, en el suelo que se encuentra más allá del

¹⁴ Lucero Prado F, Pachacama Caiza E, y Rodríguez Montero W. Análisis y diseño de muros de contención. Trabajo de graduación previo a la obtención el título de Ingeniero Civil, Quito ecuador, 2012. p- 74.

anclaje, causando un incremento de las tensiones debido a la completa movilización de la resistencia en la zona inyectada del anclaje. El plano de rotura se asemeja a una superficie de rotura pasiva. Prácticamente este tipo de rotura se restringe a anclajes empotrados por encima de los 4,5 m por debajo de la superficie del suelo.

La rotura de la unión entre el suelo y la inyección se puede llegar a producir si se supera la resistencia última de esta unión. Los anclajes al terreno movilizan la fricción entre la zona inyectada del anclaje y el terreno. En general, esta unión depende de la tensión normal que actúa en la zona inyectada y de la adhesión y fricción movilizadas entre el suelo y la inyección.

En general, la unión suelo-inyección se moviliza de forma progresiva en un suelo uniforme o roca, en el que la tensión se transfiera a lo largo de la zona inyectada. Inicialmente, si el anclaje se tensiona, la porción correspondiente a la longitud inyectada próxima a la aplicación de la tensión se alarga y transfiere la tensión al terreno. En el momento que esta resistencia en esta porción de la inyección se moviliza, la tensión se transfiere más abajo.

Durante este proceso, el anclaje continúa alargándose para movilizar zonas inyectadas más profundas. En el momento que la tensión se transfiere hasta el final de la zona inyectada y la resistencia última de la unión suelo-inyección se excede, ocurre la rotura del anclaje por arrancamiento.

La experiencia ha demostrado que incrementar la longitud de inyección para los anclajes al terreno, típicos más allá de los 9 a 12 m, no implica un incremento significativo de la resistencia.

La rotura de la unión entre la inyección y el tendón se produce por un mecanismo que implica tres componentes: (1) adhesión; (2) rozamiento; y (3) el mecanismo de indentación. La adhesión corresponde a la coalescencia física de las rugosidades microscópicas entre el acero y la inyección adyacente. Esta unión inicial se reemplaza por rozamiento después de que el movimiento ocurra. El rozamiento depende de la rugosidad de la superficie del acero, de la tensión

normal, y de la magnitud del deslizamiento (Lucero Prado F, Pachacama Caiza E, y Rodríguez Montero W, 2012).

1.2.6 Revisiones de la estabilidad.

Para el cálculo de un muro de contención de tierras es necesario tener en cuenta las fuerzas que actúan sobre él como son la presión lateral del suelo o la supresión y aquellas que provienen de éste como son el peso propio. Con estos datos podemos verificar los siguientes parámetros¹⁵ (Figura 1.12):

- Verificación de deslizamiento: Se verifica que la componente horizontal del empuje de la tierra (σ_h) no supere la fuerza de deslizamiento (FS_D) debida a la fricción entre la cimentación y el suelo, proporcional al peso del muro. En algunos casos, puede incrementarse (FS_D) con el empuje pasivo del suelo en la parte baja del muro. Normalmente se acepta como seguro un muro si se da la relación: $FS_D / \sigma_h > 1,2$ (esta relación se puede llamar también coeficiente de seguridad al deslizamiento).
- Verificación de volteo o vuelco: Se verifica que el momento de las fuerzas (M_v) que tienden a voltear el muro sea menor al momento que tienden a estabilizar el muro (M_r) en una relación de por lo menos 1,5. Es decir: $M_e/M_v > 1,5$ (coeficiente de seguridad al volteo).
- Verificación de la capacidad de sustentación: Se determina la carga total que actúa sobre la cimentación con el respectivo diagrama de las tensiones y se verifica que la carga transmitida al suelo (N) sea inferior a la capacidad portante (Q_{bt}), o en otras palabras que la máxima tensión producida por el muro sea inferior a la tensión admisible en el terreno.

¹⁵ Muros de contención. https://es.wikipedia.org/wiki/Muro_de_contenci%C3%B3n [Consulta: 3/3/16].

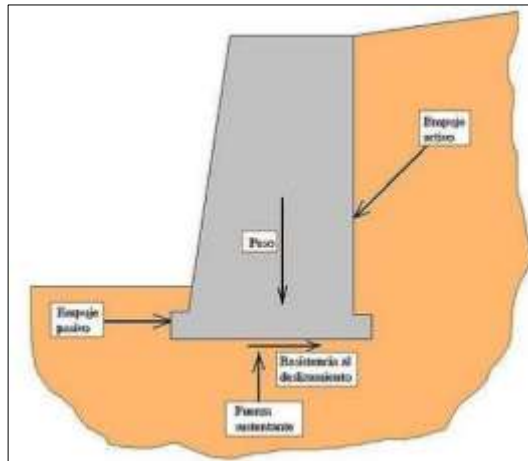


Figura 1.12 Fuerzas que intervienen en la estabilidad de los muros de contención.

- Verificación de la estabilidad interna: Se comprueba que los elementos de refuerzo resistan a la zafadura y a la ruptura. Se recomienda que estos valores de seguridad oscilen entre los valores 2,5 y 3.

1.3 Determinación de las causas que inciden en la necesidad de reconstruir el muro de contención en la Batería Fernando VII.

1.3.1 Breve reseña histórica sobre los orígenes de la Batería Fernando VII.

Desde la segunda mitad del siglo XVII, se recomendó por los cabildos holguineros la construcción de una Batería en el puerto de Gibara, para dar seguridad en el tráfico marítimo y resguardar la ciudad de los ataques de corsarios y piratas, muy frecuentes por esa época.

Es así como el 16 de enero de 1817 se coloca la primera piedra de la Batería que llevaría el nombre de Fernando VII del puerto real de Gibara, en honor al rey de España de esa época, y se concluyó el 2 de junio de 1818, con un costo inicial de 5070 pesos y 5 reales. Construida de frente al mar y franqueando la boca de la Bahía de Gibara, lugar desde donde se podía hacer fuego a las embarcaciones aunque estas se encontrasen a gran distancia, en una zona de la costa donde se

hacía difícil el desembarco por ser muy abrupta y batir el mar allí con gran fuerza.¹⁶

Fue reparada en 1830 y luego en 1875 en muchas partes. En la primera mitad del siglo XX estuvo ocupada por la marina de guerra, por lo que sufrió algunas modificaciones. Luego del triunfo de la Revolución, fue utilizada por el Instituto Nacional de Pesca, pasando posteriormente a manos del entonces Consejo Nacional de cultura para su cuidado y conservación, declarándola en 1965 como monumento con clasificación de “A”. En 1988, esta construcción militar se restauró, eliminándose las variaciones que en más de cien años se le hicieron y reponiéndole su aspecto original. Un nuevo proceso restaurativo se le practicó en el inicio del siglo XXI, donde se le incorporó portal a las dos naves interiores producto de la investigación luego del hallazgo del proyecto original, encontrado en el museo militar de la Coruña, en España.

1.3.2 Características físico- geográficas generales del área de estudio.

Según el “Informe general de asesoramiento para la confección del proyecto técnico ejecutivo para rehabilitación del Centro Histórico Cultural Batería Fernando VII” elaborado por el Centro de Investigaciones y Servicios Ambientales y Tecnológicos de Holguín (CISAT), la mencionada construcción objeto de estudio, se ubica en la provincia Holguín y está comprendida en las coordenadas 21°06'26' al norte y los 76°08'12' específicamente en el municipio de Gibara. Limita al norte con el Océano Atlántico al sur con el poblado de Gibara al este con la Bahía de Gibara y al oeste con la Playita El Faro de este municipio. Presenta una altura promedio de 4,60m sobre el nivel del mar. Este lugar forma parte de los puntos notables para la navegación y es muy visible y fácil de reconocer a larga distancia. (Ver Anexo 3)

Clima:

Se definen dos períodos, el lluvioso de mayo a noviembre y el poco lluvioso de diciembre a abril. Son habituales las nieblas y neblinas sobre todo en los meses invernales diciembre, enero y febrero. La afectación directa e indirecta de

¹⁶ Batería Fernando VII. http://www.ecured.cu/Bater%C3%ADa_de_Fernando_VII [Consulta 15/11/2015]

tormentas tropicales y huracanes a Gibara ha sido frecuente en lo que va de siglo XXI. Particularmente, entre los años 2007 y 2012, dos huracanes (Ike y Sandy) y tres tormentas tropicales (Noel, Hanna e Isaac), castigaron al municipio con intensas lluvias, vientos y marejadas, siendo observadas continuas inundaciones costeras.

Geomorfología: Las llanuras marinas ocupan gran parte de la región, extendiéndose a lo largo de toda la costa norte y formando bandas sub-paralelas a la misma. Desde el punto de vista geomorfológico, la región a la que pertenece el área posee un relieve de denudación erosionado, perteneciente a la Llanura costera del tramo Bahía de Puerto Padre - Bahía de Gibara, la cual constituye una extensa terraza baja de origen marino y caracterizada por el relieve cársico tanto superficial como subterráneo.

Geología y tectónica:

El suelo de la región donde se enclava el área está formado por unidades litológicas pertenecientes a la Formación de Jaimanitas, la cual bordea el territorio insular y específicamente en la región, forma parches y bandas discontinuas de extensión variable. Jaimanitas se encuentra constituida por calizas biodetríticas masivas y organodetríticas, generalmente carsificadas, dura, muy fosilíferas, conteniendo principalmente conchas bien preservadas de moluscos y corales de especies actuales y ocasionalmente biohermos. Las bolsas cársicas se encuentran rellenas por una fina mezcla carbonato- arcillosa ferruginosa de color rojo ladrillo. Pasan a calcarenitas masivas o finamente estratificadas y a veces contienen intercalaciones de margas. La cementación es variable. La coloración predominante es blacuzaca o amarillenta. (Anexo 4)

El espesor promedio de esta formación es de 8 a 10 m y cubre discordantemente las formaciones más viejas, tales como Vázquez, Júcaro y Vedado, en tanto aparece cubierta por las formaciones Jutía y Varadero indistintamente en algunos sectores.

Por su posición estratigráfica sobre sedimentos pliocénicos y por el alto grado de preservación de la fauna, equivalente a la actual, su edad ha sido considerada

como Pleistoceno Superior, con un ambiente de sedimentación donde predominan las facies de playas, arrecifal y post- arrecifal.

Tectónicamente el área se localiza dentro de la zona de intercepto de los sistemas de fallas regionales Sabana 2 y Cubitas, que afectan la región norte de Holguín, en tanto que su posición facial, pertenece al piso estructural No. 1 del complejo platafórmico. Según la NC 46: 99 “Construcciones sismorresistentes. Requisitos Básicos para el Diseño” el área pertenece a la Zona 1A de riesgo sísmico bajo, para perfiles de suelo correspondientes al del lugar se diseña para 50 años de vida útil y una probabilidad que ocurra el efecto esperado se peligro en valores efectivos. De esta forma se obtiene una aceleración horizontal de 73,7 cm/seg², correspondiendo a 6° de intensidad equivalente en la escala MSK, debiéndose tomar medidas sismorresistentes en edificios y obras dependiendo del grado de importancia de las mismas. (Anexo 5)

Hidrografía e hidrología:

La red hidrográfica es muy pobre y desprovista de corrientes superficiales de importancia. Las aguas subterráneas del territorio yacen en un único complejo acuífero. Su nivel es libre y se alimentan de precipitaciones atmosféricas y posee estrecha relación con las aguas del mar, por tanto son clasificadas como cloruradas sulfáticas- sódicas magnésicas. Son aguas alcalinas, por su mineralización son salinas, por su dureza, poseen concentraciones de calcio y magnesio que las conceptúan como duras y aunque no poseen agresividad al carbonato, por sus concentraciones de magnesio y bicarbonatos son aguas altamente corrosivas al acero y a envolturas de plomo en cablerías soterradas.

Mareas y oleaje:

Las mareas en el área de trabajo localizada en la Batería Fernando VII, se clasifican como semidiurno por presentar dos periodos de bajamar y dos de pleamar los cuales promedian una oscilación de 6h 22min, para un período de bajamar y pleamar la mayor oscilación para un año de mediciones (2014) es de 7h 01min, en el mes de julio (Gráfico 1).

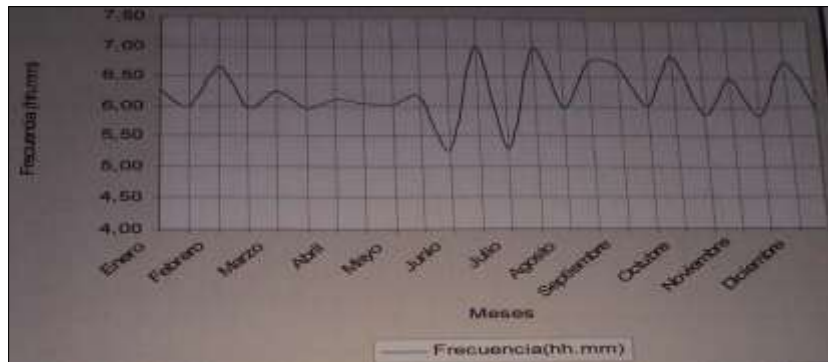


Gráfico 1. Representación lineal de los períodos de ocurrencia de bajamar y pleamar en el año 2014.

La amplitud media de la marea es de 0,57 m, para la construcción del Gráfico 2 fue necesario obtener la amplitud de marea partiendo de las variaciones diarias donde ocurren dos bajamar y dos pleamar del promedio diario se obtuvo se obtuvieron los resultados promedios para cada mes.



Gráfico 2. Representación lineal de la amplitud promedio de las mareas entre los períodos de bajamar y pleamar en el año 2014.

1.3.3 Análisis de las causas que determinaron el deterioro del muro de contención en la Batería Fernando VII.

Esta obra de incalculable valor patrimonial, a punto de cumplir 200 años de existencia, está sometida a los agentes del intemperismo con gran intensidad y en circunstancias soportando eventos meteorológicos extremos ha traído consigo gran afectación de su estructura, actualmente se encuentran en estado crítico, con severos daños que afectan la estabilidad de la misma y disminuyen su tiempo de vida útil, interrumpiendo así las actividades de uso turístico y limitando el acceso a diferentes espacios de la misma por peligro de derrumbes. (Ver Anexo 6).

La erosión constituye el proceso físico geológico que actúan con mayor fuerza en áreas del emplazamiento de la Batería. Este fenómeno debe ser estudiado en sus dos variantes, la erosión marina y la superficial.

Las causas de la erosión en la costa oeste de la Bahía de Gibara están determinadas fundamentalmente por factores naturales, relacionados directamente con las litologías que conforman la costa, su morfología, así como la orientación de la misma con respecto al oleaje y las características de éste. La eliminación de la vegetación natural que le brindaba protección a la costa, la alteración de los drenajes pluviales y la infraestructura creada sobre ella, evidentemente han acelerado este proceso. El territorio que muestra mayores evidencias de erosión está constituido por rocas carbonatadas, que muchas veces yacen deleznablemente debido a la acción sobre ellas de los agentes del intemperismo, y que son fácilmente desprendidas por la acción del oleaje y el viento. A esto debe agregársele el socavamiento provocado por el vaivén de las olas al subir la marea y la humedad propia existente en la base del corte. (Anexo 7-a)

La morfología escarpada de la costa en áreas de la Batería, formada por acantilados, facilita que la gravedad actúe sobre los materiales poco resistentes. En la medida en que las olas rompen, socavan la base del acantilado, retrocediendo este gradualmente, como consecuencia del derrumbe o deslizamiento del material que la compone. (Anexo 7-b)

La existencia de fragmentos de corales, gravas y arenas en la costa, evidencian que el retroceso de esta, no obedezca únicamente al efecto de la disolución, sino que también es consecuencia del golpe directo de las olas, las cuales ejercen una fuerza muy grande, especialmente durante los fuertes temporales.

Así los muros de protección Norte y Sur conformados por distintos niveles se encuentran socavados y agrietados, el sur en su base y su parte meridiana y el norte en gran parte de su estructura.

Por otro lado y en lo particular debido a la ausencia de una red de drenaje superficial para la evacuación de la aguas pluviales en la obra, deficiencias

constructivas de la propia instalación y falta de mantenimientos estructurales, ha favorecido la aparición de causas por escurrimiento provocando procesos de lavado del relleno y el suelo bajo las bases, verificándose grietas en varios sectores (pisos, muros, estructuras en general), con amplitud que varía en el orden de los 15, 11, 10 y 6 cm, para un promedio de 10,5 cm. El relleno bajo los muros que sirven de parapeto circular se encuentra lavado por la acción del modelado, con pérdida de su volumen original en varios sectores, incluso en algunos puntos ya no existe el mismo, que en su escurrimiento ha ido a parar al mar. De igual manera el muro sur ha perdido verticalidad, encontrándose inclinado hacia el mar, con fracturas de consideración que corren oblicuamente desde el mismo nivel inferior, con socavaciones en su base y parte meridiana. (Anexo 7-c)

A raíz de estas causas analizadas el muro de protección sur en la Batería Fernando VII, no se encuentra en condiciones de cumplir su funcionalidad, por lo tanto se hace necesario construir una estructura de contención apropiada que estabilice los derramamientos del relleno y sirva de barrera protectora, entre la construcción de la Batería Fernando VII y los efectos del mar, y proceder a la rehabilitación de la obra mencionada.

Conclusiones del capítulo

- La necesidad de contrarrestar los empujes del suelo propició la búsqueda de variantes para las estructuras de contención, dando lugar a diferentes tipos de muro como son: los muros convencionales que trabajan por los efectos de su propio peso y los muros mecánicamente estabilizados.
- Según la bibliografía consultada fue posible fundamentar teóricamente la modalidad de muros anclados, como campo de acción en la presente investigación, recogiendo aspectos de importancia como los son: conceptos generales que caracterizan el funcionamiento de estos muros y elementos que lo constituyen.
- A partir de los estudios ingeniero- geológicos realizados por el “Centro de Investigaciones y Servicios Ambientales y Tecnológicos de Holguín” (CISAT) y el uso de los métodos empíricos de investigación, se hizo un análisis de las causas que conllevaron a la necesidad de reconstrucción del muro de contención en la Batería Fernando VII, siendo estos la erosión como principal causa, la falta de drenaje superficial y el poco mantenimiento que se ha proporcionado a la estructura de contención.

CAPÍTULO 2. PROPUESTA DE SOLUCIÓN PARA LA RECONSTRUCCIÓN DEL MURO DE CONTENCIÓN EN LA BATERÍA FERNANDO VII EN GIBARA.

Introducción al capítulo

Para dar solución a los problemas de inestabilidad en el muro de protección sur en la Batería Fernando VII, luego del análisis de las causas que generaron esta situación, se propone hacer uso de la tecnología de muro de contención con anclajes. Este capítulo tiene como objetivo fundamentar la propuesta mediante el desarrollo de un procedimiento que sirva para comprobar la resistencia de estos muros y además complementarlo con el uso del programa SAP2000.

2.1 Análisis preliminar de la propuesta de solución.

El muro de protección sur, que actualmente se encuentra afectado, en la Batería Fernando VII, está conformado por dos niveles, uno inferior en la zona de fluctuación del nivel del mar, de hormigón fundido con 13,70m de longitud y 1,8m de altura, soportado sobre el basamento rocoso de la formación geológica Jaimanitas, y un nivel superior, conformado por bloques de hormigón de 0,20m a cara vista, alcanzando una altura de 2,05m. Este muro ha perdido verticalidad, encontrándose inclinado hacia el mar con fracturas de consideración que corren oblicuamente desde el mismo nivel inferior, presenta socavones en su base que poseen una profundidad de hasta 1m. (Figura 2.1)



Figura 2.1 Muro de protección que presenta actualmente la Batería Fernando VII

Para dar solución a esta problemática se propone construir un muro de contención con anclajes. Este estará separado del muro que está actualmente, 2m de distancia, abarcando una longitud de 14m. Para la construcción del mismo será necesario conformar una plataforma apoyada en la formación rocosa del lecho marino (que varía en las cotas -0,5 y -1m) en el área de estudio, elevada 1m sobre el NMM. Esta plataforma servirá de apoyo al nuevo muro, de protección respecto al oleaje normal y es imprescindible para iniciar las labores constructivas, dado que el lugar no brinda un acceso cómodo, que facilite el transporte de los materiales y el personal para la ejecución.

La plataforma de 4m de ancho y emplazada a lo largo de todo el nuevo muro, pretende además minimizar el proceso de socavación condicionado por la energía del oleaje, que actualmente ataca sin ninguna barrera de protección el fondo de apoyo del actual muro.

Estará conformada por material rocoso, y los últimos 40 cm de la coronación contará con el mismo material del relleno en el muro. Este relleno es un subproducto del molino 200 mil de Candelaria, como material de rechazo su comportamiento no es homogéneo y circunstancialmente presenta contenido de partículas finas que modifican su granulometría, no obstante compactado adquiere muy buenas propiedades de resistencia.

Los parámetros geotécnicos de este relleno se expresan en la siguiente tabla:

$\gamma_f \left(\frac{kN}{m^3} \right)$	$\gamma_a \left(\frac{kN}{m^3} \right)$	$w_{opt} (\%)$	e	$S (\%)$	$\varphi (^{\circ})$	G_s	$\gamma_{a min} \left(\frac{kN}{m^3} \right)$	$E_0 (MPa)$
24	22,5	7-8	0,280	92	35	2,85	22,5-23	25



Figura 2.2 Levantamiento topográfico del área

2.2 Bases o argumentos para la propuesta de solución, muro anclado.

Para el análisis y revisión del muro de contención con anclajes que se propone, se hace uso principalmente de la teoría de empujes de tierra de Rankine, analizada en el epígrafe 1.2.1, teoría conservadora pero que obtiene excelentes resultados en cuanto a seguridad en la estabilidad de las estructuras de contención.

Esta modalidad de muro aprovecha el peso que el suelo ejerce sobre los anclajes para aportar la mayor resistencia, la fuente de esta resistencia a la tensión es la fricción interna del suelo, debido a que las fuerzas que se producen en la masa se transfieren del suelo a las tiras de refuerzo por fricción.

Es válido acentuar que el suelo es muy resistente a compresión, no así a tensión, por lo tanto el empleo de las mallas le aporta la debida resistencia a efectos de la tensión y la compresión.

Para el estudio de los muros de contención anclados es indispensable comprobar:

1. La satisfacción de los requisitos de estabilidad interna
2. La revisión de la estabilidad externa del muro.

Las revisiones por estabilidad externa incluyen el chequeo al volteo, deslizamiento y capacidad de carga de la cimentación (Anexo 8).

Las revisiones de la estabilidad interna implican determinar la resistencia a tensión y la resistencia por zafadura en los elementos de refuerzo, que se requiere para que esa masa de suelo trabaje monolíticamente. Esto se refiere al reforzamiento con mallas estructurales, que brindan alta resistencia a la tensión en la dirección de la carga de empuje del relleno, absorbiendo los esfuerzos y reduciendo la presión en la cara del muro.

Esta tecnología se basa en la colocación de unas placas (escamas) de hormigón de medidas y formas variables que se caracterizan por tener un espesor relativamente reducido, pese a lo cual permiten ejecutar muros de gran altura que además actúan como contención del terreno.

Las escamas se montan como una especie de puzzle vertical y se sustentan mediante el sistema de mallas de acero perpendiculares sobre los que se deposita la tierra debidamente compactada. (Figura 2.3)

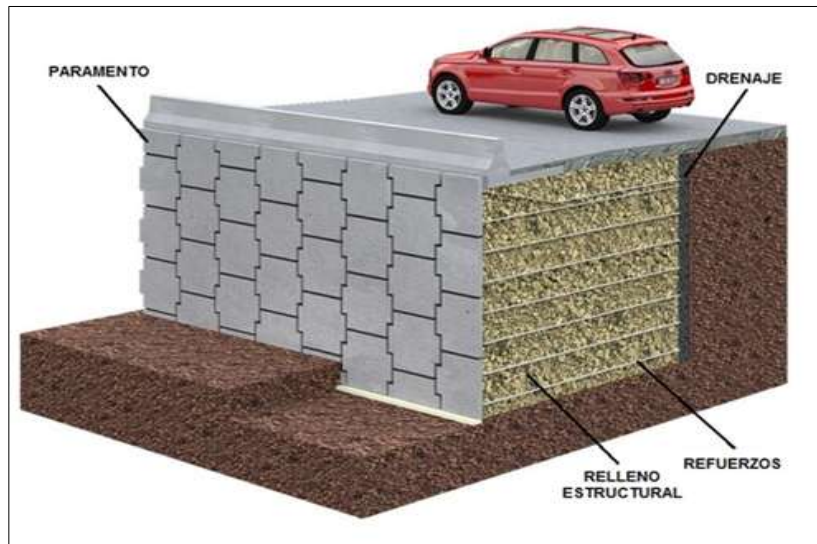


Figura 2.3 Ejemplo de un muro de contención a base de anclajes.

2.3 Procedimiento para el cálculo del muro de contención con anclajes.

1- Dimensionamiento del muro de contención anclado.

El muro de $H=2,55\text{m}$, y 14m de longitud estará conformado por celdas hexagonales de $0,10\text{m}$ de espesor y $h=0,6\text{m}$. (Ver Anexo 9)

Dimensiones de la celda

$$\text{Área hexágono} = n * r^2 \tan \frac{180}{n}$$

$$\text{Área hexágono} = 6 * 30^2 \tan \frac{180}{6}$$

$$\text{Área hexágono} = 3117,69\text{cm}^2$$

$$\text{Área } 1\Delta = \frac{3117,69\text{cm}^2}{6} = 519,62\text{cm}^2$$

$$\text{Área } \Delta = \frac{b * h}{2}$$

$$b = \frac{2 * \text{Área } \Delta}{h} = \frac{2 * 519,62}{30} = 34,64\text{cm}$$

Longitudes del hexágono:

Cara del hexágono=34,64cm

Diagonal del hexágono=69,28

Tomar longitudes constructivas:

Cara del hexágono=35cm

Diagonal del hexágono=70cm

2- Diseño geotécnico del muro de contención con anclaje:

Estrato: suelo friccionante: $\gamma_f = 24 \text{ kN/m}^3$ y $\varphi = 35^\circ$

Aplicar los criterios de seguridad:

$$\gamma_{g_{\tan \varphi}} = 1,2$$

$$\gamma_{g_{E_a}} = 0,8$$

Obtención de los valores de cálculo:

$$\varphi^* = \tan^{-1} \left(\frac{\tan 35^\circ}{1,2} \right) = 30,26^\circ$$

$$k_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi^*}{2} \right) = 0,333$$

$$\delta = \frac{2}{3} \varphi = \frac{2}{3} \times 35^\circ = 21,33^\circ$$

Determinación de las tensiones verticales activas efectivas:

$$\sigma'_{v_0} = \gamma \times z = 24 \text{ kN/m}^3 \times 0 \text{ m} = 0$$

$$\sigma'_{v_1} = \sigma'_{v_0} + \gamma_f \times z_1 = 0 + 24 \text{ kN/m}^3 \times 2,55 \text{ m} = 61,2 \text{ kN/m}^2$$

Determinación de las tensiones horizontales activas efectivas:

$$\sigma'_{h_{a_0}} = k_a \times \sigma_{v_0} = 0$$

$$\sigma'_{h_{a_1}} = k_a \times \sigma_{v_1} = 0,333 \times 61,2 \text{ kN/m}^2 = 20,38 \text{ kN/m}^2$$

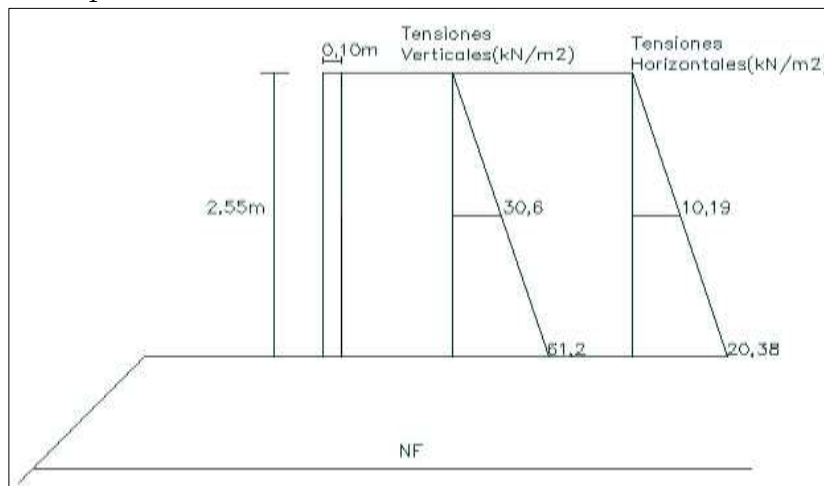


Figura 2.4 Diagrama de tensiones horizontales y verticales

3- Comprobar la estabilidad al vuelco y al deslizamiento.

Determinación de los empujes y momentos para el chequeo de los factores de seguridad:

Empujes:				
Figura	Área	E_a	Brazo	Momento
1	$\frac{2,55 \times 20,3796}{2}$	25,98	0,85	22,083

$$Ea^* = \frac{25,98}{0,8} = 32,475$$

Fuerzas estabilizadoras:					
Figura	Volumen	γ_H	W	Brazo	Momento
1	$1(0,10)2,55=0,255$	24	6,12	0,05	0,306

Chequeo de la estabilidad al vuelco:

$$FS_V = \frac{\sum M_{resistente}}{\sum M_{actuante}} = \frac{0,306 \text{ kNm}}{22,083 \text{ kNm}} = 0,0138$$

$FS_V < 1,5$ Está en riesgo.

Chequeo al posible deslizamiento:

$$FS_D = \frac{\sum F_{resistentes}}{\sum F_{actuales}} = \frac{W \tan \delta}{Ea^*} = \frac{6,12 \text{ kN} \times \tan 23.33^\circ}{32,475 \text{ kN}} = 0,081$$

$FS_D < 1,2$ No cumple

Dado que con las dimensiones propuestas el muro se muestra inestable ante los efectos del volteo y el deslizamiento se decide insertar un sistema de anclajes que asuma el empuje horizontal que provoca el relleno (ver Figura 2.4).

Chequeo a la estabilidad interna

4- Suponer valores para el espaciamiento horizontal y vertical de los tirantes y definir el diámetro de las barras a usar.

Se asumen espaciamiento vertical ($S_v=0,60m$), y horizontal ($S_h=0,15m$)

Definir el posible diámetro a usar:

$$F_{sr} = \frac{\text{Resistencia por fluencia o ruptura}}{\text{Fuerza máxima en el tensor}} = \frac{\text{Área secc} * f_y}{T_i}$$

$$\text{Área secc} = \frac{\pi * D^2}{4}$$

Se toma el factor de seguridad contra ruptura como 2,5 y $f_y = \frac{240MPa}{1,2} = 200MPa$

Despejando el diámetro quedaría:

$$D = \sqrt{\frac{T_i * 4 * F_s}{f_y * \pi}}$$

Cálculo de las fuerzas en los tenores: $T_i = k_a * \gamma_v * S_v * S_h$

Sección superior tensor 3 y 4: $T_i = 0,333 * 24 * 1,35 * 0,6 * 0,15 = 0,971kN$

Sección inferior tensor 1 y 2: $T_i = 0,333 * 24 * 2,55 * 0,6 * 0,15 = 1,834kN$

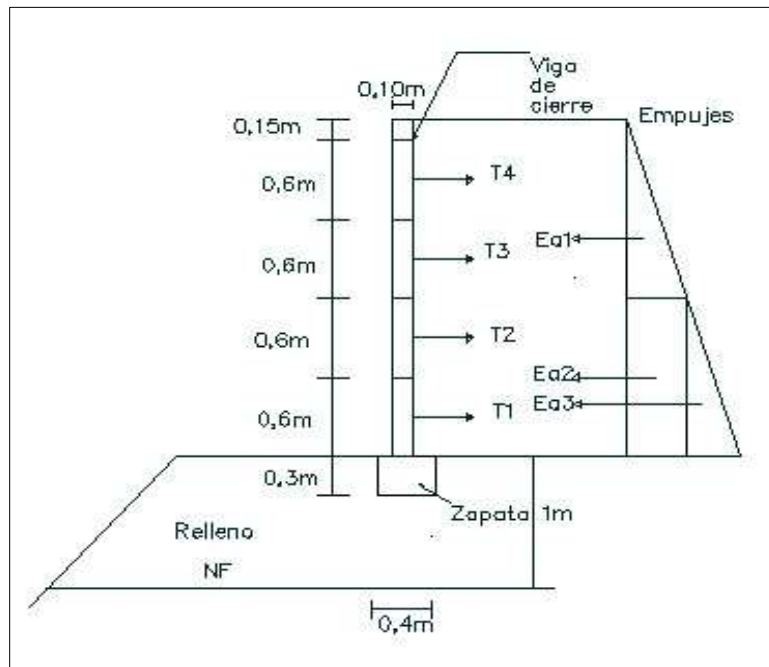


Figura 2.5 Propuesta del muro de contención usando anclajes

Sección superior

$$D = \sqrt{\frac{0,971 * 10}{200000KPa * \pi}} = 0,00393m = 0,393cm$$

Aplicar tasa de corrosión para asegurar el diámetro mínimo que se puede usar.

$$D = 0,393\text{cm} + 0,00254 \text{ cm/año} * 50 \text{ años}$$

$D=0,52\text{cm}$ entonces el diámetro mínimo a usar es 1/4".

Sección inferior

$$D = \sqrt{\frac{1,83 * 10}{200000 \text{ KPa} * \pi}} = 0,0053\text{m} = 0,53\text{cm}$$

Aplicando tasa de corrosión

$$D = 0,53\text{cm} + 0,00254 \text{ cm/año} * 50 \text{ años}$$

$D=0,66\text{cm}$ diámetro mínimo a usar es 3/8".

5- Cálculo de la longitud en los tensores (según propone Rankine)

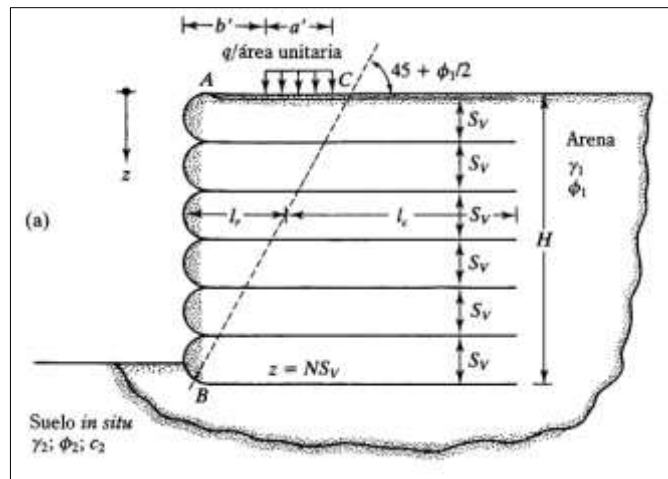


Figura 2.6 Análisis de un muro mecánicamente estabilizado según Rankine

$$L = l_r + l_e$$

$$L = \frac{H - z}{\tan(45^\circ + \frac{\phi}{2})} + \frac{F_s * \Gamma_a * S_v * S_h}{2 * P * \Gamma_v * \tan \delta}$$

$$\text{Donde } \delta = 2/3 * \phi$$

Se escoge diámetro 1/2" = 0,0399m para hacer las comprobaciones.

Sección superior

$$L = \frac{2,55 - 1,35}{\tan(45^\circ + \frac{35}{2})} + \frac{2,5 * 0,333 * 24 * 1,35 * 0,6 * 0,15}{2 * 0,0399 * 1,25 * 24 * \tan(\frac{2}{3} * 35)} = 2,80\text{m}$$

Nota: Se necesitan 2,80m para cada punto según el espaciamiento horizontal indicado, dado que Sh es de 0,15m, (que en el centro de la celda de 0,7m equivaldría a 4 puntos de agarre para los anclajes) siendo necesario ubicar 11,2m de acero en cada celda.

Entonces se dispondrá una malla de barras ($\Phi = \frac{1}{2}$ '), la misma quedará distribuida: 4barras de 2m@0,15x5barras de 0,60@0,40m.

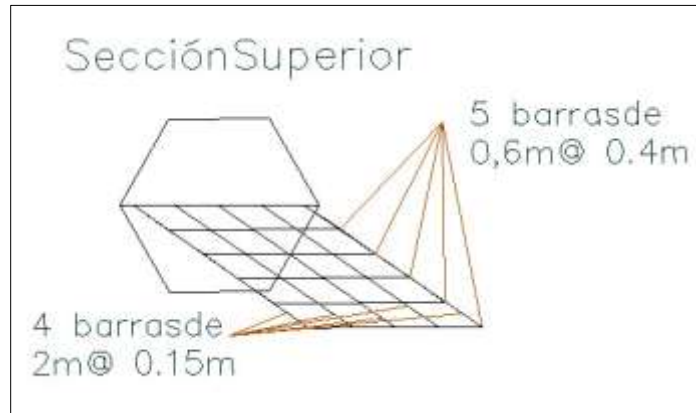


Figura 2.7 Disposición de la malla en las celdas de la sección superior

Sección inferior

$$L = 0 + \frac{Fs * \Gamma a * Sv * Sh}{2 * P * \Gamma v * \tan \delta}$$

$$L = 0 + \frac{2,5 * 0,333 * 24 * 2,55 * 0,6 * 0,15}{2 * 0,0399 * 2,55 * 24 * \tan\left(\frac{2}{3} * 35\right)}$$

$L = 2,10m$ Según lo analizado para la sección superior, se necesita una longitud de 8,4m para cada celda inferior.

Se colocará una malla de barras ($\Phi = \frac{1}{2}$ ') distribuida:

4barras de 2m@0,15x2barras de 0,60@1,0m.

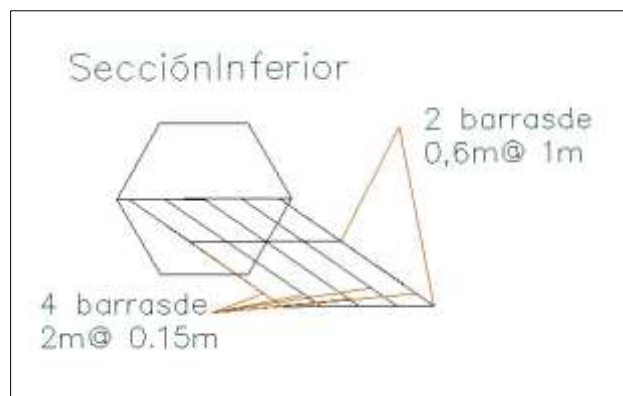


Figura 2.8 Disposición de la malla en las celdas de la sección inferior

Chequeo de la resistencia externa

6- Chequeo al vuelco y al deslizamiento con la variante 1/2" (analizando una franja de 0,70m)

$$FS_V = \frac{\sum M_{resistente}}{\sum M_{actuante}} \quad FS_D = \frac{\sum F_{resistentes}}{\sum F_{actuales}}$$

Cálculo de las fuerzas resistentes.

Peso de la celda:

$$Area_{Hexágono} = 2 * \frac{70 + 35}{2} * 30 = 3150 cm^2$$

$$Volúmen = 0,315 m^2 * 0,10 m = 0,0315 m^3$$

$$W_{celda} = 0,0315 * 24 \frac{kN}{m^3} = 0,76 kN$$

Peso de la viga de cierre:

$$W_{viga} = (0,70 * 0,15 * 0,10) * 24 \frac{kN}{m^3} = 0,252 kN$$

Peso total del muro:

$$W_{muro} = 4 * W_{celda} + W_{viga}$$

$$W_{muro} = 3,292 kN$$

Fuerzas en los tensores:

$$T_{1y2} = Le * P * \sigma_v * \tan \delta$$

$$T_{1y2} = 9,2 m * 0,0399 * (24 * 2,55) * \tan\left(\frac{2}{3} 35^\circ\right)$$

$$T_{1y2} = 9,69 kN$$

$$T_{3y4} = Le * P * \sigma_v * \tan \delta$$

$$T_{3y4} = 11 m * 0,0399 * (24 * 1,35) * \tan\left(\frac{2}{3} 35^\circ\right)$$

$$T_{3y4} = 6,13 kN$$

Fuerzas actuantes.

$$Ea^* = \frac{0,5 * 24 * 2,55 * 0,333}{0,8} = 12,74 kN$$

$$FS_V = \frac{\sum M_{resistente}}{\sum M_{actuante}} = \frac{W \times B + T_1 \times BT_1 + T_2 \times BT_2 + T_3 \times BT_3 + T_4 \times BT_4}{E_a \times b}$$

$$FS_V = \frac{3,292 \text{ kN} \times (0,05 \text{ m}) + 9,69 \text{ kN} \times 0,30 \text{ m} + 9,69 \text{ kN} \times 0,9 \text{ m} + 6,13 \text{ kN} \times 1,5 \text{ m} + 6,13 \times 2,1 \text{ m}}{12,74 \text{ kN} \times (0,85 \text{ m})} = 3,129$$

$$FS_V > 1,5 \quad \text{ok}$$

$$FS_D = \frac{\sum F_{resistentes}}{\sum F_{actuantes}} = \frac{W \tan \delta + \sum T_n}{E_a}$$

$$FS_D = \frac{3,292 \text{ kN} \times \tan\left(\frac{2}{3} \times 35^\circ\right) + 9,69 \text{ kN} \times 2 + 6,13 \text{ kN} \times 2}{12,74 \text{ kN}} = 2,59$$

$$FS_D > 1,2 \quad \text{ok}$$

7- Chequeo a la capacidad resistente de la base de cimentación.

Diseño geotécnico del cimienta corrido en la base del muro:

Estrato: suelo friccionante. $\gamma_f = 24 \text{ kN/m}^3$ $\varphi = 35^\circ$

Dimensiones del cimienta: B=0,4 m L=1 m

Df=0 D=0,3m d=1,5B=1,5×0,4=0,6 m

Coefficientes de seguridad:

Para $\varphi > 30^\circ$: $\gamma_{g_y} = 1,05$ $\gamma_{g_{\tan \varphi}} = 1,10$

Para condiciones de trabajo de la base del cimienta normal y fallo leve el coeficiente de seguridad adicional: $\gamma_s = 1,15$

Valores de cálculo:

$$\gamma_f^* = \frac{\gamma_f}{\gamma_{g_y}} = \frac{24 \text{ kN/m}^3}{1,05} = 22,86 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi^* = \tan^{-1} \left(\frac{\tan 35^\circ}{1,10} \right) = 32,48^\circ$$

Factores de carga (NC 1:2007). (Ver Anexo 10).

Para $\varphi^* = 33^\circ$:

$$N_y = 32,59 \quad N_q = 25,93$$

Factores de corrección debido al efecto de forma:

$$s_y = 1 \quad s_q = 1$$

Factores que toman en consideración la inclinación de la carga:

$$i_y = 1 \quad i_q = 1$$

Factores que toman en cuenta la inclinación del terreno:

Como el terreno es horizontal $\psi < 5^\circ$: $g_\gamma = g_q = 1$

Factores que valoran el efecto de la profundidad:

Condición: $D < B$

$$d_\gamma = 1$$

$$dq = 1 + 2 \tan \varphi * (1 - \sin \varphi *)^2 (D/b)$$

$$dq = 1,20$$

Cálculo de la capacidad portante:

$$\gamma_2 = \gamma_f^* = 22,86 \text{ kN/m}^3$$

$$q_k = \gamma_h^* \times D_f = 24 \text{ kN/m}^3 \times 0,3 \text{ m} = 7,2 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{br}^* = 0,5 \times B \times \gamma_2 \times N_\gamma \times s_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma \times g_\gamma + q_k \times N_q \times s_q \times i_q \times d_q \times g_q$$

$$q_{br}^* = 0,5 \times 0,4 \text{ m} \times 22,86 \text{ kN/m}^3 \times 32,59 \times 1 \times 1 \times 1 \times 1 + 7,2 \text{ kN/m}^2 \times 25,93 \times 1 \times 1 \times 1 \times 1$$

$$q_{br}^* = 373,04 \text{ kN/m}^2$$

Condición para diseño: $Q_{bt}^* > N^*$

$$Q_{bt}^* = B \times L \left(\frac{q_{br}^* - q_k}{\gamma_s} + q_k \right)$$

$$Q_{bt}^* = 0,4 \times 0,7 \text{ m} \left(\frac{373,04 \text{ kN/m}^2 - 7,2 \text{ kN/m}^2}{1,15} + 7,2 \text{ kN/m}^2 \right)$$

$$Q_{bt}^* = 91,09 \text{ kN}$$

$$N'^* = 1,2 (W_{muro}) = 1,2 (3,292 \text{ kN}) = 3,95 \text{ kN/m}$$

$$N^* = N'^* + Q_{cimiento} + Q_{rehincho}$$

$$Q_{rehincho} = 0$$

$$Q_{cimiento} = V l m_{cimentación} \times 24 \text{ kN/m}^3$$

$$Q_{cimiento} = (0,4 \times 0,3 \times 0,7) \times 24 \text{ kN/m}^3$$

$$Q_{cimiento} = 2,02 \text{ kN}$$

$$N^* = N'^* + (Q_{cimiento} + Q_{rehincho})$$

$$N^* = 3,95 \text{ kN} + 2,02 \text{ kN} = 5,97 \text{ kN}$$

$$Q_{bt}^* : N^*$$

$$91,09 \text{ kN} > 5,97 \text{ kN} \text{ ok}$$

Al obtener estos resultados tan favorecedores para los factores de seguridad al vuelco y al deslizamiento, así como el altísimo nivel de capacidad portante en la base de zapata que se propone, se demuestra la solidez en el diseño del presente procedimiento, para muros de contención con anclajes.

Es notable la versatilidad de este sistema de muro que brinda la posibilidad de usar diferentes tipos de diámetro de acero, en dependencia de la accesibilidad que se tenga para la obtención de estos.

En la siguiente tabla se muestran los valores de longitud del anclaje necesario usando diferentes diámetro de barras de acero.

Φ	Sección superior		Sección inferior	
	Longitud(m)	Malla	Longitud(m)	Malla
1/4'	20	4b de 2m@0,15mx20b de 0,60m@0,10m	-	-
3/8'	14,4	4b de 2m@0,15mx11b de 0,60m@0,18m	11,6	4b de 2m@0,15mx6b de 0,60m@0,30m
1/2'	11,2	4b de 2m@0,15mx5b de 0,60m@0,40m	8,4	4b de 2m@0,15mx2b de 0,60m@1m
5/8'	9,6	4b de 2m@0,15mx3b de 0,60m@0,6m	7,2	4b de 2m@0,15mx1b de 0,60m

2.4 Análisis del procedimiento empleado para el cálculo del muro de contención anclado, en el programa SAP2000.

Para comprobar la pertinencia del procedimiento desarrollado, se hizo uso del programa SAP2000, herramienta confiable, sofisticada y fácil de usar sobre la base de una interfaz gráfica con procedimientos de modelaje, análisis y diseño

estructurales. Se creó un modelo como simulación del muro de contención anclado que se propone como solución para la Batería Fernando VII. (Figura 2.7)

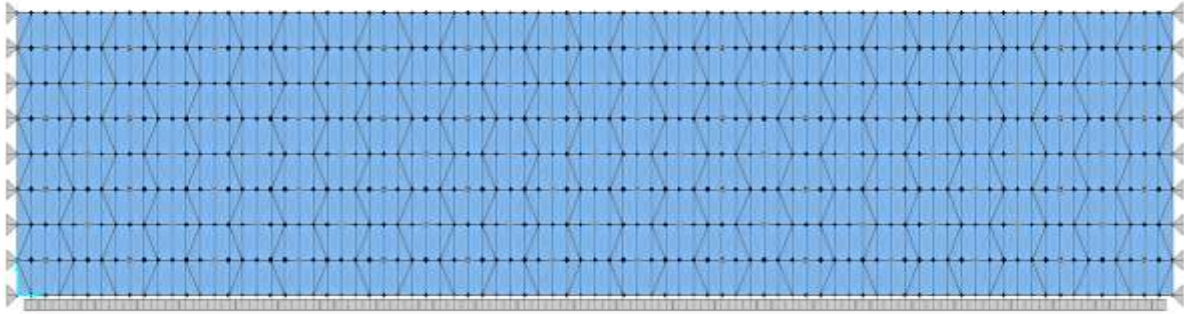


Figura 2.7 Modelo creado en el SAP 2000.

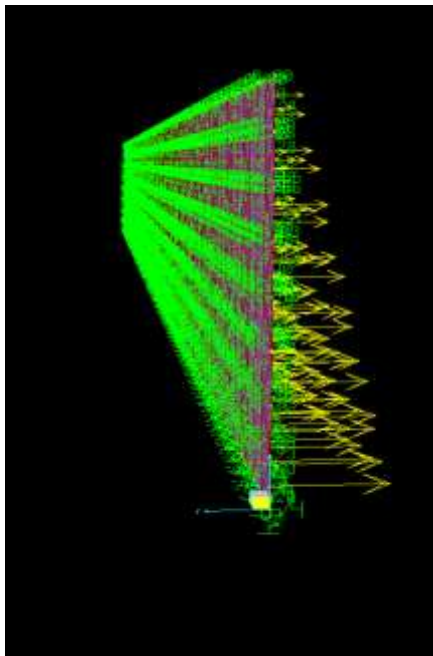


Figura 2.8 Empuje del duelo sobre la pantalla del muro

Análisis de la variación de momento

Es visible la absorción del momento en la pantalla por los anclajes, si se hace una comparación entre el modelo con los anclajes y sin ellos.

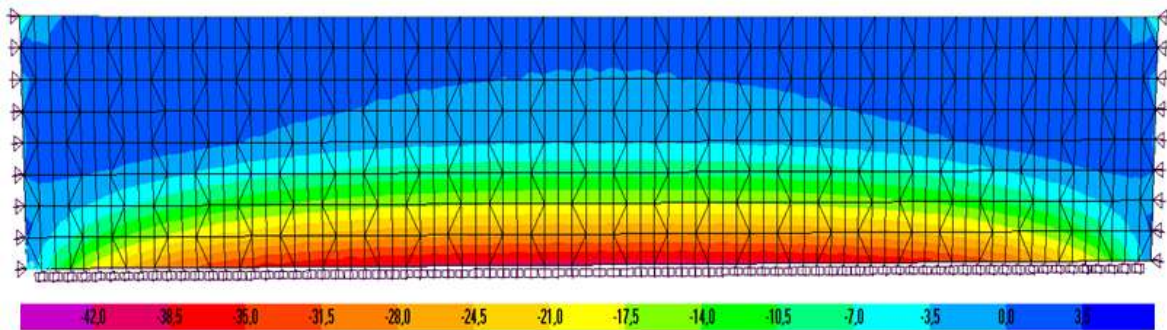


Figura 2.9 Comportamiento del momento sin insertar los anclajes (kN-m/m)

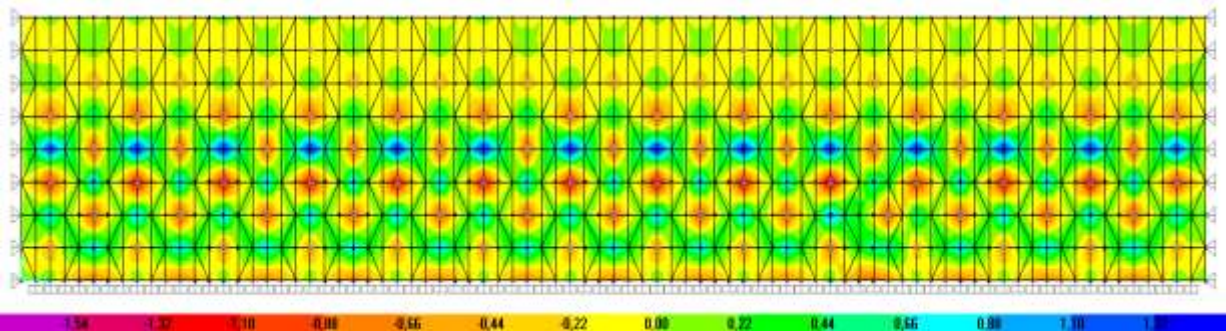


Figura 2.10 Comportamiento del momento usando los anclajes (kN-m/m)

En el modelo creado en el Sap2000, se incrementó una fuerza por efecto de sobrecarga (según epígrafe 1.2.2), debida a labores de compactación con un valor de 1t/m, para comprobar la reacción en los puntos resultantes de los anclajes (es decir en el centro de cada celda).

En el centro de la longitud del muro las reacciones muestran los siguientes valores:

Para tensores 1 y 2, las reacciones son: 6,09 y 9,07 kN respectivamente.

Para tensores 3 y 4, las reacciones son: 5,99 y 1,47 kN respectivamente.

Lo que demuestra que los valores calculados para la tensión que proporciona el tensor según el procedimiento trabajado (en 2.3), en función de la longitud de malla concuerdan con estos valores que se tomaron del software, estos son:

Para tensores 1 y 2: 9, 69 kN.

Para tensores 3 y 4: 6,13 kN.

Gráficos de deformación y momento.

Si se analizan los momentos y desplazamientos en la pantalla del muro se puede observar como se comporta inamovible en los puntos donde están ubicados los anclajes.

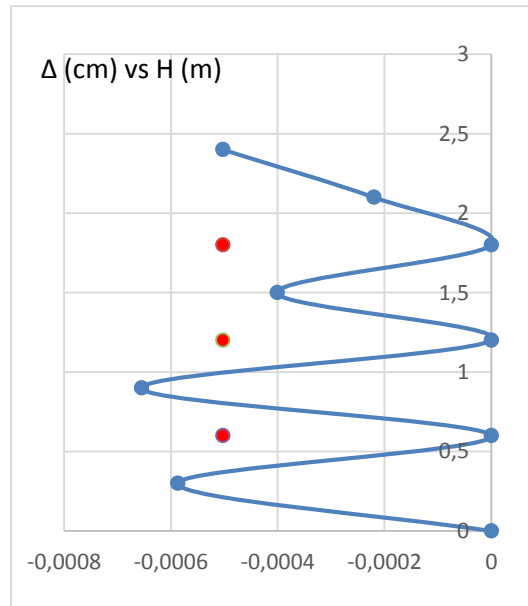


Grafico 2.1 Variación de las deformaciones en el centro del muro.

Nota: el sentido de la deformación hacia la parte negativa en el gráfico significa que el muro se desplaza hacia adelante.

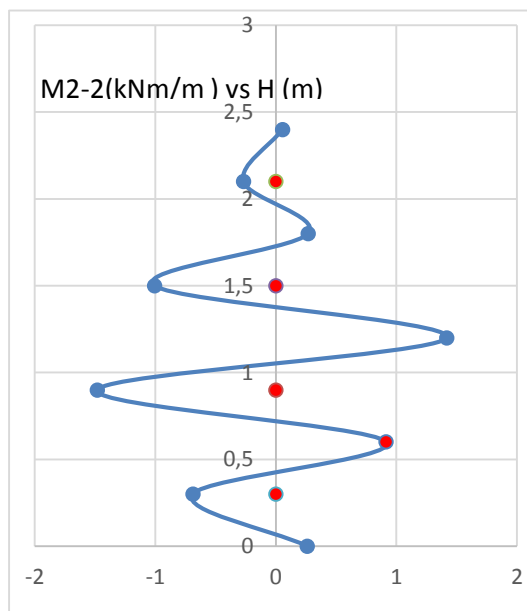


Grafico 2.2 Variación del momento en el centro del muro.

2.5 Proceso constructivo de los muros de contención con anclajes.

El proceso para la construcción de muros de contención anclados se propone en cuatro fases principales. (Ver Anexo 11)

Fase 1. Excavación y fundición del cimiento.

Fase 2. Montaje de las celdas (escamas)

Las celdas por tener poco peso pueden ser colocadas por amenos 2 obreros. Se ajusta la pieza en su posición definitiva mediante palanca y se comprueba su correcta horizontalidad y el desplome.

Se debe asegurar que la unión entre ellas quede de forma rígida, se usará como aglomerante mortero, de resistencia adecuada.

Cuando exista riesgo de caída de altura se colocan elementos de barandilla para proteger los huecos entre escamas alternas, que se irán retirando al introducir nuevas escamas.

Fase 3. Descarga, extendido y compactación del relleno de tierras.

Se procederá a regar el material de relleno en capas de 15-20 cm de espesor mediante pala cargadora o similar se distribuye la tierra sobrepasando la altura de los anclajes de los flejes de las escamas del nivel inferior de la línea.

La compactación se realizará mediante rodillo o compactadora manual, en el caso de las terminaciones en la zona próxima a la línea de montaje, se aplanan y compacta el relleno de tierras hasta quedar completamente compactado, teniendo en cuenta no desestabilizar la celda colocada.

La compactación nunca se realizará en sentido perpendicular a la línea de escamas.

Fase 4. Colocación de las mallas.

Las mallas se colocan con mediante un agarre en el centro de la celda que ya previamente tendrá la gaza que servirá de conexión entre la celda y la malla de anclaje.

Estas cuatro fases se reiniciarán dependiendo de la cantidad de líneas de celdas que sea necesario colocar.

2.6 Consideraciones generales para el uso de los muros anclados.

Como se puede observar, la ejecución de un muro de contención con anclajes no es excesivamente complejo, pero la dinámica de su ejecución condiciona el sistema a emplear para eliminar el riesgo de caídas a distinto nivel.

Es necesario la instalación de barandillas de borde, que han de ascender y evolucionar con la ejecución y que además presentan una particularidad, los gatos de las barandillas se encastran en vertical en las escamas del muro. Existe una buena variedad de gatos y pies de anclaje para postes de barandilla de borde en el mercado.

La espectacularidad de la ejecución y el riesgo existente de caídas a distinto nivel puede distraernos de otros riesgos igualmente presentes, como los derivados de la elevación de cargas o los generados por las maniobras de relleno y compactado.

El relleno y compactado consiste básicamente en depositar tierra sobre los anclajes y compactar dicha tierra con rodillos compactadores y los problemas pueden aparecer cuando el espacio es reducido o cuando existe mucho movimiento de vehículos en la zona.

En el caso de espacios reducidos es importante evitar la presencia de peatones durante el relleno y compactación.

En el caso de tráfico intenso es necesario contemplar zonas de seguridad, tanto para los trabajadores durante el montaje, como para la propia integridad del paramento, pues se debe evitar la alteración de las cargas sobre las escamas. (Anexo 12)

Recordemos que una norma básica es que la compactación se ejecute en paralelo a la línea de escamas y nunca en sentido perpendicular a estas pues se ejercería un empuje sobre el paramento que podría dañarlo.

Este tipo de muro puede ser implementado en cualquier lugar, siempre que se realice un análisis del medio y se tomen las medidas pertinentes. Ahora bien el

lugar objeto de estudio es una zona altamente agresiva por los efectos del aerosol marino, es por esto que se deben tomar medidas de carácter obligatorio para proteger la estructura contra la corrosión.

Tipos de protección contra la corrosión:

Galvanizado: El proceso de galvanización implica la formación de una capa de zinc sobre la superficie de un metal.

Recubrimientos de polímeros: Se puede aplicar materiales poliméricos a los metales en forma de hoja o en polvo para evitar que se corroa. La única desventaja de este método de prevención de la corrosión es si alguna parte de la superficie del metal se mantiene descubierta, esta se puede corroer rápidamente.

Revestimientos de conversión

Utilizando recubrimientos de conversión: puedes disminuir la probabilidad de corrosión de un metal. Las reacciones químicas en este método producen capas resistentes a la corrosión generalmente de fosfato o cromato en la superficie de un metal. Los recubrimientos de conversión pueden preparar la superficie de un metal para una capa de pintura, de acuerdo con la guía de la conservación de los metales.

Pintura: Hay un número incontable de materiales que puedes aplicar sobre la superficie de un metal para que sea más resistente a la corrosión. Las pinturas pueden evitar que los electrolitos tomen su parte necesaria en el proceso de corrosión. Muchas pinturas naturalmente la desalientan ya que a menudo contienen sales de metales pesados orgánicos. Puedes "galvanizar" los metales pintando una capa de zinc sobre la superficie.

Se recomienda para el caso de estudio aplicar tratamiento anticorrosivo para los elementos del muro de contención con anclajes.

Para la malla de anclaje se puede aplicar, solución galvánica a base de aluminio, pinturas Epóxicas, o elementos de recubrimiento plásticos.

Para la pantalla que se encontrará sometida constantemente a la acción de las partículas del aerosol marina, se recomienda el uso de pinturas Asfálticas o

Epóxicas, para lograr la permeabilidad de la estructura, además de ser necesario adoptar la resistencia requerida para el hormigón.

Conclusiones del capítulo

- Se propuso un procedimiento para el cálculo de la estabilidad en el muro que generó resultados favorables de seguridad.
- Esta tecnología aporta mayor resistencia dando como resultado un material híbrido, suelo- armadura, con excelente comportamiento ante los esfuerzos de tensión y compresión.
- Esta modalidad es un sistema fácil, práctico y rápido, que no requiere de equipos especiales, con mejor terminación estética.

CONCLUSIONES GENERALES.

- A la influencia negativa de los procesos naturales descritos se le añade la situación estructural de la Batería, que en la actualidad es crítica atendiendo a las evidencias de procesos de desplazamiento de la construcción generados en lo fundamental por dos fenómenos: el primero y más importante relacionados con el oleaje del mar y su energía, acentuado en los últimos años con el paso de huracanes y los oleajes energéticos generados frentes fríos en el período invernal y el segundo, por deficiencias constructivas de la propia instalación y falta de mantenimientos estructurales.
- El procedimiento desarrollado para comprobar la estabilidad en los muros de contención con anclajes, aporta resultados satisfactorios que corroboran la seguridad en estos tipos de muros y su flexibilidad en cuanto a la posibilidad de poder usar diferentes diámetros de acero para los anclajes.
- La tecnología de muro de contención con anclajes presenta importantes ventajas en relación con los muros convencionales como son: reducción del espacio, racionalización del volumen de hormigón armado, reducción de tiempo de ejecución, mano de obra y cero utilización de equipos de izaje.
- Esta modalidad de muro permite lograr alturas de tamaño importante y puede ser empleada en cualquier lugar atendiendo siempre a las exigencias del medio.

RECOMENDACIONES.

1. Implementar la propuesta de solución de muro de contención con anclajes, en el lugar de estudio Centro Histórico Cultural Batería Fernando VII en la ciudad de Gibara, con la previa aprobación de la oficina de patrimonio de la ciudad.
2. Dar seguimiento y continuidad al estudio de este tipo de muros analizando las cargas dinámicas sobre la estructura.
3. Realizar una valoración económica entre esta modalidad de muro de contención con anclajes y los muros convencionales.
4. Divulgar el tema en las entidades pertinentes para incentivar el uso de este tipo de muro en nuestro país.
5. Facilitar el tema de estudio en la formación de los estudiantes de ingeniería civil para ampliar el campo de conocimientos respecto a las soluciones de muros existentes.

BIBLIOGRAFÍA

1. Anclajes. Página web. Disponible: <http://www.ecured.cu/Anclajes>. [Consulta: 20/10/15].
2. Anzules Guevara Manuel M. Cálculo estructural. Facultad de Ciencias Matemáticas y Físicas, Escuela de Ingeniería Civil, Guayaquil- Ecuador, 2008.
3. Batería Fernando VII. Disponible: http://www.ecured.cu/Bater%C3%ADa_de_Fernando_VII. [Consulta: 20/10/15].
4. Braja Das. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. California State University, Sacramento, 1999. p-334.
5. Capítulo 14 Estructuras de contención o anclajes. Disponible: <http://es.slideshare.net/ssbbooss/estructuras-de-contencion-y-anclaje>. [Consulta: 5/10/16]
6. Cruz Cabezas Dr. Miguel A. Monografía ¿Cómo se estructura y construye un Trabajo de Diploma?, Universidad de Holguín, 2014.
7. Cardozo Adenay y Chacón Karla. Grupo #3 Tierra Armada, Muros de contención y anclajes, Mérida 2010.
8. Járez Badillo E y Rico Rodríguez A. Mecánica de suelos. Publicación 2005.
9. Gonzalo Andrés Jara M. Estudio de la aplicabilidad de materiales compuestos al diseño de estructuras de contención de tierras y su interacción con el entorno, para su empleo en obras de infraestructura viaria. Tesis doctoral. Madrid, 2008. p-3.
10. Hernaldo Martínez Edner. Construcción de muros de contención en zonas urbanas: Análisis comparativo de costos para las soluciones más usadas. Tesis de grado, Universidad Austral de Chile, Valdivia, 2008.
11. Hernández Eliud. Manual de aplicación del programa SAP2000 v14.
12. Informe general de asesoreamiento para la confección del proyecto técnico ejecutivo para rehabilitación del Centro Histórico Cultural Batería Fernando

- VII. Centro de Investigaciones y Servicios Ambientales y Tecnológicos de Holguín (CISAT), 2015.
13. Norma Cubana 1:2007. Geotecnia. Norma para el diseño geotécnico de cimentaciones superficiales.
 14. Lucero Prado F, Pachacama Caiza E, y Rodríguez Montero W. Análisis y diseño de muros de contención. Trabajo de graduación previo a la obtención el título de Ingeniero Civil, Quito ecuador, 2012. p- 12.
 15. Muros de contención. Disponible: https://es.wikipedia.org/wiki/Muro_de_contenci%C3%B3n. [Consulta: 3/3/16].
 16. Recomendaciones para el proyecto, construcción y control de anclajes al terreno. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Colectivo de autores, 3era Edición, 2005.
 17. Rodríguez Ortiz José M, Serra Costa Jesús y Oteo Mazo Carlos. Curso Aplicado de Cimentaciones. Servicio de publicaciones del colegio oficial de Arquitectos, Madrid, 1985.
 18. Rosero Freire Carlos E. Análisis y diseño de muros anclados de hormigón armado y su aplicación en la estabilización de excavaciones profundas de subsuelos. Trabajo previo a la obtención del título de ingeniero civil, Ambato – Ecuador, 2015.p- 21
 19. Santamaría Arias, Dr. Jesús. Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno. Dirección técnica de la Dirección General de Carreteras, Madrid, 2001. p- 23
 20. Tierra Armada. Disponible: http://www.ecured.cu/Muro_de_tierra_armada. [Consulta: 5/1/16]
 21. Torres Belandria, Rafael A. Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado. Universidad de los Andes, Facultad de Ingeniería, Mérida – Venezuela, 2008. P-5.

ANEXOS

Anexo 1. Muros prefabricados

1-a) Muro de pantalla prefabricada y zapata in situ



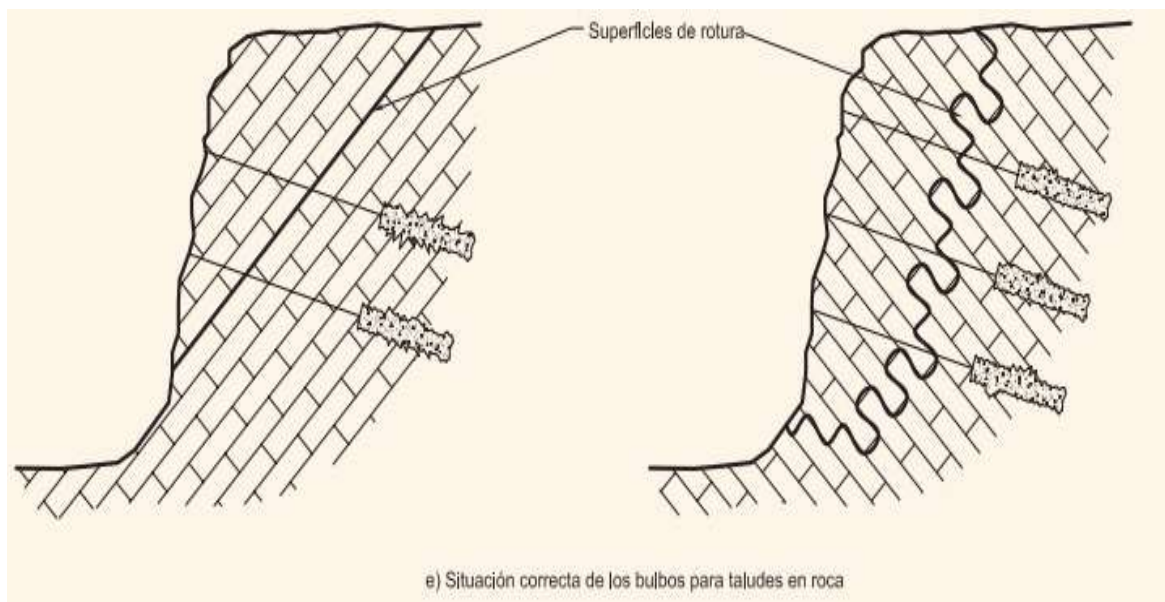
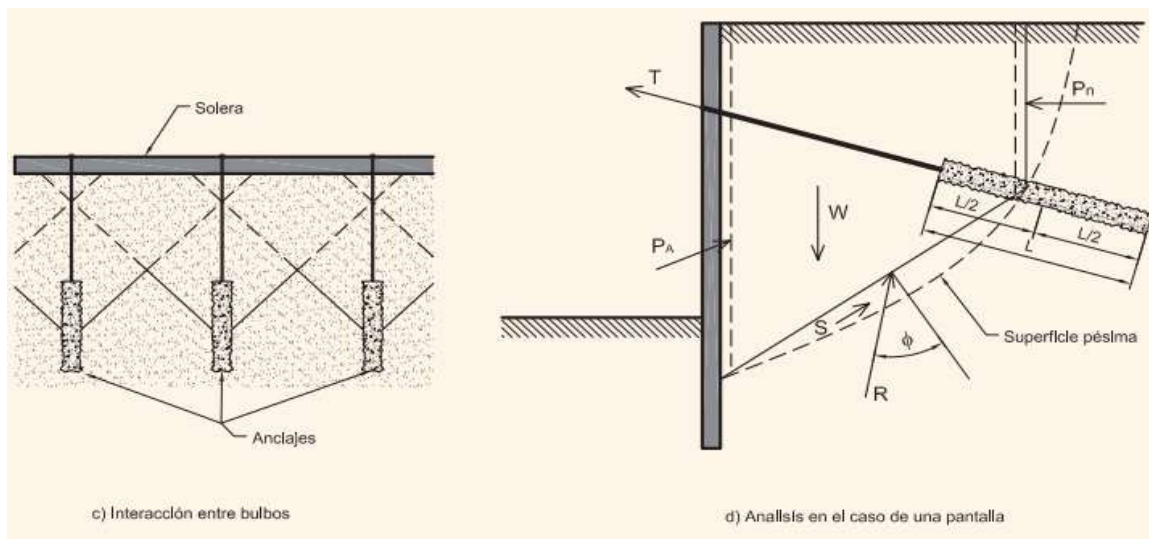
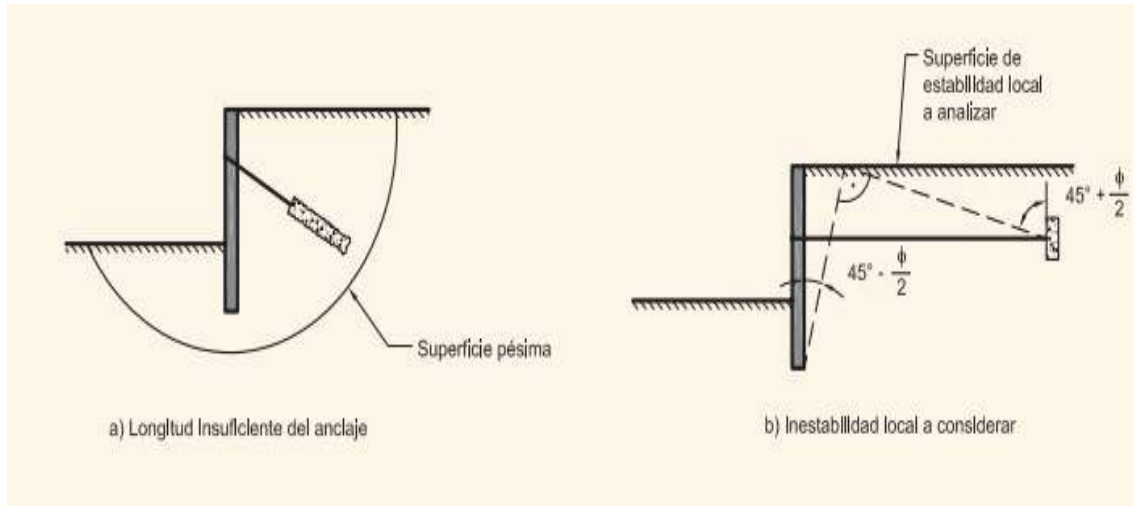
1-b) Muro de módulos prefabricados verdes



1-c) Muro de bloques prefabricados de hormigón.

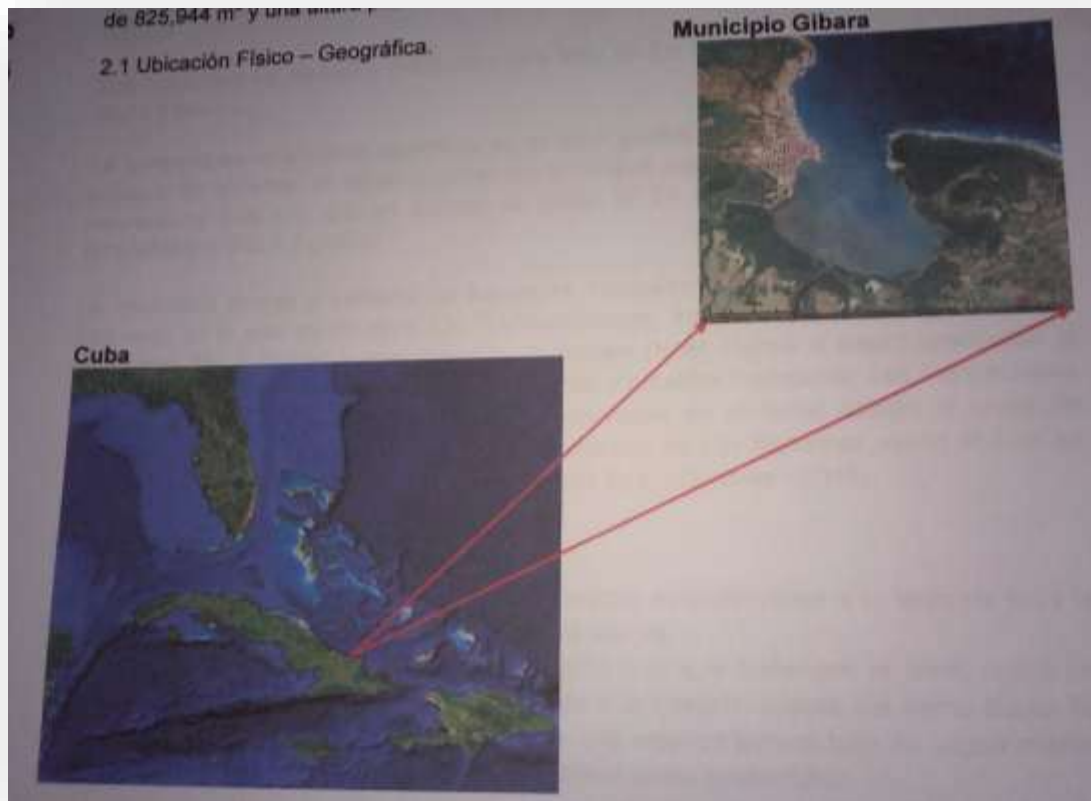


Anexo2. Configuraciones de rotura en los muros mecánicamente estabilizados



Anexo 3. Microlocalización del área de estudio.

3-a) Microlocalización de la Batería Fernando VII.



3-a) Entrada del centro Histórico cultural Batería Fernando VII



Anexo 4. Elementos ingeniero geológicos representativos del área (relleno no tecnificado y calizas arrésciales pertenecientes a la formación Jaimanitas).

4-a)



4- b)



4-c)

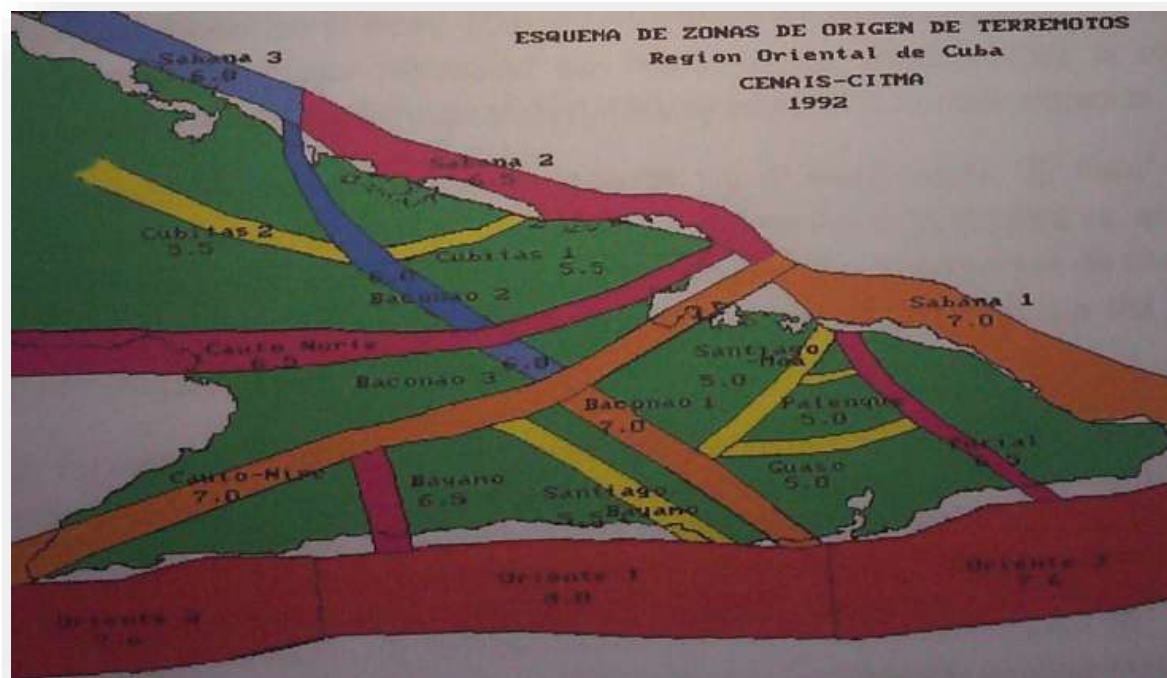


Anexo 5. Ubicación sísmica de la zona

5-a)



5- b)



Anexo 6. Situación estructural en la Batería Fernando VII.

6- a) Muro de protección sur.



6- b) Muro de protección norte.



6- c) Interior de la Batería Fernando VII.



Anexo 7. Efecto de eventos naturales sobre el muro de protección sur en la Bateria Fernando VII.

7-a) Proceso erosivo.



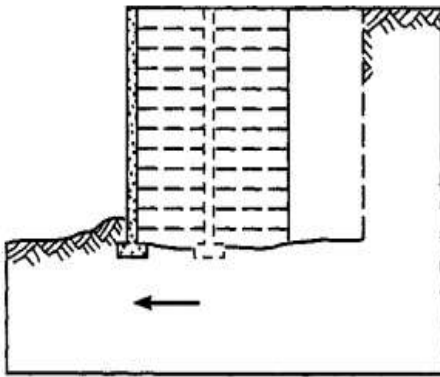
7-b) Deslizamiento del material de relleno.



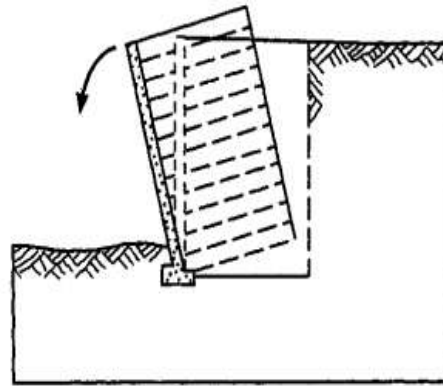
7-c) Ausencia de drenaje superficial.



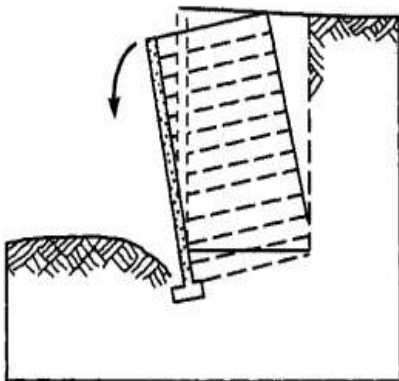
Anexo 8. Estabilidad externa en los muros de contención anclados.



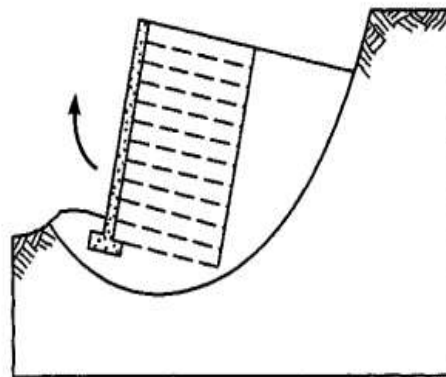
(a) Deslizamiento



(b) Volteo



(c) Capacidad de carga



(d) Estabilidad profunda

Anexo 9. Ejemplo de una celda como la que se propone.

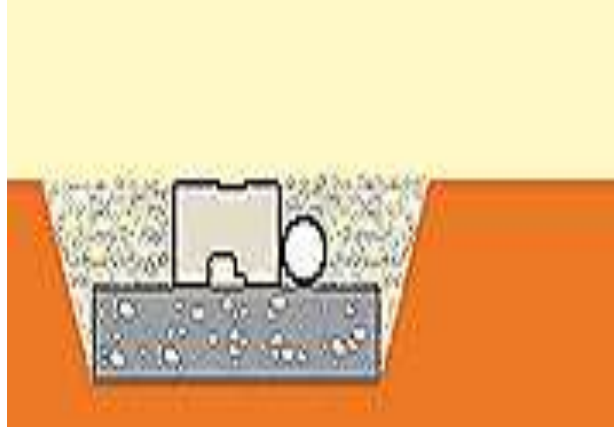


Anexo 10. Valores de los coeficientes de la capacidad soportante, según la NC 1:2007, Norma para el diseño geotécnico de cimentaciones superficiales.

φ^*	N_c	N_q	N_γ	N_q / N_c	$2 \operatorname{Tag} \varphi (1 - \operatorname{sen} \varphi)^2$
0	5.14	1.0	0	0.19	0.0
1	5.36	1.1	0.003	0.2	0.033
2	5.62	1.2	0.014	0.21	0.065
3	5.88	1.33	0.032	0.22	0.094
4	6.17	1.43	0.06	0.04	0.121
5	6.45	1.56	0.099	0.07	0.146
6	6.79	1.71	0.151	0.25	0.168
7	7.14	1.87	0.216	0.26	0.189
8	7.50	2.05	0.297	0.27	0.208
9	7.90	2.25	0.397	0.28	0.225
10	8.32	2.46	0.519	0.29	0.241
11	8.77	2.70	0.665	0.31	0.254
12	9.25	2.96	0.839	0.32	0.266
13	9.77	3.25	1.045	0.33	0.227
14	10.33	3.57	1.289	0.34	0.286
15	10.94	3.93	1.576	0.36	0.294
16	11.59	4.32	1.913	0.37	0.301
17	12.29	4.76	2.307	0.38	0.306
18	13.05	5.24	2.767	0.40	0.310
19	13.57	5.77	3.304	0.41	0.313
20	14.77	6.37	3.93	0.43	0.315
21	15.74	7.04	4.661	0.44	0.316
22	16.80	7.79	5.512	0.46	0.316
23	17.96	8.62	6.504	0.48	0.313
24	19.26	9.56	7.661	0.49	0.313
25	20.62	10.61	9.011	0.51	0.311
26	22.14	11.80	10.588	0.53	0.307
27	23.81	13.13	12.432	0.55	0.304
28	25.66	14.64	14.59	0.57	0.299
29	27.70	16.35	17.121	0.59	0.294
30	29.96	18.29	20.093	0.61	0.288
31	32.47	20.51	23.591	0.63	0.282
32	35.27	23.03	27.715	0.65	0.276
33	38.39	25.93	32.59	0.67	0.269
34	41.88	29.25	38.366	0.69	0.262
35	45.80	33.07	45.228	0.72	0.254
36	50.22	37.49	53.405	0.74	0.247
37	55.22	42.61	63.178	0.77	0.239
38	60.88	48.56	74.899	0.79	0.231
39	67.33	55.52	89.007	0.82	0.222
40	74.70	63.68	106.054	0.85	0.214

Anexo 11. Proceso constructivo de los muros de contención anclados

11-a) Fase 1



11-b) Fase 2



11-c) Fase 3



11-d) Fase 4



Anexo 12. Zonas de seguridad en la ejecución d un muro d contención anclado

