

UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

**SISTEMA DE POSGRADO
MAESTRÍA EN INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN
II PROMOCION**

**TÍTULO: EVALUACION DE LA EFICACIA DEL METODO DE
CALCULO DE MUROS DE HORMIGON ARMADO PARA LA
RESISTENCIA DE EMPUJES ACTIVOS O PASIVOS EN
ESTACIONES DE DRENAJE.**

**AUTOR:
VELEZ DELGADO GALO GABRIEL**

**TRABAJO DE TITULACION EXAMEN COMPLEXIVO
PARA LA OBTECION DEL GRADO DE MAGISTER EN
INGENIERIA DE LA CONSTRUCCION**

**TUTOR:
VILLACRÉS SÁNCHEZ ALEX**

Guayaquil, Ecuador

Guayaquil, al 30 del mes de enero del 2019



UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

**SISTEMA DE POSGRADO
MAESTRÍA EN INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN
II PROMOCION**

CERTIFICACIÓN

Certificamos que el presente trabajo de titulación fue realizado en su totalidad por GALO GABRIEL VELEZ DELGADO, como requerimiento para la obtención del Título de MAGISTER EN INGENIERIA DE LA CONSTRUCCION.

TUTOR (A)

ING. ALEX VILLACRÉS SÁNCHEZ

DIRECTOR DE LA MAESTRIA

Ing. Mercedes Beltrán Velásquez, M.I.

Guayaquil, al 30 del mes de enero del 2019



UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

**SISTEMA DE POSGRADO
MAESTRÍA EN INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN
II PROMOCION**

DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD

Yo, **ING. GALO GABRIEL VELEZ DELGADO**

DECLARO QUE:

El Trabajo de Titulación : **EVALUACION DE LA EFICACIA DEL METODO DE CALCULO DE MUROS DE HORMIGON ARMADO PARA LA RESISTENCIA DE EMPUJES ACTIVOS O PASIVOS EN ESTACIONES DE DRENAJE** previo a la obtención del Título de Magíster en Ingeniería de la Construcción, ha sido desarrollado respetando derechos intelectuales de terceros conforme las citas que constan al pie de las páginas correspondientes, cuyas fuentes se incorporan en la bibliografía. Consecuentemente este trabajo es de mi total autoría.

En virtud de esta declaración, me responsabilizo del contenido, veracidad y alcance del Trabajo de Titulación, de tipo MAGISTER EN INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCION referido.

Guayaquil, al 30 del mes de enero del 2019

EL AUTOR

VELEZ DELGADO GALO GABRIEL



UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

**SISTEMA DE POSGRADO
MAESTRÍA EN INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN
II PROMOCION**

AUTORIZACIÓN

Yo, **VELEZ DELGADO GALO GABRIEL**

Autorizo a la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil a la **publicación** en la biblioteca de la institución del Trabajo de Titulación : **EVALUACION DE LA EFICACIA DEL METODO DE CALCULO DE MUROS DE HORMIGON ARMADO PARA LA RESISTENCIA DE EMPUJES ACTIVOS O PASIVOS EN ESTACIONES DE DRENAJE**, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi exclusiva responsabilidad y total autoría.

Guayaquil, al 30 del mes de enero del 2019

EL AUTOR

VELEZ DELGADO GALO GABRIEL



**UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
SISTEMA DE POSGRADO
MAESTRÍA EN INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN,
II PROMOCIÓN**

TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN

f. _____

ING, Mg. ALEX VILLACRES SANCHEZ
DIRECTOR DE LA MAESTRÍA

f. _____

ING, PHD WALTER MERA ORTIZ
DOCENTE CALIFICADOR 1

f. _____

ING. LUIS YEPEZ ROCA
DOCENTE CALIFICADOR 2

INDICE

PROLOGO	viii
Palabras Claves	x
CAPITULO 1.....	12
1.0 EL PROBLEMA.....	12
1.1 PROBLEMA DE LA INVESTIGACION.....	13
1.2 JUSTIFICACION DEL PROYECTO	15
1.3 LIMITES Y ALCANCES.....	16
1.4 OBJETIVOS.....	17
1.4.1 OBJETIVO GENERAL.	17
1.4.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS.....	17
1.5 HIPOTESIS.....	18
CAPITULO 2.....	19
2.0 ESTADO DEL ARTE.....	19
MARCO TEORICO	22
2.1 MUROS DE CONTENCION.....	22
2.2 DESIGNACIONES	23
2.3 TIPOLOGIA DE MUROS DE CONTENCION.....	24
• MUROS DE GRAVEDAD	24
• MUROS DE MENSULA	24
• MUROS DE CONTRAFUERTES.....	25
• MUROS DE BANDEJAS.....	26
• MUROS CRIBAS Y OTROS MUROS PREFABRICADOS.....	27
2.4. TIPOLOGIA DE MUROS DE SÓTANO	27
2.5. Tipos de empuje	28
2.6. CÁLCULO DEL EMPUJE ACTIVO	29
CAPITULO 3.....	31
3.0 TEORÍA DE COULOMB.....	31
3.1. Procedimiento gráfico.	34
3.2 TEORÍA DE RANKINE	40
CAPITULO 4.....	42

4.0 CASO DE EXISTENCIA DE CARGAS SOBRE EL TERRENO.....	42
4.1. Carga uniformemente repartida.....	42
4.2. Cargas puntuales o concentradas en áreas reducidas (zapatas)	44
4.3. CASO DE TERRENOS PARCIAL O TOTALMENTE ANEGADOS.....	46
4.4 EMPUJE AL REPOSO.....	49
4.5. FORMAS DE AGOTAMIENTO DE LOS MUROS.....	50
4.6. CÁLCULO DE MUROS MÉNSULA.	53
4.7. COMPROBACION DE LA ESTABILIDAD ESTRUCTURAL.	55
4.8. DIMENSIONAMIENTO COMO ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO.....	64
4.8.1. Cálculo del fuste	64
4.9. Cálculo de la puntera.....	76
4.10. Cálculo del talón.	77
4.11. Cálculo del tacón.	78
CAPITULO 5.....	79
RESULTADOS Y ANALISIS	79
DEMOSTRACION DE EFICACIA DEL METODO.....	79
A.-GENERALIDADES	79
B.-ESPECIFICACIONES TECNICAS DE LAS BOMBAS AXIALES.....	81
C.- OPERACIÓN DE BOMBEO.....	81
D.- POTENCIA DEL MOTOR.....	82
OBJETIVOS ESPECIFICOS.....	82
1. DEFINIR LA GEOMETRIA DEL MURO, SABIENDO QUE ES UN MURO Y CUALES SON SUS TIPOS	82
2. DEFINIR LOS DOS TIPOS DE EMPUJE, EMPUJE ACTIVO Y EMPUJE PASIVO	83
CONSIDERACIONES FUNDAMENTALES DE LA FINCA DONDE SE IMPLATA LA ESTACION	83
3. DETERMINACION DE CARGAS EXTERNAS.	87
5. DETERMINAR LA VENTAJA DEL METODO, CONSIDERANDO FISURAS, VUELCO Y FLEXION DE LA ESTRUCTURA	91
El método es eficaz, practico y eficiente	92
ANEXOS	98
BIBLIOGRAFÍA	100

PROLOGO

Actualmente la sociedad productiva se enfrenta a un reto importante que son las precipitaciones pluviales cada vez más inesperadas, con intensidades variables que pueden tener efectos nefastos en la producción de cultivos, en la inundación de ciudades o la destrucción de estructuras valiosas.

Es por esta razón que usando la Ingeniería se ha implementado el uso de estaciones de bombeo para evacuar de esta manera las excedencias de aguas y controlar los niveles de pluviometría dentro de un perímetro cerrado.

De esta manera en las fincas bananeras, que se amurallan con la finalidad de contar con un drenaje independiente, se deben construir estaciones de bombeo de acuerdo a su topografía, su área y su condición climática para poder evitar el efecto de inundaciones que saturan el suelo y afecten de manera directa a la producción de sus cultivos causando pérdidas económicas bastantes grandes.

RESUMEN

De acuerdo a las nivelaciones realizadas en los drenes primarios y secundarios de las áreas más bajas de la finca, principalmente de los drenes que evacuan las aguas del área de Isabel María, se puede observar que en esta área se tiene un sector bastante bajo, que con las lluvias ocurridas en el presente año, fue el más afectado, llegando el agua a nivel de 160 centímetros por encima del nivel del terreno; esta área fue la más afectada; por lo tanto se ha tomado la decisión de cambiar la estación de drenaje actual que tiene bombas hidro-axiales, y una estructura de hormigón que ya no cumple con su finalidad inicial; a una estación de drenaje moderna de hormigón armado con bombas axiales para de esta manera dar solución a este problema bastante grave de inundación.

Palabras Claves:

- CAVITACION. - Formación de burbujas de vapor o de gas en el seno de un líquido, causada por las variaciones que este experimenta en su presión.
- BOMBA AXIAL. - Se constituyen cuando la carga de la bomba debe ser aún menor en relación con el caudal, El impelente de este tipo de bombas está provisto de paletas que inducen el flujo del líquido bombeado en dirección axial. Estas bombas se usan para manejar grandes caudales de líquido contra cargas de bombeo relativamente pequeñas, y en ellas, no se puede hablar de fuerza centrífuga en la transmisión de energía a la corriente.
- BOMBA HIDROAXIAL. - Son bombas sumergibles de tipo axial, propulsadas por motores hidráulicos acoplados directamente al eje de la bomba por medio de un acople flexible. La unidad de potencia está conectada a la bomba por medio de mangueras hidráulicas con acoples de fácil y rápida instalación.
- CARCAMO DE BOMBEO. - El cárcamo de bombeo es un espacio de succión del líquido, el cual está normalmente colocado en forma en la parte más baja de la estación de drenaje. Su función es la de asegurar que la succión esté funcionando aun cuando el canal se encuentre drenado.
- ESTACION DE DRENAJE.- Las estaciones de bombeo son estructuras destinadas a elevar un fluido desde un nivel energético inicial a un nivel energético mayor. Su uso es muy extendido en los varios campos de la ingeniería. Para el caso en cuestión drenar la finca y vaciar las aguas fuera de la finca.
- HORMIGON ARMADO. - El hormigón es una mezcla de cemento —con una proporción adecuada de agua para que se produzca una reacción de hidratación— y áridos (grava, gravilla y arena).

El cemento es un material que por sí mismo no es aglomerante, y que al hidratarse se convierte en una pasta moldeable con propiedades adherentes, que en pocas horas fragua y se endurece tornándose en un material de consistencia pétreo.

El hormigón es un material muy resistente a la compresión, por lo que resulta especialmente adecuado para soportar el peso de las estructuras,

pero no soporta bien la tracción (las fuerzas que provocan el estiramiento), por lo que necesita de algún complemento para hacer la función de un tensor o una viga, ya que si fueran solamente de hormigón se romperían por debajo al no soportan bien la tracción.

Por ello, antes de que la mezcla fragüe y se endurezca, se colocan longitudinalmente o en forma de malla (ver imagen) unas barras de acero, un material muy resistente a la tracción.

Así, el hormigón soporta las fueras de compresión y el acero las de tracción, resultando un binomio plenamente satisfactorio para las funciones a desempeñar en la construcción.

Este conjunto recibe el nombre, claro está, de hormigón armado.

CAPITULO 1

1.0 EL PROBLEMA

MUROS DE HORMIGON ARMADO PARA LA RESISTENCIA DE EMPUJES ACTIVOS O PASIVOS EN ESTACIONES DE DRENAJE EN FINCA BANANERA ISABEL MARIA UBICADA EN LA PROVINCIA DE LOS RIOS – ECUADOR.

En este trabajo de aplicación, se diseñará un tipo de muro de contención por existir los diferentes métodos de cálculo se calculará por el Teorema de coulomb para el diseño. Con el fin de estabilizar los suelos que estén en un estado de falla del suelo o el peligro de derrumbe en un corto o a largo plazo.

Daremos todos los datos del suelo y el material para diseño del muro de contención de hormigón armado y así considerar las fuerzas externas muy aparte del empuje del suelo, como las cargas repartidas considerando cargas vivas y muertas en el talud como en una carretera, también las cargas puntuales si existiera una fuerza de una zapata de una estación de drenaje que se encuentra en dicho suelo y este que esta fuerza actúa como una carga puntual, y Como último el nivel freático para las fuerzas hidrostáticas que generan al muro de contención. Generalmente en ciudades urbanas son utilizados para un sótano o un semisótano dependiendo en el lugar de construcción, estos también son normados por los organismos de control, llámese ministerios, esta norma indica que: ESTRUCTURAS DE MUROS DE HORMIGON ARMADO. Es el ambiente íntegramente construido por debajo de la rasante del suelo natural y se profundiza de tal manera de alcanzar un nivel de profundidad para la succión de excedencias de aguas.

1.1 PROBLEMA DE LA INVESTIGACION

¿CUAL ES LA EFICACIA DEL SIGUIENTE METODO DE CALCULO DE MUROS DE HORMIGON ARMADO PARA LA RESISTENCIA DE EMPUJES ACTIVOS O PASIVOS EN ESTACIONES DE DRENAJE EN FINCA BANANERA ISABEL MARIA UBICADA EN LA PROVINCIA DE LOS RIOS – ECUADOR??

El Análisis estructural se refiere al uso de las ecuaciones de la resistencia de materiales para encontrar los esfuerzos internos, deformaciones y tensiones que actúan sobre una estructura resistente, como edificaciones o esqueletos resistentes de maquinaria. Igualmente, el análisis dinámico estudiaría el comportamiento dinámico de dichas estructuras y la aparición de posibles vibraciones perniciosas para la estructura.

La Ingeniería Estructural es una rama clásica de la ingeniería civil y, en unos pocos países, de la arquitectura, que se ocupa del diseño y cálculo de la parte estructural en las edificaciones y demás obras. Su finalidad es la de conseguir estructuras funcionales que resulten adecuadas desde el punto de vista de la resistencia de materiales. En un sentido práctico, la ingeniería estructural es la aplicación de la mecánica de medios continuos para el diseño de elementos y sistemas estructurales tales como edificios, puentes, muros (incluyendo muros de contención), presas, túneles, etc.

Debe entenderse como una carga estructural aquella que debe ser incluida en el cálculo de los elementos mecánicos (fuerzas, momentos, deformaciones, desplazamientos) de la estructura como sistema y/o de los elementos que la componen. Las cargas estructurales son generalmente clasificadas como: Cargas muertas que actúan de forma continua y sin cambios significativos, pertenecen a este grupo el peso propio de la estructura, empujes de líquidos (como en un dique) o sólidos (como el suelo en un muro de contención), tensores (como en puentes), esfuerzo, asentamientos permanentes; cargas

vivas que son aquellas que varían su intensidad con el tiempo por uso o exposición de la estructura, tales como el tránsito en puentes, cambios de temperatura, maquinaria (como una prensa), acumulación de nieve o granizo, etcétera; cargas accidentales que tienen su origen en acciones externas al uso de la estructura y cuya manifestación es de corta duración como lo son los eventos sísmicos o ráfagas de viento.

Vulnerabilidad. - La vulnerabilidad es el grado de pérdida de un elemento, unidad social o medios de vida, como resultado de la ocurrencia de un fenómeno natural de una magnitud dada.

Peligro. - Es un fenómeno de origen natural o antrópico potencialmente perjudicial, que pueda causar la pérdida de vidas, daños materiales, Programa de Gestión

Territorial interrupción de la actividad socio-económica o degradación del medio ambiente. El nivel de peligro depende de la intensidad, localización, área de impacto, duración y periodo de retorno del fenómeno peligroso.

Riesgo. - Para la estimación del nivel de riesgo al que está expuesto cada unidad física se analizará independientemente los “peligros” a las que está expuesta cada unidad física y su nivel de “vulnerabilidad” ante tales peligros, para luego hallar el riesgo mediante las fórmulas.

Para demostrar la eficacia del siguiente método, vamos a analizar la parte matemática del cálculo y luego verificarlo con la memoria de cálculo de la estación de drenaje que se construyó.

1.2 JUSTIFICACION DEL PROYECTO

1. La idea de vincular al diseño con la ciencia ha estado presente desde el origen mismo del diseño como disciplina académica en la primera mitad del siglo XX. Aquí analizaremos el método de cálculo para la resistencia del hormigón armado; para la construcción de muros de contención y formar una estación de drenaje para evacuación de aguas en fincas bananeras. En el que se concibe al diseño como la ciencia. Creo importante reconocer las aportaciones que, desde una óptica eminentemente racionalista, se han hecho al diseño.
2. Las teorías matemáticas están plasmadas dentro de los diseños de cálculo para estas estructuras y sus bases científicas es bastante sólida; lo que, si es importante acotar de que todas estas teorías son inalienables, su método constructivo si se puede aplicar usando nuevas tecnologías en el momento de la construcción.
3. Hoy en día existe un gran cuestionamiento al conocimiento que se deriva de la investigación que se realiza en las universidades; se cuestiona y critica su utilidad y pertinencia social en relación al desgaste intelectual y económico que la misma representa. En este estudio se aborda el desarrollo de la ecuación o método para investigar y producir conocimiento, mediante el diseño de un modelo teórico-metodológico que plantea los elementos necesarios para organizar el conocimiento que se genera en extensión vinculándolo con análisis e investigación. Su propósito es incidir en el acto investigativo desde una perspectiva más social que científica e innovar en él, buscando nuevas fuentes que permitan hacer de la investigación una alternativa para impactar en una problemática en la búsqueda de soluciones viables para la misma.
4. Este punto es la parte académica que dará una solución y realizará todos los casos que se puedan dar en un diseño estructural para

dimensionamiento de un muro de Hormigón Armado. Al construir no solo es conservar la estabilidad de suelos en lugares arquitectónicos o turísticos y otros más que sea evolucionado a través del tiempo hasta nuestros días pasando desde muros de tierra hasta las técnicas actuales de muros prefabricados de hormigón y de otros materiales. El material para este diseño es el de hormigón armado, un muro que también tiene que ser considerado para los efectos de las fuerzas sísmicas resistentes y la resistencia al fuego. En la actualidad se han desarrollado trabajos por parte de diferentes profesionales del área de la construcción donde se mejoran las técnicas de producción y construcción, cumpliendo con los más exigentes del reglamento.

1.3 LIMITES Y ALCANCES

- **LIMITES** - Solo tomaremos un sistema de cálculo para el cálculo de este trabajo de aplicación por el Teorema de Coulomb. - Se limitará a dar solo resultados para el cálculo estructural, no se dará un costo mano de obra y maquinaria y precios unitarios por el tiempo límite del trabajo de aplicación.
- **ALCANCES** -Se calculará el muro de contención de Hormigón Armado con los factores de mayoración del hormigón y del acero como también de momentos de diseño. -Verificaciones si hay la existencia de fuerzas externas de diseño como el agua (nivel freático), cargas repartidas y puntuales y otros problemas por deslizamiento de suelos. -El cálculo de armadura en muros de hormigón armado en la puntera, talón y muro pantalla que estará en 3 secciones para mayor repartición de las armaduras con las diferentes alturas y así tendrá una mejor repartición de acero. -Se mencionará el sistema de drenaje en dos opciones que se muestra en los planos estructurales. -Se detallará en volumen neto del muro de contención para ambos casos. -Sistema de unidades es el sistema internacional y el sistema métrico.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 OBJETIVO GENERAL. - EVALUAR LA EFICACIA DEL SIGUIENTE METODO DE CALCULO DE MUROS DE HORMIGON ARMADO PARA LA RESISTENCIA DE EMPUJES ACTIVOS O PASIVOS EN ESTACIONES DE DRENAJE PARA LA BANANERA ISABEL MARIA.

1.4.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS. -

1. DEFINIR LA GEOMETRIA DEL MURO, SABIENDO QUE ES UN MURO Y CUALES SON SUS TIPOS.
2. DEFINIR LOS DOS TIPOS DE EMPUJE, EMPUJE ACTIVO Y EMPUJE PASIVO.
3. DETERMINACION DE CARGAS EXTERNAS.
4. CALCULAR EL DISEÑO DEL HORMIGON ARMADO, USANDO EL METODO DE CALCULO QUE SE ESTA DESARROLLANDO.
5. DETERMINAR LA VENTAJA DEL METODO, CONSIDERANDO FISURAS, VUELCO Y FLEXION DE LA ESTRUCTURA.

1.5 HIPOTESIS

EL METODO DE CALCULO DE MUROS DE HORMIGON ARMADO ES EFICAZ PARA LA DETERMINACION DE LA RESISTENCIA DE EMPUJES ACTIVOS O PASIVOS EN ESTACIONES DE DRENAJE EN FINCA BANANERA ISABEL MARIA UBICADA EN LA PROVINCIA DE LOS RIOS – ECUADOR.

El método es 100% eficiente y eficaz; ya que, para realizar el cálculo de muros de contención con Hormigón Armado, el profesional debe tener todos los criterios y conceptos de cálculo Estructural en muros de contención, por eso el cálculo debe realizarlo por el profesional del área específica esto con la finalidad de evitar posibles errores en su diseño. Y también dar las diferentes soluciones para su diseño final, como las verificaciones de seguridad.

Es necesario estar de acuerdo al tipo de estructura adoptada para el sostenimiento del terreno, deberá hacerse un análisis geotécnico con la finalidad de encontrar las características generales del suelo, mediante los ensayos de suelos correspondientes.

Es de suma importancia programar, dentro de la vida útil de la estructura, una evaluación periódica de la misma para controlar el deterioro tanto para muros de Hormigón Armado.

Si se tiene los conocimientos de manejo de programas estructurales de diseño para muros de contención, se deben verificar los resultados por posibles errores de escritorio.

CAPITULO 2

2.0 ESTADO DEL ARTE

Hernández, Amaya, Rodríguez y Leal (2017)

En este trabajo se presenta una guía acompañada de un código de software que optimiza el análisis y diseño de los muros de retención. Un muro de retención es una estructura que tiene el propósito de retener un suelo y proporcionarle estabilidad, se utilizan en casos donde existen desniveles en las pendientes de terreno. Esta guía se enfoca en muros de retención en voladizo (o cantiléver), hechos de concreto, con rellenos no estratificados y no se ha tomado en cuenta la presión pasiva de tierra al frente del muro, ni sobrecargas. Para el análisis de estabilidad se emplean métodos ya conocidos, tomando en cuenta su estabilidad externa, evaluando los factores de seguridad de volteo, deslizamiento y capacidad de carga; y con respecto a la estabilidad interna del muro en su diseño estructural se tomaron en cuenta las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento del D. F. Se pudo comprobar las mejoras que se logran al incluir un dentellón en la base del muro, para ciertos casos; en el diseño estructural se consideran las acciones por esfuerzo cortante y momentos flexionantes, logrando la optimización de los espesores de sección y la cuantía de acero.

Gómez, G. H., Chagolla, I. A., Solís, A. R., & Vaca, J. C. L. (2017). GUÍA PARA OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO DE MUROS DE RETENCIÓN. JÓVENES EN LA CIENCIA, 3(2), 2235-2239.

<http://www.jovenesenlaciencia.ugto.mx/index.php/jovenesenlaciencia/article/view/1869>

Millan y Arrieta (2018)

En este trabajo, se desarrolla un procedimiento para el diseño de muros de contención de hormigón armado de bajo peso, empleando el algoritmo simulated annealing modificado (ASAM). El objetivo de la optimización es minimizar el peso total por unidad de longitud de la estructura de retención

basado en el procedimiento de la ACI 318-05. El algoritmo es validado utilizando dos problemas de referencia con variables continuas para la geometría del muro y variables discretas en el acero de refuerzo para la optimización del diseño estructural. Finalmente, los resultados numéricos demuestran la eficiencia del algoritmo presentado para este tipo de problemas.

Millan, C., & Arrieta, J. (2018). OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN EMPLEANDO ALGORITMO SIMULATED ANNEALING MODIFICADO. Universidad Ciencia y Tecnología, 22(87).

<http://uct.unexpo.edu.ve/index.php/uct/article/view/866/712>

Loja y Alejandro (2017)

La Parroquia Sinincay ha crecido significativamente en los últimos años y se ve afectada al ver interrumpida una de sus calles céntricas por problemas de deslizamiento. La urgencia que se tiene por estabilizar esta zona con problemas de deslizamiento es grande ya que aparte de haber afectado íntegramente a la Calle Profesor Roberto Quishpe entre la calle Los Artesanos y la Calle Honorato Bravo, se encuentran en estado de riesgo tres viviendas del sector. Por estas circunstancias es necesario realizar el diseño de un muro de contención, que aparte de habilitar la calle céntrica, podrá brindar seguridad y tranquilidad a los moradores de este sector. En la visita realizada se pudo verificar que el largo del muro de contención será de 45 mts de largo con una altura de 10 mts; para iniciar dicho estudio se tendrá que realizar un levantamiento topográfico de la zona afectada, así como un estudio de suelos.

Jiménez Loja, J. A. (2017). Diseño estructural de un muro de contención de hormigón armado para la calle Profesor Roberto Quishpe, perteneciente a la parroquia de Sinincay, provincia del Azuay (Bachelor's thesis, Carrera de Ingeniería Civil).

<http://dspace.ucacue.edu.ec/handle/reducacue/7964>

Moreno y Eduany (2017)

Los muros son elementos verticales destinados a soportar cargas verticales u horizontales dependiendo del entorno en que se encuentre o el uso para el que fue diseñado. El continuo uso de este tipo de elemento estructural lo ha convertido en un componente sustancial en cualquier obra arquitectónica independientemente de su función. De ahí la notada importancia de tener profundos conocimientos relacionados con el diseño de muros, para alcanzar de esta manera una mejor concepción de lo que es su funcionalidad ya sea como elemento portante de cargas o no. En la actualidad se cuenta con una muy buena bibliografía relacionada con el tema, pero muy dispersa y variable dependiendo a la norma por la que se rija el país. Con este trabajo se pretende referencial todos estos conocimientos de manera tal que se pueda acceder a ellos con confianza y facilidad.

Pérez Moreno, E. (2017). Diseño de Muros de Hormigón Armado (Doctoral dissertation, Universidad Central “Marta Abreu” de Las Villas. Facultad de Construcciones. Departamento de Ingeniería Civil.).

<http://dspace.uclv.edu.cu:8089/handle/123456789/9272>

MARCO TEORICO

2.1 MUROS DE CONTENCION

CITADO DE:

CALCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO

López Perales, J.A. (*); López García, L. (**); Moreno Valencia, (***)

https://previa.uclm.es/area/ing_rural/Trans_const/Muros.PDF

INTRODUCCION

Los muros son elementos constructivos cuya principal misión es servir de contención, bien de un relleno artificial o de un elemento a almacenar. En el primer caso el ejemplo típico es el de un muro de sostenimiento de tierras, mientras que un almacén granero es una muestra del segundo.

En las situaciones anteriores el muro trabaja fundamentalmente a flexión, siendo la compresión vertical debido a su peso propio generalmente despreciable.

En ocasiones los muros desempeñan la función de cimiento. Al transmitir las presiones o cargas suministradas por los pilares o por los forjados que se apoyan en la coronación del muro. Esta situación es característica de los muros de sótano, muy desarrollada en la edificación actual.

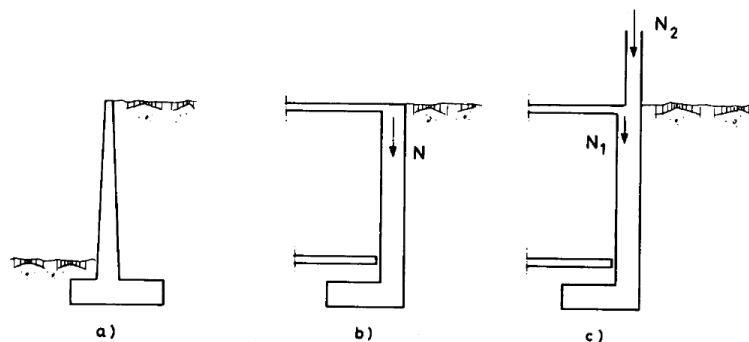


Figura 1. Tipos de muros.

(*) Ingeniero Agrónomo. Profesor Titular de Ingeniería Agroforestal de la Universidad de Castilla-La Mancha. (**) Dr. Ingeniero Agrónomo. Catedrático de Ingeniería Agroforestal de la Universidad de Castilla-La Mancha. (***) Ingeniero Agrónomo. Centro de Mejora Agraria «El Chaparrillo». Junta de Comunidades de Castilla-La Mancha.

2.2 DESIGNACIONES

Tomando el caso más común de un muro de contención, emplearemos las designaciones que se indican en la figura No. 2

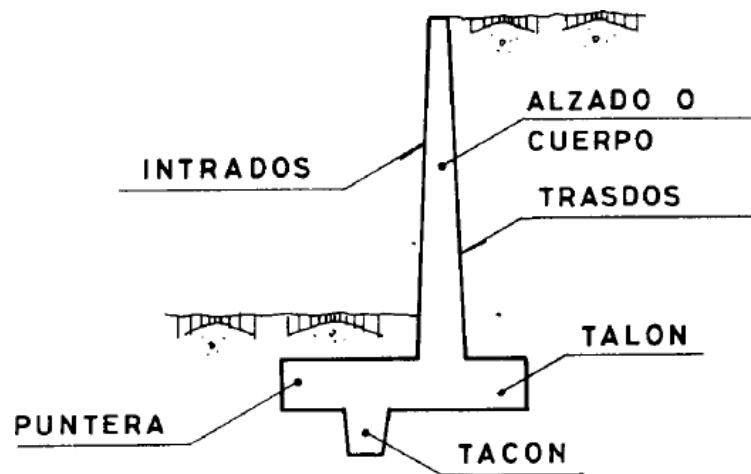


Figura 2. Designaciones empleadas en muros.

Un muro sin puntera es de uso poco frecuente en edificación.

Un muro sin talón se usa cuando el terreno del trasdós es de propiedad ajena. En este caso en el muro, además de los inconvenientes técnicos que esta forma encierra, la impermeabilización del trasdós no suele ser posible y, por, tanto, la impermeabilidad del muro será difícil de garantizar y el empuje del terreno puede ser de difícil evaluación.

APA López Perales, J.A. (*); López García, L. (**); Moreno Valencia, (***) (1999)

CALCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO

https://previa.uclm.es/area/ing_rural/Trans_const/Muros.PDF

En cuanto al tacón, se prescindirá de él cuando o exista problema de deslizamiento.

2.3 TIPOLOGIA DE MUROS DE CONTENCION

Los tipos de muros de contención de uso más frecuente son:

- **MUROS DE GRAVEDAD**

Son muros de hormigón en masa en los que la resistencia se consigue por su propio peso (figura 3a). Normalmente carecen de cimiento diferenciado, aunque pueden tenerlo (figura 3b).

Su ventaja fundamental es que no van armados, con lo cual no aparece en la obra el corte para que se observe el hierro. Pueden ser interesantes para alturas moderadas si su longitud no es muy grande, pues en caso contrario representan una solución antieconómica frente a los muros de hormigón armado.

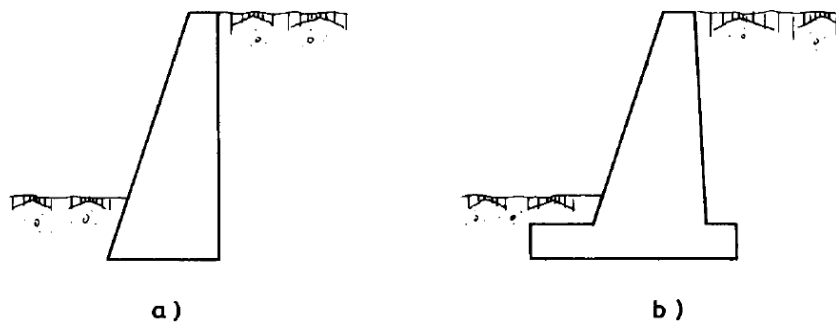


Figura 3. Muros de gravedad.

- **MUROS DE MENSULA**

Son los muros de contención de uso más frecuente, y aunque su campo de aplicación depende de los costes de excavación, hormigón, acero,

encofrado y relleno, se puede pensar que constituyen la solución más económica para muros de hasta 10 o 12 metros de altura.

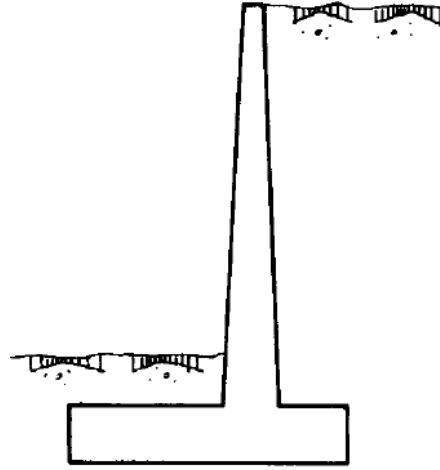


Figura 4. Muro ménsula.

- **MUROS DE CONTRAFUERTES**

Representan una evolución del tipo anterior. Al crecer la altura, y por ende los espesores de hormigón, consiste en aligerar las piezas con la solución de los contrafuertes, aunque conlleva un tajo de hierro y encofrado más complicados y un hormigonado más difícil.

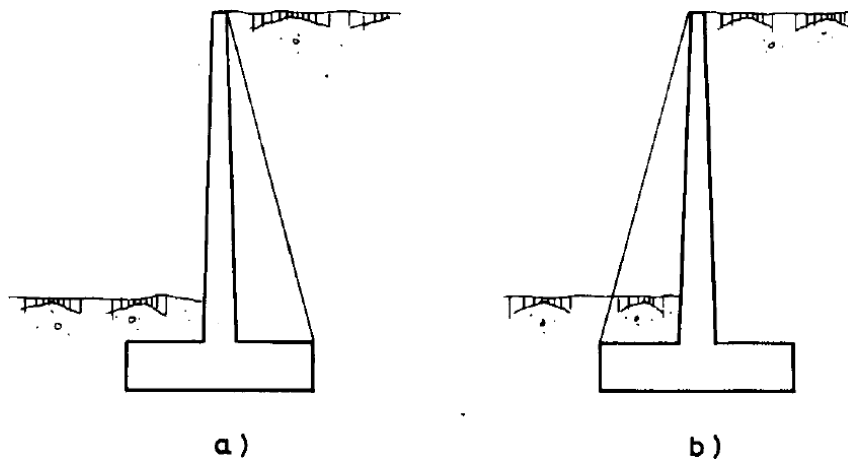


Figura 5. Muros de contrafuertes.

Los contrafuertes pueden disponerse en el trasdós (figura 5a) o en el intradós (figura 5b), aunque la primera solución es técnica y económicamente mejor por colocarse el alzado en la zona comprimida de la sección en T. La segunda, además, presenta un claro inconveniente estético.

- **MUROS DE BANDEJAS**

En los muros de bandejas se pretende contrarrestar parte del momento flector que se ha de resistir mediante la colocación de bandejas a distinta altura en las que se producen unos momentos de sentido contrario, debido a la carga del propio relleno sobre las bandejas (figura 6).

Su inconveniente fundamental radica en la complejidad de su construcción. Puede representar una solución alternativa al muro de contrafuertes para grandes alturas, en los que para resistir el momento flector se aumenta el canto y se aligera la sección colocando los contrafuertes.

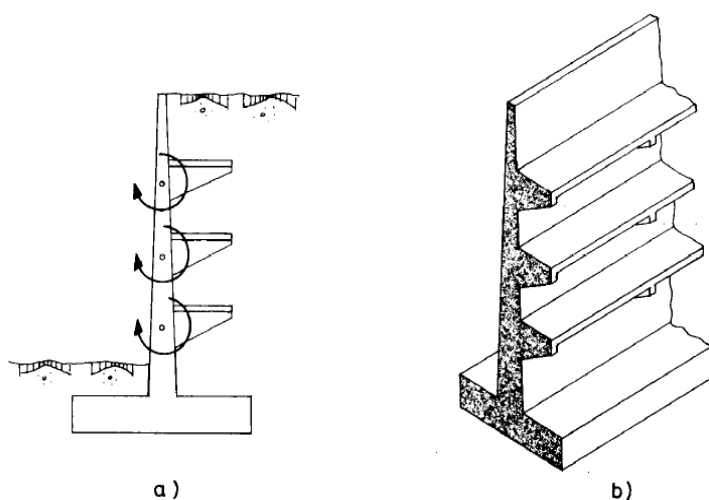


Figura 6. Muros de bandejas.

- **MUROS CRIBAS Y OTROS MUROS PREFABRICADOS**

El concepto de muro de piezas prefabricadas tiene su origen en muros análogos realizados con troncos de árboles. El sistema emplea piezas prefabricadas de hormigón de muy diversos tipos que forman una red espacial que se rellena con el propio suelo.

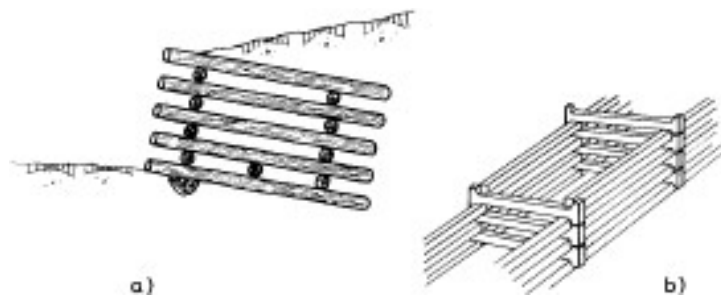


Figura 7. Muros cribas.

2.4. TIPOLOGIA DE MUROS DE SÓTANO.

El tipo más elemental esta esquematizado en la figura 8. Aparte del peso propio, recibe como única carga vertical la reacción de apoyo del forjado de techo.

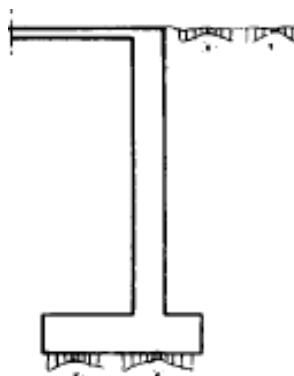


Figura 8. Muros de sótano sencillo

Dentro de la tipología general, el caso más frecuente es que sobre el muro apoyen pilares que transmiten cargas de las plantas superiores, pudiendo existir además varios sótanos, tal y como se indica en la figura 9.

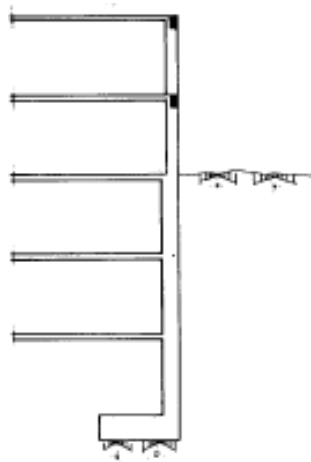


Figura 9. Muros de varios sótanos

Dependiendo de que el terreno contenido sea o no de propiedad ajena y de la relación entre empujes y cargas verticales, el cimiento va o no centrado respecto al muro.

La ejecución de este tipo de muros puede ser con encofrados o mediante el procedimiento de muros pantalla.

2.5. Tipos de empuje.

La presión del terreno sobre un muro está fuertemente condicionada por la deformabilidad del muro, entendiéndose por tal no sólo la deformación que el muro experimenta como pieza de hormigón, sino también la que produce en el muro la deformación del terreno de cimentación.

En la interacción entre el muro y el terreno sobre el que cimenta puede ocurrir que las deformaciones sean prácticamente nulas, diciéndose que la masa de

suelo se encuentra en estado de reposo y se está en el caso de empuje al reposo. Algunos muros de gravedad y de sótano pueden encontrarse en ese caso.

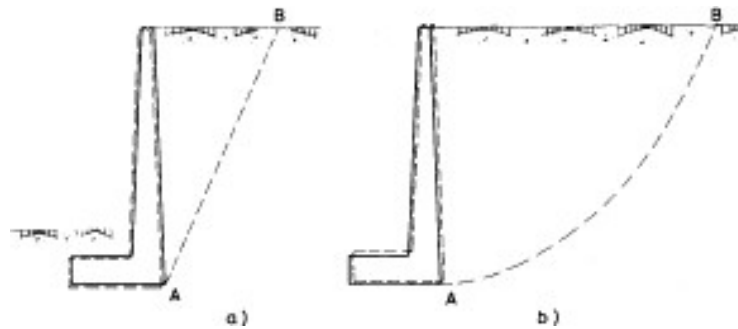


Figura 10. Empujes activo y pasivo.

Si el muro se desplaza, permitiendo la expansión lateral del suelo, se produce un fallo por corte del suelo, y la cuña de rotura avanza hacia el muro y desciende. El empuje se reduce desde el valor del empuje al reposo hasta el denominado valor de empuje activo, que es el mínimo valor posible del empuje (figura 10a).

Por el contrario, si se aplican fuerzas al muro de forma que éste empuje al relleno, el fallo se produce mediante una cuña mucho más amplia, que experimenta un ascenso. Este valor recibe el nombre de empuje pasivo y es el mayor valor que puede alcanzar el empuje. Por tanto, el empuje al reposo es de valor intermedio entre el empuje activo y el empuje pasivo (figura 10b).

2.6. CÁLCULO DEL EMPUJE ACTIVO

Existen diversas teorías para la determinación del empuje activo, entre las que destacan las debidas a Coulomb y Rankine. En ambas teorías se establecen diversas hipótesis simplificadas del problema, que conducen a cierto grado de

error, pero producen valores de empuje que entran dentro de los márgenes de seguridad.

En el estado actual de conocimientos se pueden calcular los empujes del terreno con razonable precisión en el caso de suelo granulares. Para otros tipos de suelo la precisión es poco satisfactoria.

APA López Perales, J.A. (*); López García, L. (**); Moreno Valencia, (***) (1999)

CALCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO

https://previa.uclm.es/area/ing_rural/Trans_const/Muros.PDF

CAPITULO 3

CITADO DE:

CALCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO

López Perales, J.A. (*); López García, L. (**); Moreno Valencia, (***)

https://previa.uclm.es/area/ing_rural/Trans_const/Muros.PDF

3.0 TEORÍA DE COULOMB

Coulomb desarrollo su teoría para suelos granulares bien drenados en 1.773.

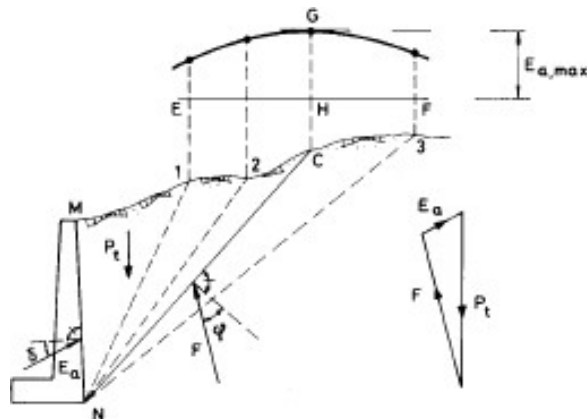


Figura 11. Teoría de Coulomb

La teoría se basa en suponer que, al moverse el muro bajo la acción del empuje, se produce el deslizamiento de una cuña de terreno MNC, limitada por el trasdós del muro MN, por un plano que pase por el pie del muro y por la superficie del terreno. Por tanto, se establece una primera hipótesis, que es suponer una superficie de deslizamiento plana, lo cual no es del todo cierto, aunque el error introducido sea pequeño.

(*) Ingeniero Agrónomo. Profesor Titular de Ingeniería Agroforestal de la Universidad de Castilla-La Mancha. (**) Dr. Ingeniero Agrónomo. Catedrático de Ingeniería Agroforestal de la Universidad de Castilla-La Mancha. (***) Ingeniero Agrónomo. Centro de Mejora Agraria «El Chaparrillo». Junta de Comunidades de Castilla-La Mancha.

El resto de los supuestos de partida se pueden sintetizar en los siguientes puntos:

- Considera la existencia de fricción entre el terreno y el muro.
- Supone que el terreno es un material granular, homogéneo e isotrópico y que el drenaje es lo suficientemente bueno como para no considerar presiones intersticiales en el terreno.
- De todos los posibles planos de deslizamiento, el que realmente se produce es el que conlleva un valor de empuje máximo.
- La falla es un problema bidimensional. Considera una longitud unitaria de un cuerpo infinitamente largo.

El problema consiste ahora en determinar el plano de deslizamiento crítico que produce un valor máximo del empuje. Para ello se elige un plano arbitrario que forme un ángulo θ con la horizontal y se establece el equilibrio de la cuña MNC. Las fuerzas que intervienen son:

- Peso de la cuña MNC del terreno P_t
- Reacción E_a del trasdós sobre el terreno, que formara un ángulo δ con la normal al trasdós. Dicho ángulo será el de rozamiento entre muro y terreno.
- Reacción F de la masa de suelo sobre la cuña, que formara un ángulo φ con la normal a la línea de rotura NC. Dicho ángulo será el de rozamiento interno del terreno.

Como se conoce P_t en magnitud y dirección y E_a y F en dirección, se podrá calcular el valor de estas dos últimas fuerzas del polígono de fuerzas que forman.

El peso de la cuña de terreno MNC viene dado por:

$$P_t = \frac{\gamma \cdot H^2}{2 \cdot \text{sen}^2 \alpha} \cdot \text{sen}(\alpha + \theta) \cdot \frac{\text{sen}(\alpha + \beta)}{\text{sen}(\theta - \beta)} \quad [1]$$

Aplicando el teorema del seno al triángulo de fuerzas de la figura 11 se obtiene la relación:

$$\frac{E_a}{\text{sen}(\theta - \varphi)} = \frac{P_t}{\text{sen}(180 - \alpha - \theta + \varphi + \delta)}$$

Despejando E_a se obtiene:

$$E_a = \frac{P_t \cdot \text{sen}(\theta - \varphi)}{\text{sen}(180 - \alpha - \theta + \varphi + \delta)} \quad [2]$$

Combinando las expresiones [1] y [2] se tiene el valor del empuje activo

$$E_a = \frac{\gamma \cdot H^2}{2 \cdot \text{sen}^2 \alpha} \cdot \text{sen}(\alpha + \theta) \cdot \frac{\text{sen}(\alpha + \beta)}{\text{sen}(\theta - \beta)} \cdot \frac{\text{sen}(\theta - \varphi)}{\text{sen}(180 - \alpha - \theta + \varphi + \delta)} \quad [3]$$

En esta ecuación se puede observar que el valor del empuje activo es función de θ , $E_a = f(\theta)$, ya que el resto de los términos son constantes y conocidos para una situación concreta.

Para obtener el valor del ángulo θ que hace máximo el empuje activo, se deriva e iguala a cero la expresión [3], e introduciendo su valor en la ecuación se obtiene:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \frac{\text{sen}^2(\alpha + \varphi)}{\text{sen}^2 \alpha \cdot \text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Esta expresión se puede escribir de una manera más sencilla como

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_A \quad [5]$$

En la que K_A es el coeficiente de empuje activo, y viene dado por:

$$K_A = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \varphi)}{\text{sen}^2 \alpha \cdot \text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad [6]$$

La distribución del empuje activo a lo largo de la altura a lo largo del muro se puede obtener derivando la ecuación (5) con respecto a H:

$$\frac{dE_a}{dH} = \gamma \cdot H \cdot K_A \quad [7]$$

Como se puede observar, la distribución es lineal, dando un diagrama triangular. El punto de aplicación del empuje activo será el centro de gravedad del diagrama de fuerzas, que en este caso estará situado a una profundidad $z = \frac{2}{3} \cdot H$ desde la coronación del muro.

3.1. Procedimiento gráfico.

Para un terreno de forma cualquiera, la mejor solución es el procedimiento gráfico. Suponiendo una línea de rotura recta, habrán de estar en equilibrio el

peso P_t de la cuña de suelo comprendida entre el muro y la línea de rotura, la reacción E_a del muro contra el suelo, igual y de sentido contrario al empuje activo sobre el muro, y la reacción F del terreno sobre la cuña, que formara con la normal a la línea de rotura un ángulo igual al de rozamiento interno del terreno ϕ . los valores de ϕ , a falta de ensayos directos, pueden obtenerse de la tabla 1, incluye además valores orientativos de las densidades secas de los distintos terrenos.

Tabla 1. Densidades secas y ángulos de rozamiento interno de suelos granulares.		
Clase de terreno	Densidad seca γ (kN/m^3)	Angulo de rozamiento interno ϕ
Grava arenosa	20	35 – 45 °
Arena compacta	20	35 – 45 °
Arena suelta	17	30 – 35 °
Pedraplén	18	35 – 45 °

El método consiste en proceder por tanteos sucesivos. Elegido un punto 1 como posible origen de una cuña de deslizamiento, se calcula el peso P_t de la cuña, y el polígono vectorial de la figura se trazan los vectores E_a y F correspondientes, ambos de direcciones conocidas. El valor de E_a se lleva a partir de un origen EF convencional. El cálculo se repite para varios puntos 1, 2, 3... Tres tanteos suelen ser suficientes para determinar el punto G correspondiente a la cuña de empuje máximo, que es el empuje activo. Con ello se tiene el punto C y la posición NC de la superficie de rotura de la cuña correspondiente.

La posición de la resultante de las presiones sobre el muro, es decir, el empuje activo, puede obtenerse con suficiente aproximación trazando por el centro de gravedad de la cuña MNC la paralela a NC hasta cortar el trasdós del muro.

APA López Perales, J.A. (*); López García, L. (**); Moreno Valencia, (***) (1999)

CALCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO

https://previa.uclm.es/area/ing_rural/Trans_const/Muros.PDF

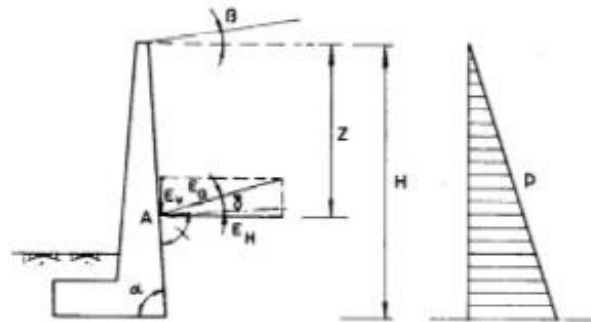


Figura 12. Presiones y empujes en el caso de un relleno limitado por una línea recta

Los valores de las componentes horizontal y vertical de la presión en un punto del muro a profundidad z son:

$$\left. \begin{aligned} P_h &= \gamma \cdot Z \cdot \lambda_h \\ P_v &= \gamma \cdot Z \cdot \lambda_v \end{aligned} \right\} \quad [8]$$

donde λ_h y λ_v vienen dados por las expresiones:

$$\left. \begin{aligned} \lambda_h &= \frac{\text{sen}^2(\alpha + \varphi)}{\text{sen}^2 \alpha \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \\ \lambda_v &= \lambda_h \cdot \text{cotag}(\alpha - \delta) \end{aligned} \right\} \quad [9]$$

La tabla 2, tomada de la NBE AE-88, proporciona los coeficientes λ_h y λ_v para distintos valores de α , β , δ y ϕ .

La presión total P viene dada por

$$P = \sqrt{P_h^2 + P_v^2} = \gamma \cdot Z \cdot \sqrt{\lambda_h^2 + \lambda_v^2} = \gamma \cdot Z \cdot \lambda \quad [10]$$

que forma un ángulo δ con la normal al trasdós.

Las componentes horizontal y vertical del empuje total, por unidad de longitud de muro, vienen dadas por las expresiones:

$$\left. \begin{aligned} E_h &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \lambda_h \\ E_v &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \lambda_v \end{aligned} \right\} \quad [11]$$

El punto de aplicación del empuje total $E_s = \sqrt{E_h^2 + E_v^2}$ está situado a una profundidad $y = \frac{2}{3} \cdot H$ desde la coronación del muro.

Para el caso particular de superficie de terreno horizontal ($\beta = 0$), ángulo $\delta = 0$ y trasdós del muro vertical ($\alpha = 90^\circ$), las expresiones [9] se transforman en:

$$\lambda_h = \frac{1 - \operatorname{sen} \varphi}{1 + \operatorname{sen} \varphi}$$

siendo $\lambda_v = 0$.

[12]

TABLA 2														
Coeficientes de empuje activo														
φ	δ	β	Coef. de empuje activo horizontal λ_h						Coef. de empuje activo vertical λ_v					
			La inclinación del muro es $b/h = \operatorname{cotg} \alpha$						La inclinación del muro es $b/h = \operatorname{cotg} \alpha$					
			0.8	0.6	0.4	0.2	0	-0.2	0.8	0.6	0.4	0.2	0	-0.2
20°	0	0	0.71	0.67	0.62	0.56	0.49	0.42	0.57	0.40	0.25	0.11	0.00	-0.08
		5	0.78	0.73	0.67	0.60	0.52	0.44	0.62	0.44	0.27	0.12	0.00	-0.09
		10	0.88	0.81	0.74	0.65	0.57	0.48	0.70	0.49	0.29	0.13	0.00	-0.10
		15	1.01	0.92	0.83	0.74	0.64	0.54	0.81	0.55	0.33	0.15	0.00	-0.11
		20	1.47	1.31	1.16	1.02	0.88	0.76	1.18	0.79	0.46	0.20	0.00	-0.15
	φ/3=	0	0.63	0.60	0.56	0.51	0.45	0.39	0.64	0.46	0.28	0.16	0.05	-0.03
		5	0.70	0.66	0.62	0.56	0.48	0.42	0.71	0.51	0.31	0.18	0.06	-0.03
		10	0.80	0.75	0.68	0.61	0.54	0.46	0.81	0.58	0.34	0.20	0.06	-0.04
		15	0.95	0.87	0.79	0.70	0.61	0.52	0.96	0.67	0.39	0.23	0.07	-0.04
		20	1.47	1.21	1.16	1.02	0.88	0.76	1.49	1.01	0.58	0.33	0.10	-0.06
	2φ/3=	0	0.56	0.54	0.52	0.48	0.42	0.37	0.72	0.53	0.36	0.22	0.10	0.01
		5	0.63	0.61	0.57	0.52	0.46	0.40	0.81	0.60	0.40	0.24	0.11	0.01
		10	0.73	0.69	0.64	0.58	0.51	0.44	0.93	0.67	0.45	0.27	0.12	0.02
		15	0.88	0.82	0.75	0.67	0.59	0.50	1.13	0.81	0.53	0.31	0.14	0.02
		20	1.47	1.31	1.16	1.02	0.88	0.76	1.88	1.28	0.82	0.47	0.21	0.03
	13°20'	0	0.49	0.49	0.47	0.44	0.40	0.35	0.80	0.60	0.42	0.27	0.15	0.05
		5	0.56	0.55	0.53	0.48	0.44	0.38	0.92	0.69	0.47	0.29	0.16	0.06
		10	0.66	0.64	0.60	0.55	0.49	0.42	1.08	0.78	0.54	0.33	0.18	0.06
		15	0.82	0.77	0.71	0.64	0.57	0.48	1.35	1.01	0.69	0.39	0.21	0.07
		20	1.47	1.31	1.16	1.02	0.88	0.76	2.42	1.62	1.04	0.60	0.32	0.12
20	0	0.49	0.49	0.47	0.44	0.40	0.35	0.80	0.60	0.42	0.27	0.15	0.05	
	5	0.56	0.55	0.53	0.48	0.44	0.38	0.92	0.69	0.47	0.29	0.16	0.06	
	10	0.66	0.64	0.60	0.55	0.49	0.42	1.08	0.78	0.54	0.33	0.18	0.06	
	15	0.82	0.77	0.71	0.64	0.57	0.48	1.35	1.01	0.69	0.39	0.21	0.07	
	20	1.47	1.31	1.16	1.02	0.88	0.76	2.42	1.62	1.04	0.60	0.32	0.12	

φ Ángulo de rozamiento interno del elemento contenido.
 δ Ángulo de rozamiento entre elemento contenido y muro.
 β Ángulo del talud natural del elemento contenido.

TABLA 2 (Continuación)
Coefficientes de empuje activo

φ	δ	β	Coef. de empuje activo horizontal λ_{ax}						Coef. de empuje activo vertical λ_{ay}					
			La inclinación del muro es $b/h=\cotg \alpha$						La inclinación del muro es $b/h=\cotg \alpha$					
			0.8	0.6	0.4	0.2	0	-0.2	0.8	0.6	0.4	0.2	0	-0.2
25°	0	0	0.65	0.60	0.55	0.48	0.41	0.33	0.52	0.36	0.22	0.10	0.00	-0.07
		10	0.79	0.72	0.64	0.55	0.46	0.37	0.63	0.43	0.26	0.11	0.00	-0.07
		15	0.89	0.80	0.70	0.60	0.50	0.41	0.71	0.48	0.28	0.12	0.00	-0.08
		20	1.03	0.92	0.80	0.69	0.57	0.46	0.82	0.55	0.32	0.14	0.00	-0.09
		25	1.55	1.35	1.16	0.98	0.82	0.68	1.24	0.81	0.46	0.20	0.00	-0.14
	$\varphi/3=$	0	0.56	0.53	0.49	0.44	0.37	0.30	0.60	0.43	0.28	0.16	0.05	-0.02
		10	0.70	0.65	0.58	0.51	0.43	0.34	0.75	0.53	0.34	0.18	0.06	-0.02
		15	0.80	0.73	0.65	0.56	0.47	0.38	0.86	0.60	0.38	0.20	0.07	-0.02
		20	0.96	0.86	0.76	0.65	0.55	0.44	1.03	0.70	0.44	0.23	0.08	-0.02
		25	1.55	1.35	1.16	0.98	0.82	0.68	1.66	1.10	0.67	0.35	0.12	-0.03
	8°20'	0	0.48	0.47	0.44	0.40	0.35	0.29	0.69	0.51	0.35	0.21	0.10	0.03
		10	0.61	0.58	0.53	0.47	0.40	0.33	0.88	0.64	0.42	0.25	0.12	0.03
		15	0.72	0.67	0.60	0.53	0.45	0.37	1.04	0.73	0.48	0.28	0.14	0.03
		20	0.88	0.80	0.71	0.62	0.52	0.42	1.27	0.88	0.56	0.33	0.16	0.04
		25	1.55	1.35	1.16	0.98	0.82	0.68	2.24	1.47	0.92	0.52	0.25	0.06
16°40'	0	0.40	0.41	0.39	0.37	0.32	0.27	0.81	0.60	0.42	0.27	0.15	0.07	
	10	0.53	0.52	0.48	0.44	0.38	0.31	1.07	0.77	0.51	0.32	0.18	0.07	
	15	0.63	0.60	0.56	0.50	0.43	0.35	1.27	0.89	0.60	0.37	0.20	0.08	
	20	0.79	0.74	0.67	0.59	0.50	0.41	1.60	1.10	0.71	0.43	0.23	0.10	
	25	1.55	1.35	1.16	0.98	0.82	0.68	3.13	1.99	1.23	0.72	0.38	0.17	
30°	0	0	0.60	0.54	0.48	0.41	0.33	0.26	0.48	0.33	0.19	0.08	0.00	-0.05
		10	0.71	0.64	0.55	0.46	0.37	0.28	0.57	0.38	0.22	0.09	0.00	-0.06
		20	0.89	0.78	0.67	0.55	0.44	0.33	0.71	0.47	0.27	0.11	0.00	-0.07
		25	1.04	0.90	0.77	0.63	0.50	0.38	0.83	0.54	0.31	0.13	0.00	-0.08
		30	1.60	1.36	1.14	0.93	0.75	0.59	1.28	0.82	0.45	0.19	0.00	-0.12
	$\varphi/3=$	0	0.50	0.47	0.42	0.37	0.30	0.24	0.57	0.41	0.26	0.14	0.05	-0.01
		10	0.61	0.56	0.50	0.42	0.34	0.27	0.69	0.49	0.31	0.16	0.06	-0.01
		20	0.79	0.71	0.61	0.51	0.41	0.32	0.90	0.62	0.38	0.20	0.07	-0.01
		25	0.95	0.84	0.72	0.60	0.48	0.37	1.08	0.73	0.45	0.23	0.08	-0.01
		30	1.60	1.36	1.14	0.93	0.75	0.59	0.82	1.18	0.71	0.36	0.13	-0.01
	10°	0	0.41	0.40	0.37	0.33	0.28	0.22	0.68	0.49	0.33	0.20	0.10	0.03
		10	0.52	0.49	0.44	0.39	0.32	0.25	0.85	0.60	0.39	0.24	0.12	0.04
		20	0.69	0.63	0.56	0.48	0.39	0.30	1.13	0.78	0.50	0.29	0.14	0.05
		25	0.86	0.77	0.67	0.57	0.46	0.35	1.41	0.96	0.60	0.35	0.17	0.05
		30	1.60	1.36	1.14	0.93	0.75	0.59	2.63	1.68	1.02	0.57	0.27	0.09
20°	0	0.32	0.33	0.33	0.30	0.26	0.21	0.82	0.60	0.41	0.26	0.15	0.07	
	10	0.42	0.42	0.39	0.35	0.30	0.24	1.07	0.76	0.50	0.31	0.17	0.08	
	20	0.58	0.56	0.51	0.44	0.37	0.29	1.48	1.01	0.65	0.39	0.21	0.10	
	25	0.75	0.70	0.62	0.53	0.44	0.34	1.92	1.26	0.79	0.47	0.25	0.12	
	30	1.60	1.36	1.14	0.93	0.75	0.59	4.10	2.45	1.44	0.82	0.43	0.20	

φ Angulo de rozamiento interno del elemento contenido.
 δ Angulo de rozamiento entre elemento contenido y muro.
 β Angulo del talud natural del elemento contenido.

TABLA 2 (Continuación)														
Coeficientes de empuje activo														
φ	δ	β	Coef. de empuje activo horizontal λ_{ax}						Coef. de empuje activo vertical λ_{ay}					
			La inclinación del muro es $b/h = \cotg \alpha$						La inclinación del muro es $b/h = \cotg \alpha$					
			0.8	0.6	0.4	0.2	0	-0.2	0.8	0.6	0.4	0.2	0	-0.2
35°	0	0	0.54	0.49	0.42	0.35	0.27	0.20	0.43	0.29	0.17	0.07	0.00	-0.04
		15	0.70	0.61	0.51	0.42	0.32	0.23	0.56	0.37	0.20	0.08	0.00	-0.05
		25	0.88	0.75	0.62	0.50	0.38	0.27	0.70	0.45	0.25	0.10	0.00	-0.05
		30	1.04	0.88	0.72	0.57	0.44	0.31	0.83	0.53	0.29	0.11	0.00	-0.06
		35	1.63	1.35	1.10	0.87	0.67	0.50	1.31	0.81	0.44	0.17	0.00	-0.10
	$\varphi/3=$	0	0.44	0.41	0.37	0.31	0.25	0.18	0.53	0.38	0.24	0.13	0.05	0.00
		15	0.60	0.53	0.46	0.38	0.29	0.21	0.72	0.49	0.30	0.16	0.06	0.00
		25	0.77	0.67	0.57	0.46	0.35	0.25	0.93	0.62	0.38	0.19	0.07	0.00
		30	0.94	0.81	0.67	0.54	0.41	0.30	1.13	0.75	0.44	0.23	0.08	0.00
		35	1.63	1.35	1.10	0.87	0.67	0.50	1.96	1.24	0.73	0.37	0.14	0.00
	11°40'	0	0.35	0.34	0.32	0.28	0.22	0.17	0.81	0.47	0.32	0.19	0.10	0.04
		15	0.49	0.46	0.41	0.34	0.27	0.20	0.92	0.64	0.41	0.23	0.12	0.04
		25	0.66	0.60	0.52	0.43	0.33	0.24	1.24	0.83	0.52	0.30	0.14	0.05
		30	0.83	0.73	0.62	0.51	0.39	0.29	1.56	1.02	0.62	0.35	0.17	0.06
		35	1.63	1.35	1.10	0.87	0.67	0.50	3.07	1.88	1.10	0.60	0.29	0.11
	2- $\varphi/3=$	0	0.25	0.27	0.27	0.24	0.21	0.16	0.85	0.60	0.41	0.26	0.14	0.07
		15	0.36	0.37	0.35	0.31	0.25	0.19	1.23	0.83	0.53	0.30	0.17	0.08
		25	0.52	0.51	0.46	0.39	0.31	0.23	1.77	1.14	0.70	0.37	0.22	0.10
		30	0.69	0.64	0.57	0.48	0.37	0.27	2.35	1.43	0.87	0.46	0.26	0.12
		35	1.63	1.35	1.10	0.87	0.67	0.50	5.57	3.03	1.68	0.91	0.47	0.22
35	0	0.25	0.27	0.27	0.24	0.21	0.16	0.85	0.60	0.41	0.26	0.14	0.07	
	15	0.36	0.37	0.35	0.31	0.25	0.19	1.23	0.83	0.53	0.30	0.17	0.08	
	25	0.52	0.51	0.46	0.39	0.31	0.23	1.77	1.14	0.70	0.37	0.22	0.10	
	30	0.69	0.64	0.57	0.48	0.37	0.27	2.35	1.43	0.87	0.46	0.26	0.12	
	35	1.63	1.35	1.10	0.87	0.67	0.50	5.57	3.03	1.68	0.91	0.47	0.22	
40°	0	0	0.49	0.44	0.37	0.29	0.22	0.15	0.39	0.26	0.15	0.08	0.00	-0.03
		15	0.63	0.53	0.44	0.34	0.25	0.17	0.50	0.32	0.18	0.07	0.00	-0.03
		25	0.76	0.64	0.52	0.40	0.29	0.19	0.61	0.38	0.21	0.08	0.00	-0.04
		35	1.02	0.84	0.67	0.51	0.37	0.24	0.82	0.50	0.27	0.10	0.00	-0.05
		40	1.64	1.32	1.05	0.80	0.59	0.41	1.31	0.79	0.42	0.16	0.00	-0.08
	$\varphi/3=$	0	0.40	0.36	0.31	0.26	0.20	0.14	0.51	0.35	0.22	0.12	0.05	0.00
		15	0.52	0.46	0.39	0.31	0.23	0.16	0.66	0.45	0.27	0.14	0.05	0.01
		25	0.65	0.56	0.46	0.36	0.27	0.18	0.83	0.55	0.32	0.16	0.06	0.01
		35	0.92	0.77	0.62	0.48	0.35	0.23	1.18	0.76	0.44	0.22	0.08	0.01
		40	1.64	1.32	1.05	0.80	0.59	0.41	2.10	1.30	0.74	0.37	0.14	0.01
	13°20'	0	0.30	0.29	0.27	0.23	0.18	0.13	0.65	0.46	0.30	0.18	0.09	0.04
		15	0.41	0.38	0.33	0.28	0.21	0.15	0.89	0.60	0.37	0.22	0.10	0.04
		25	0.52	0.48	0.41	0.33	0.25	0.17	1.13	0.76	0.46	0.26	0.12	0.05
		35	0.79	0.69	0.58	0.45	0.33	0.22	1.72	1.09	0.65	0.35	0.17	0.06
		40	1.64	1.32	1.05	0.80	0.59	0.41	3.57	2.08	1.19	0.62	0.30	0.11
	2- $\varphi/3=$	0	0.18	0.21	0.22	0.20	0.16	0.12	0.89	0.61	0.40	0.25	0.14	0.07
		15	0.26	0.29	0.28	0.24	0.19	0.14	1.30	0.84	0.52	0.30	0.16	0.08
		25	0.35	0.37	0.35	0.29	0.23	0.16	1.74	1.07	0.65	0.36	0.19	0.09
		35	0.59	0.58	0.51	0.42	0.31	0.21	2.94	1.68	0.95	0.52	0.26	0.11
		40	1.64	1.32	1.05	0.80	0.59	0.41	8.17	3.83	1.95	1.00	0.49	0.22
40	0	0.18	0.21	0.22	0.20	0.16	0.12	0.89	0.61	0.40	0.25	0.14	0.07	
	15	0.26	0.29	0.28	0.24	0.19	0.14	1.30	0.84	0.52	0.30	0.16	0.08	
	25	0.35	0.37	0.35	0.29	0.23	0.16	1.74	1.07	0.65	0.36	0.19	0.09	
	35	0.59	0.58	0.51	0.42	0.31	0.21	2.94	1.68	0.95	0.52	0.26	0.11	
	40	1.64	1.32	1.05	0.80	0.59	0.41	8.17	3.83	1.95	1.00	0.49	0.22	

φ Angulo de rozamiento interno del elemento contenido.
 δ Angulo de rozamiento entre elemento contenido y muro.
 β Angulo del talud natural del elemento contenido.

TABLA 2 (Continuación)														
Coeficientes de empuje activo														
φ	δ	β	Coef. de empuje activo horizontal λ_H						Coef. de empuje activo vertical λ_V					
			La inclinación del muro es $b/h = \cotg \alpha$						La inclinación del muro es $b/h = \cotg \alpha$					
			0.8	0.6	0.4	0.2	0	-0.2	0.8	0.6	0.4	0.2	0	-0.2
45°	0	0	0.45	0.38	0.32	0.24	0.17	0.11	0.36	0.23	0.13	0.05	0.00	-0.02
		15	0.56	0.47	0.37	0.28	0.19	0.12	0.45	0.28	0.15	0.06	0.00	-0.02
		30	0.73	0.60	0.47	0.34	0.23	0.14	0.58	0.36	0.19	0.07	0.00	-0.03
		40	0.99	0.79	0.61	0.45	0.30	0.18	0.79	0.47	0.24	0.09	0.00	-0.04
		45	1.62	1.28	0.98	0.72	0.50	0.32	1.30	0.77	0.39	0.14	0.00	-0.06
	15°	0	0.35	0.32	0.27	0.21	0.14	0.10	0.48	0.33	0.20	0.10	0.04	0.01
		15	0.45	0.39	0.32	0.25	0.18	0.11	0.61	0.40	0.24	0.12	0.05	0.01
		30	0.55	0.52	0.42	0.31	0.22	0.13	0.75	0.54	0.31	0.15	0.06	0.01
		40	0.88	0.72	0.57	0.42	0.29	0.17	1.20	0.74	0.43	0.21	0.08	0.01
		45	1.62	1.28	0.98	0.72	0.50	0.32	2.20	1.32	0.73	0.36	0.13	0.02
	30°	0	0.25	0.25	0.22	0.19	0.14	0.09	0.64	0.44	0.28	0.16	0.08	0.03
		15	0.33	0.31	0.27	0.22	0.16	0.10	0.84	0.56	0.34	0.19	0.09	0.03
		30	0.48	0.43	0.36	0.28	0.20	0.13	1.23	0.77	0.46	0.25	0.11	0.04
		40	0.74	0.64	0.52	0.39	0.27	0.17	1.89	1.15	0.66	0.34	0.16	0.06
		45	1.62	1.28	0.98	0.72	0.50	0.32	4.15	2.31	1.25	0.63	0.29	0.11
	45°	0	0.11	0.16	0.17	0.16	0.13	0.09	0.97	0.63	0.40	0.24	0.13	0.06
		15	0.16	0.21	0.22	0.19	0.15	0.10	1.44	0.84	0.51	0.28	0.15	0.07
		30	0.25	0.31	0.30	0.25	0.18	0.12	2.25	1.24	0.70	0.37	0.18	0.08
		40	0.45	0.50	0.45	0.35	0.25	0.16	4.05	2.00	1.05	0.52	0.25	0.11
		45	1.62	1.28	0.98	0.72	0.50	0.32	14.6	5.12	2.29	1.08	0.50	0.21

φ Angulo de rozamiento interno del elemento contenido.
 δ Angulo de rozamiento entre elemento contenido y muro.
 β Angulo del talud natural del elemento contenido.

3.2 TEORÍA DE RANKINE

La teoría de Rankine para el cálculo de empujes en terrenos granulares se basa en las hipótesis de que el terreno presenta superficie libre plana y está en el llamado *estado Rankine*, en el cual presenta dos series de superficies planas de rotura, formando ángulos de $45 \pm \varphi/2$ con la horizontal.

Para el caso particular de trasdós vertical, las componentes P_h y P_v de la presión a profundidad z vienen dadas por las expresiones:

$$\left. \begin{aligned} P_h &= \gamma \cdot z \cdot \lambda'_h \\ P_v &= \gamma \cdot z \cdot \lambda'_v \end{aligned} \right\} \quad [13]$$

siendo

$$\left. \begin{aligned} \lambda'_h &= \cos^2 \beta \cdot \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \\ \lambda'_v &= \sin \beta \cdot \cos \beta \cdot \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \end{aligned} \right\} \quad [14]$$

El empuje varía linealmente con la profundidad y sus valores vienen dados por:

$$\left. \begin{aligned} E_h &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \lambda'_h \\ E_v &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \lambda'_v \end{aligned} \right\} \quad [15]$$

estando su resultante a una profundidad de $(2/3) \times H$ desde la coronación del muro.

Obsérvese que si además de $\alpha = 90^\circ$ (trasdós vertical) se supone $\beta = \delta$, las expresiones [9] se transforman en las [14]. Si además $\beta = \delta = 0$, se tiene:

$$\lambda'_h = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad [16]$$

$$\text{y } \lambda'_v = 0.$$

Es decir, que la teoría de Coulomb para trasdós vertical y superficie de terreno de ángulo β igual al de rozamiento del terreno con el muro δ , conduce al mismo valor del empuje que la de Rankine ($\alpha = 90^\circ$ y $\beta = \delta$). Ambas teorías coinciden en el caso particular de que el talud del relleno sea horizontal y el ángulo de rozamiento terreno – muro sea cero ($\alpha = 90^\circ$ y $\beta = \delta = 0$).

APA López Perales, J.A. (*); López García, L. (**); Moreno Valencia, (***) (1999)

CALCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO

https://previa.uclm.es/area/ing_rural/Trans_const/Muros.PDF

CAPITULO 4

CITADO DE:

CALCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO

López Perales, J.A. (*); López García, L. (**); Moreno Valencia, (***)

https://previa.uclm.es/area/ing_rural/Trans_const/Muros.PDF

4.0 CASO DE EXISTENCIA DE CARGAS SOBRE EL TERRENO.

En edificación y obras públicas es frecuente que se den situaciones diversas, algunas de las cuales se estudian a continuación.

4.1. Carga uniformemente repartida.

Se supone indefinida en el sentido del muro y de valor q por unidad de longitud de talud tal y como se indica en la figura 13. Considerando la cuña de terreno MNC, aplicamos el método de Coulomb.

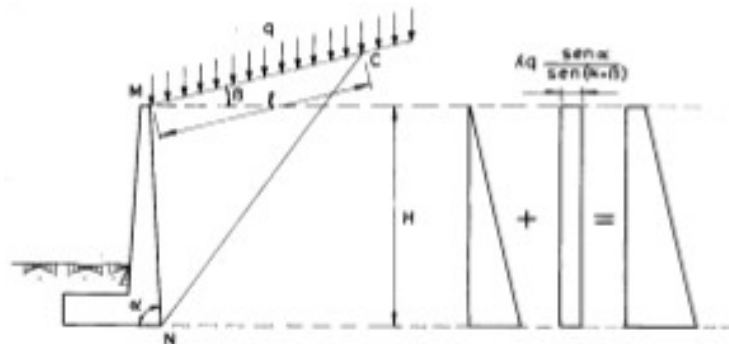


Figura 13. Carga uniformemente repartida

(*) Ingeniero Agrónomo. Profesor Titular de Ingeniería Agroforestal de la Universidad de Castilla-La Mancha. (**) Dr. Ingeniero Agrónomo. Catedrático de Ingeniería Agroforestal de la Universidad de Castilla-La Mancha. (***) Ingeniero Agrónomo. Centro de Mejora Agraria «El Chaparrillo». Junta de Comunidades de Castilla-La Mancha.

El peso de la cuña MNC, a profundidad H, incluida la sobrecarga correspondiente, es:

$$P_t = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot l \cdot \frac{H}{\operatorname{sen} \alpha} \cdot \operatorname{sen}(\alpha + \beta) + q \cdot l \quad [17]$$

El peso P_t se iguala al de una cuña MNC de un terreno virtual de densidad ficticia γ_1 , de donde

$$\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot l \cdot \frac{H}{\operatorname{sen} \alpha} \cdot \operatorname{sen}(\alpha + \beta) + q \cdot l = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot l \cdot \frac{H}{\operatorname{sen} \alpha} \cdot \operatorname{sen}(\alpha + \beta)$$

Y, por tanto

$$\gamma_1 = \gamma + \frac{2 \cdot q}{H} \cdot \frac{\operatorname{sen} \alpha}{\operatorname{sen}(\alpha + \beta)} \quad [18]$$

y como en ambos casos el empuje ha de ser el mismo

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H^2 \cdot \lambda \quad [19]$$

Si además se tiene en cuenta el valor de λ

$$\lambda = \sqrt{\lambda_h^2 + \lambda_v^2} \quad [20]$$

y sustituyendo el valor de γ_1 obtenido en [18] en la ecuación [19], la expresión del empuje activo puede escribirse

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \left(\gamma + \frac{2 \cdot q}{H} \cdot \frac{\operatorname{sen} \alpha}{\operatorname{sen}(\alpha + \beta)} \right) \cdot H^2 \cdot \lambda \quad [21]$$

O bien

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \lambda + \lambda \cdot q \cdot H \cdot \frac{\text{sen } \alpha}{\text{sen}(\alpha + \beta)} \quad [22]$$

La fórmula anterior indica que el empuje producido por una sobrecarga q por unidad de longitud de talud es el mismo que el producido por una altura adicional de terreno tal que

$$\gamma \cdot h_e = q \cdot \frac{\text{sen } \alpha}{\text{sen}(\alpha + \beta)}$$

de donde se puede despejar el valor de la altura adicional h_e

$$h_e = \frac{q}{\gamma} \cdot \frac{\text{sen } \alpha}{\text{sen}(\alpha + \beta)} \quad [23]$$

APA López Perales, J.A. (*); López García, L. (**); Moreno Valencia, (***) (1999)

CALCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO

https://previa.uclm.es/area/ing_rural/Trans_const/Muros.PDF

4.2. Cargas puntuales o concentradas en áreas reducidas (zapatas).

En este caso, la distribución de presiones no sólo es variable con la altura sino también a lo largo del muro. La determinación es compleja, aplicándose en lo que sigue el método simplificado de Terzaghi.

El empuje producido por la carga puede considerarse equivalente a otro $\lambda_h \cdot N$, donde N es la resultante de la carga sobre el terreno y el valor de λ_h es el obtenido por la teoría de Coulomb, que viene dado por la expresión [9] o directamente por la tabla 2.

Dicho empuje equivalente se reparte en un ancho $b + x$, tal y como se indica en la figura 14.

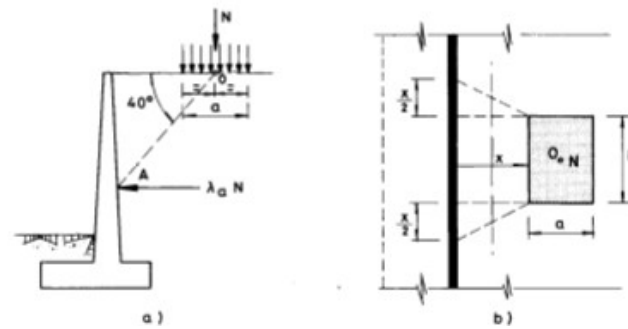


Figura 14. Cargas puntuales concentradas en áreas reducidas

El punto de aplicación del empuje se determina trazando una línea desde el centro de aplicación de la carga y que forme 40° con la horizontal hasta que corte al trasdós del muro. Si el corte se produce en el trasdós por debajo de la base del muro, el efecto de la carga N se desprecia.

El método tiene la ventaja de su sencillez, pero presenta el inconveniente de que, al sustituir la distribución continua de presiones a lo largo de la altura por una carga lineal única, $\lambda_h \cdot N$, no permite calcular los esfuerzos a que está sometido el muro más que en su arranque.

Los valores de las componentes horizontal y vertical del empuje activo vienen dados por las expresiones:

$$\left. \begin{aligned} E_h &= \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 + N \right) \cdot \lambda_h \\ E_v &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \lambda_v \end{aligned} \right\} \quad [24]$$

APA López Perales, J.A. (*); López García, L. (**); Moreno Valencia, (***) (1999)

CALCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO

https://previa.uclm.es/area/ing_rural/Trans_const/Muros.PDF

4.3. CASO DE TERRENOS PARCIAL O TOTALMENTE ANEGADOS.

En todo lo anterior hemos supuesto el terreno seco, por lo que se ha utilizado la densidad del terreno seco. Esta situación es poco frecuente en la práctica.

La presencia de agua en el relleno, bien por la acción de la lluvia, bien por infiltraciones subterráneas, afecta de manera importante al cálculo de empujes.

Si el material del relleno es muy permeable, como es el caso de gravas y arenas gruesas y medias, la aportación de agua será evacuada por el sistema de drenaje mediante el establecimiento de una red de filtración de dirección predominantemente vertical.

Mientras el sistema de drenaje sea capaz de evacuar el agua filtrante, el nivel de agua no rebasará la cota inferior del sistema de drenaje y las fórmulas vistas hasta ahora siguen siendo válidas sin más que reemplazar en ellas la densidad seca y por la densidad aparente γ_a . Esta densidad varía con el grado de humedad del suelo y a falta de ensayos directos puede ser estimada a partir de los datos de la tabla 3, tomada de Calavera.

APA López Perales, J.A. (*); López García, L. (**); Moreno Valencia, (***) (1999)

CALCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO

https://previa.uclm.es/area/ing_rural/Trans_const/Muros.PDF

Material	Densidad aparente γ_a (kN/m ³)	Densidad sumergida γ_s (kN/m ³)
Gravas	16,0 – 20,0	9,6 – 12,8
Arenas gruesas y medias	16,8 – 20,8	9,6 – 12,8
Arenas finas y limosas	17,6 – 21,6	9,6 – 12,8
Granitos y pizarras	16,0 – 20,8	9,6 – 12,8
Basaltos	17,6 – 22,4	11,2 – 16,0
Calizas y areniscas	12,8 – 19,2	6,4 – 12,8
Ladrillo partido	11,2 – 17,6	6,4 – 9,6
Cenizas volantes	6,4 – 9,6	3,2 – 4,8

Si el material del relleno es de baja permeabilidad, como ocurre en arenas finas y arenas limosas, y la aportación de agua es importante, aunque se diseñe una red de drenaje capaz de desaguar el caudal correspondiente, se produce un aumento de las presiones y de los empujes respecto al caso anterior.

Las presiones en este caso pueden ser estimadas sustituyendo en las fórmulas la densidad seca γ por la densidad sumergida γ_s y añadiendo una presión a que una profundidad z viene estimada por

$$P' = 0.5 \cdot z \cdot \gamma_{\text{agua}} \quad [25]$$

donde γ_{agua} es la densidad del agua y P' actúa perpendicularmente al trasdós. Este valor corresponde a la mitad de la presión hidrostática.

APA López Perales, J.A. (*); López García, L. (**); Moreno Valencia, (***) (1999)

CALCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO

https://previa.uclm.es/area/ing_rural/Trans_const/Muros.PDF

Si la aportación de agua excede a la capacidad de desagüe de la red de drenaje, el nivel del agua puede alcanzar la cota de la coronación del muro en el caso límite, es decir, se anega el terreno. En este caso, la presión P' se duplica alcanzando el valor de la presión hidrostática.

$$P' = z \cdot \gamma_{\text{agua}} \quad [26]$$

APA López Perales, J.A. (*); López García, L. (**); Moreno Valencia, (***) (1999)

CALCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO

https://previa.uclm.es/area/ing_rural/Trans_const/Muros.PDF

En cualquier caso, la presión hidrostática debe ser considerada siempre para niveles inferiores al más bajo del sistema de drenaje.

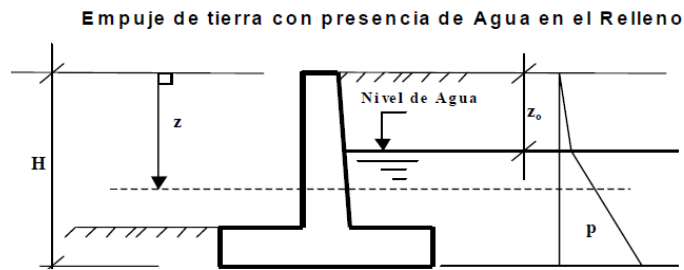


Figura 15. Relleno inundado hasta una cierta cota

APA López Perales, J.A. (*); López García, L. (**); Moreno Valencia, (***) (1999)

CALCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO

https://previa.uclm.es/area/ing_rural/Trans_const/Muros.PDF

En el caso general indicado en la figura 15, con relleno formando un ángulo β con la horizontal y una sobrecarga q por unidad de longitud de talud, las presiones a una profundidad z resultan:

$$\left. \begin{aligned} P_h &= \left[\gamma_s \cdot (z - z_0) + \gamma \cdot z_0 + q \cdot \frac{\text{sen } \alpha}{\text{sen}(\alpha + \beta)} \right] \cdot \lambda_h + \gamma_{\text{agua}} \cdot (z - z_0) \cdot \text{sen } \alpha \\ P_v &= \left[\gamma_s \cdot (z - z_0) + \gamma \cdot z_0 + q \cdot \frac{\text{sen } \alpha}{\text{sen}(\alpha + \beta)} \right] \cdot \lambda_v + \gamma_{\text{agua}} \cdot (z - z_0) \cdot \text{cos } \alpha \end{aligned} \right\} \quad [27]$$

Si el terreno puede estar húmedo debe sustituirse γ por γ_a . Si $z \leq z_0$ debe hacerse en [27] $z = z_0$.

APA López Perales, J.A. (*); López García, L. (**); Moreno Valencia, (***) (1999)

CALCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO

https://previa.uclm.es/area/ing_rural/Trans_const/Muros.PDF

4.4 EMPUJE AL REPOSO.

Este valor del empuje puede producirse cuando la deformabilidad del muro es extremadamente pequeña.

El valor de λ de la expresión [10] es difícil de evaluar, pero en arenas suele variar entre 0,4 y 0,6. En terrenos granulares suele estimarse mediante la expresión $\lambda = 1 - \text{sen } \phi$. En terrenos cohesivos alcanza valores entre 0,5 y 0,75.

Un método aproximado de uso frecuente es el que se recoge en la figura 16. Para el caso en que no haya carga sobre el relleno, el diagrama triangular de presiones se sustituye por uno rectangular de valor dos tercios de la presión máxima de empuje activo, pero calculado con $\lambda = 1 - \text{sen } \phi$. Si existe carga sobre el terreno, se opera de manera análoga.

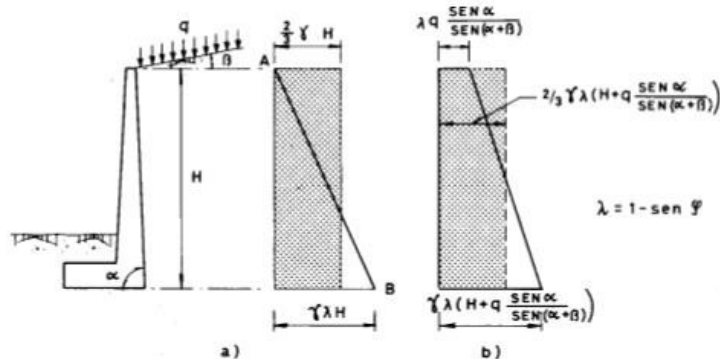


Figura 16. Empuje al reposo

En la práctica, la situación de empuje al reposo difícilmente se alcanza, incluso en muros de gran rigidez, pues en la mayoría de los casos el relleno del trasdós se compacta de una manera moderada.

APA López Perales, J.A. (*); López García, L. (**); Moreno Valencia, (***) (1999)

CALCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO

https://previa.uclm.es/area/ing_rural/Trans_const/Muros.PDF

4.5. FORMAS DE AGOTAMIENTO DE LOS MUROS.

En general un muro puede alcanzar los siguientes estados límites:

- Giro excesivo del muro (figura 17).

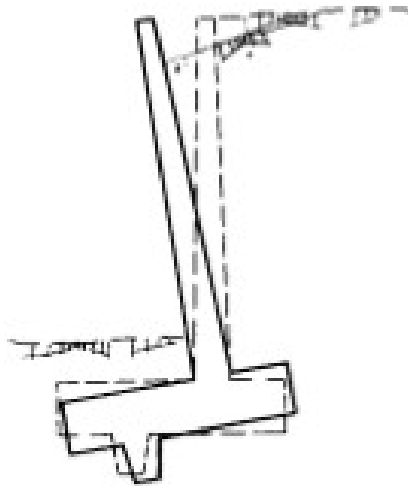


Figura 17. Giro excesivo del muro

- Deslizamiento del muro (figura 18).

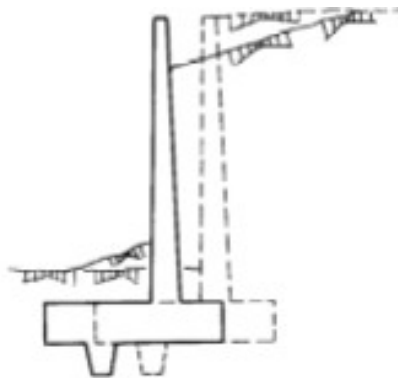


Figura 18. Deslizamiento del muro.

Figura 18. Deslizamiento del muro

- Deslizamiento profundo del muro.

Se debe a la formación de una superficie de deslizamiento profunda, de forma aproximadamente circular. Este tipo de fallo puede presentarse si existe una capa de suelo blando a una profundidad aproximada de vez y media la altura del muro, contada desde el plano de cimentación.

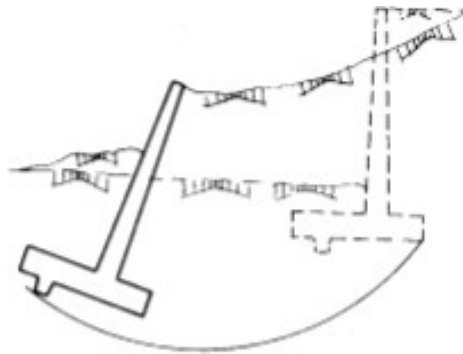


Figura 19. Deslizamiento profundo

- Deformación excesiva del alzado.

Es una situación rara, salvo en muros muy esbeltos.

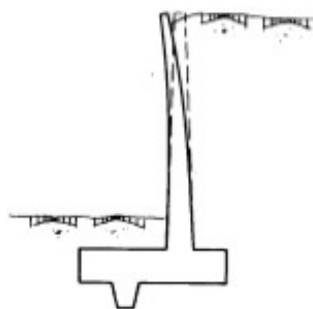


Figura 20. Deslizamiento excesivo del alzado

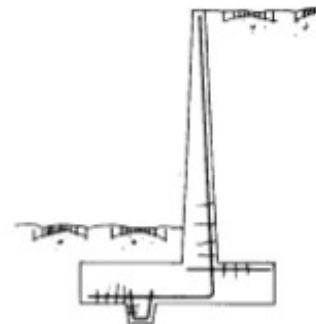


Figura 21. Fisura excesiva

- Fisuración excesiva (figura 21).

Puede presentarse en todas las zonas de tracción, y se trata de una fisuración grave si su ancho es excesivo al estar en contacto con terreno húmedo, pues no es observable.

- Rotura por flexión.

Puede producirse en el alzado, la puntera o el talón. Como las cuantías en muros suelen ser bajas, los síntomas de prerrotura sólo son observables en la cara de tracción, que en todos los casos está oculta, con lo que no existe ningún síntoma de aviso.

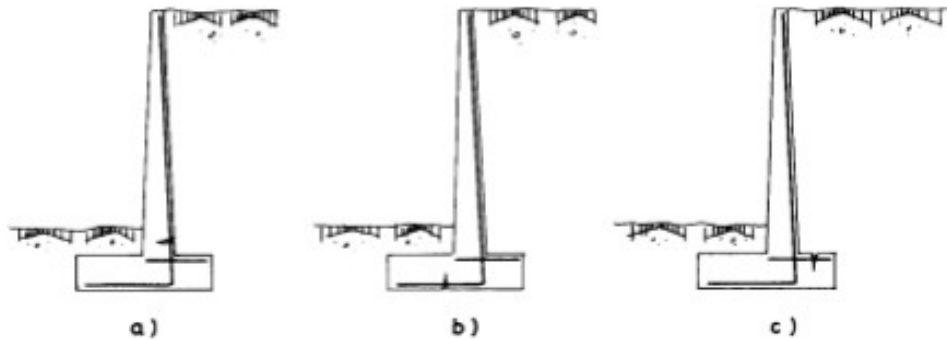


Figura 22. Rotura por flexión.

- Rotura por esfuerzo cortante (figura 23).

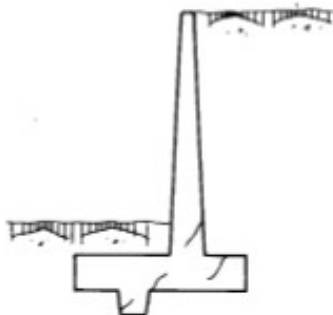


Figura 23. Rotura por esfuerzo constante

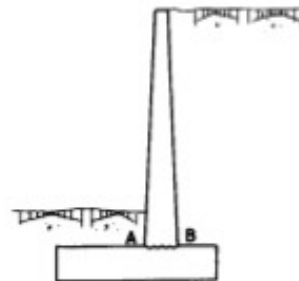


Figura 24. Rotura por rasante

Puede producirse en el alzado, puntera, talón o tacón.

- Rotura por esfuerzo rasante.

La sección peligrosa es la de arranque del alzado, que es una junta de hormigonado obligada, en la que coinciden el máximo momento flector y el máximo esfuerzo cortante.

- Rotura por fallo de solape.

La sección peligrosa es la de arranque de la armadura de tracción del alzado, donde la longitud de solape debe estudiarse detenidamente, pues por razones constructivas el solape ha de realizarse para la totalidad de la armadura en la zona de máximos esfuerzos de flexión y corte.

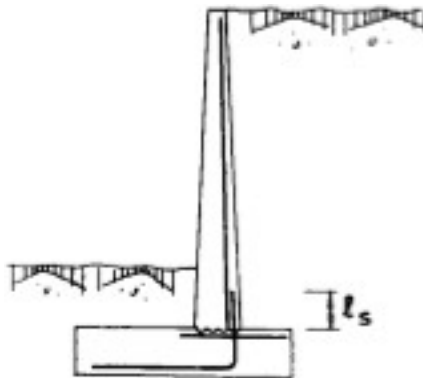


Figura 25. Rotura por fallo de solape.

4.6. CÁLCULO DE MUROS MÉNSULA.

El proyecto de un muro presenta tres etapas bien diferenciadas. En primer lugar, se ha de realizar el cálculo de los empujes, que ya ha sido tratado. En lo

que sigue adoptaremos las expresiones que se obtienen con la aplicación de la teoría de Coulomb.

Una vez calculados los empujes que ha de soportar la estructura de contención, se realizará un pre dimensionamiento. Para ello vamos a seguir las recomendaciones de Ayuso, y que aparecen resumidas en la figura 26.

Tomando como dimensión de referencia la altura H del muro y siendo el trasdós vertical, la base del alzado tendrá una dimensión $H/10$, mientras que la coronación se realizará con una anchura igual o superior a 25 cm. En cuanto al cimiento, se procurará que la profundidad de cimentación sea igual o superior a 1 m; el canto del cimiento será de $H/10$, mientras que la dimensión B oscilará entre $0.4 \cdot H$ y $0.7 \cdot H$, de los que aproximadamente $B/3$ corresponderán a la puntera.

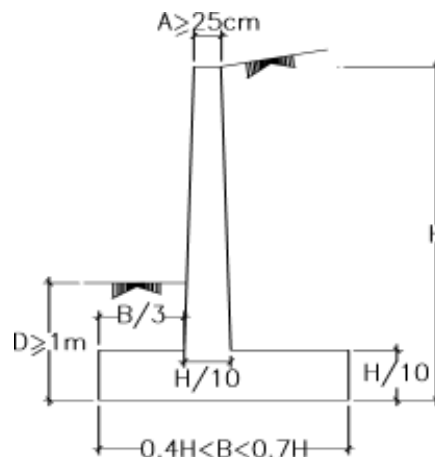


Figura 26. Predimensionamiento de un muro ménsula

Una vez pre dimensionado el muro, se realizarán las comprobaciones pertinentes teniendo un doble enfoque. Por un lado, se comprobará la estabilidad estructural del muro, pasando posteriormente al cálculo de las distintas partes del muro (alzado, puntera, talón y tacón) como los elementos de hormigón armado que son.

Como es habitual en el cálculo de estructuras, pueden ser necesarias varias fases de pre dimensionamiento y cálculo, sobre todo si se pretende optimizar las dimensiones del muro.

4.7. COMPROBACION DE LA ESTABILIDAD ESTRUCTURAL.

✓ Estabilidad global.

El conjunto del muro, incluida su cimentación, puede fallar como consecuencia de la aparición de un mecanismo de rotura más profundo que la cimentación del muro, o que aun no siendo tan profundo pudiera afectarle. Para realizar esta comprobación es preciso utilizar alguna de las teorías de cálculo de estabilidad del terreno, de manera que debe definirse el círculo de deslizamiento pésimo, comprobándose que los coeficientes de seguridad se encuentran en los límites admisibles. El círculo de deslizamiento pésimo debe poseer una magnitud suficiente como para que incluya dentro de la masa deslizante al muro completo y sus elementos de sujeción.

✓ Comprobación a deslizamiento.

De acuerdo con las notaciones de la figura 27, la fuerza que puede producir el deslizamiento es la componente horizontal del empuje activo E_h .

Las fuerzas que se oponen al deslizamiento son el rozamiento entre la base del muro y el terreno de cimentación, el eventual empuje pasivo E_p frente a la puntera del muro y la componente vertical del empuje activo E_v .

APA López Perales, J.A. (*); López García, L. (**); Moreno Valencia, (***) (1999)

CALCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO

https://previa.uclm.es/area/ing_rural/Trans_const/Muros.PDF

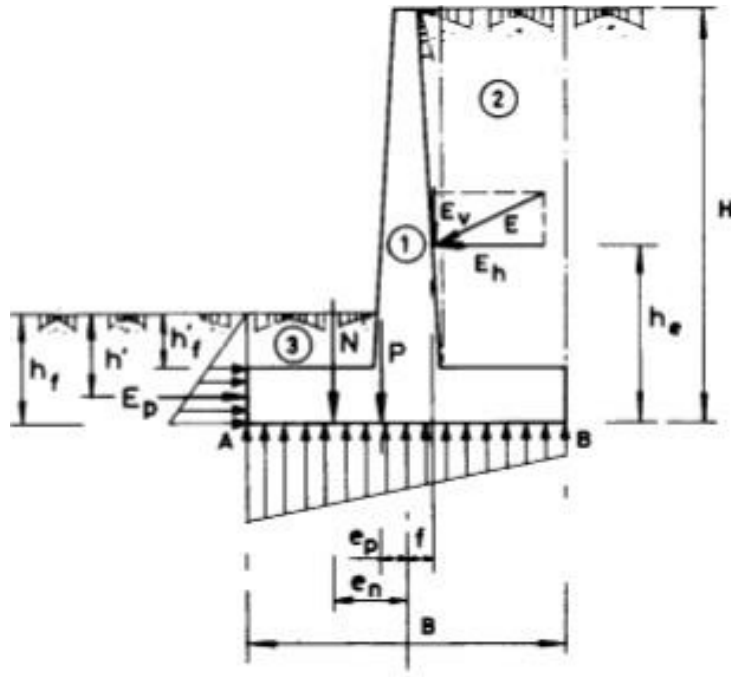


Figura 27. Comprobación de la estabilidad estructural

La comprobación a deslizamiento se hará con:

$$C_{sd} = \frac{F_{est}}{F_{des}} > \gamma_R \quad [28]$$

C_{sd} = Coeficiente de seguridad al deslizamiento.

F_{est} = Fuerza estabilizante.

F_{des} = Fuerza desestabilizante.

γ_R = Coeficiente de seguridad para el material (tabla 2.1. del DB SE-C). Vale 1,5 para situación de dimensionado persistente o transitoria y 1,1 para situación de dimensionado extraordinaria

La fuerza estabilizante F_{est} está formada por la fuerza de rozamiento que aparece en el contacto terreno-cimiento cuando se produce el deslizamiento, y el empuje pasivo que se desarrolla en la puntera del muro.

En terrenos cohesivos:

$$F_{est} = P \cdot \mu + c \cdot B + E_p \quad [29]$$

P = Resultante de los pesos de los distintos elementos del muro y de las zonas de terreno situadas verticalmente sobre la puntera (*) y el talón. (Zonas 1, 2, y 3 de la figura 27).

μ = Coeficiente de rozamiento entre suelo y hormigón. En general será el resultado del correspondiente estudio geotécnico. A falta de datos más precisos, puede tomarse $\mu = \frac{2}{3} \cdot \phi$, siendo ϕ el ángulo de rozamiento interno del terreno base. Cuando la estructura es un muro de contención de terreno, $\mu = \phi$. En la tabla 5, tomada de Calavera, se indican valores del coeficiente de rozamiento para algunos tipos de suelo.

c = Cohesión reducida del suelo: $c = 0,5 \cdot c_k < 0,05$ MPa

c_k = Cohesión efectiva del terreno.

B = Anchura del cimiento.

E_p = Empuje pasivo frente a la puntera del muro.

Tipo de suelo	Coeficiente μ
Arenas sin limos	0,55
Arenas limosas	0,45
Limos	0,35
Roca sana con superficie rugosa	0,60

En terreno granular:

$$F_{est} = P \cdot \mu + E_p \quad [30]$$

La fuerza desestabilizante F_{des} es siempre la componente horizontal del empuje activo menos el rozamiento producido por el empuje vertical.

$$F_{est} = E_h - E_v \cdot \mu \quad [31]$$

E_v = Componente vertical del empuje activo.

El valor del empuje pasivo E_p puede ser estimado de una manera conservadora mediante la expresión de Rankine

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h_f^2 \cdot \frac{1 + \text{sen} \phi}{1 - \text{sen} \phi}$$

donde

γ = Densidad del terreno seco.

h_f = Profundidad de cimentación.

ϕ = Angulo de rozamiento interno del terreno base.

La resultante del empuje pasivo es horizontal y está situada a una distancia $2/3 \cdot h_f$ por debajo del nivel del terreno frente al muro.

Esta expresión está del lado de la inseguridad por tener en cuenta el terreno situado por encima de la puntera, ya que ha sido removido para la ejecución del muro. Por ello es aconsejable utilizar la expresión

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (h_f^2 - h_f'^2) \cdot \frac{1 + \text{sen} \phi}{1 - \text{sen} \phi} \quad [32]$$

siendo h_f' la profundidad de la cara superior de la puntera respecto al nivel del suelo.

La utilización del E_p debe ser objeto de consideración, pues la movilización del empuje pasivo puede requerir corrimientos importantes del muro, frecuentemente incompatibles con las condiciones de servicio.

Como se ha indicado anteriormente, la profundidad de cimentación no suele disponerse inferior a 1 m y el proyectista debe asegurar que el terreno exista frente al muro en distancia suficiente, que suele ser de $2 \cdot h_r$, y que esta distancia quede asegurada durante la vida del muro. Por ello no se suele tener en cuenta el empuje pasivo de la puntera.

Si al realizar la comprobación a deslizamiento se obtiene que no es admisible, puede recurrirse al empleo de un tacón (figura 28), aconsejándose su colocación a una distancia $2 \cdot h_c$ desde el extremo de la puntera, siendo h_c la profundidad del tacón. En este caso sí se tendrá en cuenta el empuje pasivo generado por este elemento.

APA López Perales, J.A. (*); López García, L. (**); Moreno Valencia, (***) (1999)

CALCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO

https://previa.uclm.es/area/ing_rural/Trans_const/Muros.PDF

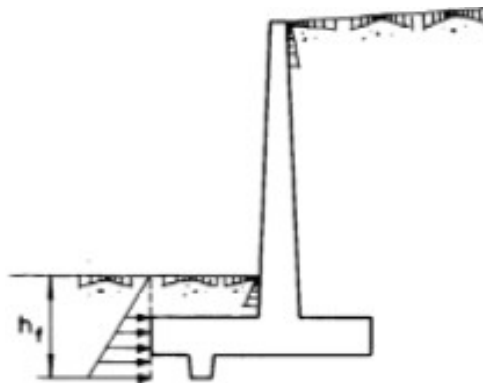


Figura 28. Muro ménsula con tacón

Así, $F_{est} = P \cdot \mu + E_p$

[33]

P = Resultante de los pesos de los distintos elementos del muro, incluyendo el tacón y de las zonas de terreno situadas verticalmente sobre la puntera y el talón. (Zonas 1, 2, y 3 de la figura 27).

E_p = Empuje pasivo provocado por el tacón, de valor:

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot \left[(h_r + h_c)^2 - h_r^2 \right] \cdot \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi} \quad [34]$$

h_c = Profundidad del tacón.

✓ **Comprobación a vuelco.**

Convencionalmente se supone que el giro del muro se produce alrededor del punto A, correspondiente a la arista exterior del cimiento. Teniendo en cuenta las notaciones de la figura 27, se puede determinar el momento de vuelco y el momento estabilizador.

La comprobación de vuelco debe satisfacer la siguiente condición general:

$$C_{sv} = \frac{\gamma_{E,est} \cdot M_{est}}{\gamma_{E,des} \cdot M_{des}} > 1 \quad [35]$$

C_{sv} = Coeficiente de seguridad al vuelco.

M_{est} = Momento estabilizante.

M_{des} = Momento desestabilizante.

$\gamma_{E,est}$ = Coeficiente de seguridad para acciones estabilizantes (tabla 2.1 DB SE-C). $\gamma_{E,est} = 0,9$.

$\gamma_{E,des}$ = Coeficiente de seguridad para acciones desestabilizantes (tabla 2.1 DB SE-C).

$\gamma_{E,des} = 1,8$ para situación de dimensionado persistente o transitoria.

$\gamma_{E,des} = 1,2$ para situación de dimensionado extraordinaria.

El momento estabilizante es el producido por todas las cargas verticales P_i , considerando para cada una la distancia desde su punto de aplicación al punto de vuelco de la zapata e_i (punto A de la figura 27).

$$M_{est} = \gamma_{E,est} \cdot \left(\sum P_i \cdot e_i \right) \quad [36]$$

El momento desestabilizante esta producido siempre por la resultante de la fuerza de empuje activo, pudiéndose descomponer en la suma de los efectos producidos por sus componentes: un efecto estabilizante de su componente vertical E_v y un efecto desestabilizante provocado por la componente horizontal E_h .

$$M_{des} = \gamma_{E,des} \cdot (E_h \cdot e_h - E_v \cdot e_v) \quad [37]$$

de e_h y e_v son las distancias respectivas desde el punto de aplicación de E_h y E_v a la sección de referencia.

✓ **Comprobación a hundimiento.**

Manteniendo la notación de la figura 27, la resultante de fuerzas verticales N vale:

$$N = P + E_v \quad [38]$$

$$M_v = E_h \cdot h_e \quad [39]$$

$$M_E = P \cdot \left(\frac{B}{2} - e_p \right) + E_v \cdot \left(\frac{B}{2} + f \right) \quad [40]$$

En muros de contención, la resultante N de las fuerzas que actúan tiene una cierta excentricidad e . Las tensiones del cimiento sobre el terreno vienen dadas por:

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{W} = \frac{N}{B} \pm \frac{N \cdot e}{\frac{1}{6} \cdot B^2} = \frac{N}{B} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot N \cdot e}{B} \right)$$

donde

S = Superficie de la base del muro por unidad de longitud.

W = Módulo resistente de la sección.

B = Dimensión transversal de la base del muro.

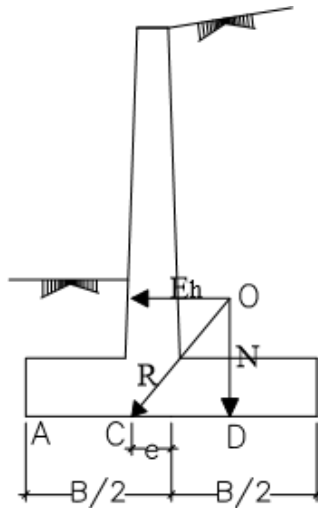


Figura 29. Comprobación a hundimiento

Si se desprecia la contribución del empuje pasivo, lo que nos lleva del lado de la seguridad, y considerando la resultante de esfuerzos aplicados sobre el muro R con una excentricidad e respecto al centro del cimiento, tal y como refleja la figura 29, se tiene:

$$e = \frac{B}{2} - \overline{AC}$$

$$\overline{AC} = \overline{AD} - \overline{CD}$$

$$N \cdot \overline{AD} = M_E; \quad \overline{CD} = \frac{M_E}{N}$$

$$\frac{E_h}{N} = \frac{\overline{CD}}{\overline{OD}}; \quad \overline{CD} = \frac{E_h \cdot \overline{OD}}{N} = \frac{M_v}{N}$$

Por tanto, el valor de la excentricidad viene dado por:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_E - M_V}{N} \quad [42]$$

Al valor e/B de la expresión [41] se denomina excentricidad relativa.

La validez de la expresión [41] queda condicionada a que $\frac{N}{B} - \frac{6 \cdot N \cdot e}{B^2} \geq 0$, o lo

que es lo mismo, que $\frac{e}{B} \leq \frac{1}{6}$.

Es decir, que para que toda la base esté comprimida la resultante de empujes y pesos debe pasar por el tercio central de la base. En este caso aparece un **reparto trapecial de tensiones** bajo el cimiento, cuyos valores máximo y mínimo son:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_A &= \frac{N}{B} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B}\right) = \sigma_{\max} \\ \sigma_B &= \frac{N}{B} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{B}\right) = \sigma_{\min} \end{aligned} \right\} \quad [43]$$

Si dicha resultante pasa fuera del tercio central, o lo que es lo mismo, si la excentricidad relativa es mayor que $1/6$, la fórmula de Navier, y por tanto las expresiones [43], no son aplicables. En este caso la distribución de tensiones es triangular. Se acepta que exista una redistribución de las tensiones de modo que la resultante N tenga su punto de aplicación coincidente con el centro de gravedad del triángulo de tensiones.

Para ello se hace $\overline{AC} = 3 \cdot \overline{AD}$, siendo $\overline{AD} = \frac{B}{2} - |e|$.

Al igualar la resultante a las tensiones producidas bajo el cimiento, $N = \frac{1}{2} \cdot \sigma_A \cdot \overline{AC}$, se obtiene el valor de la tensión máxima σ_A .

$$\sigma_A = \frac{2 \cdot N}{3 \cdot \left(\frac{B}{2} - |e|\right)} \quad [44]$$

En todos los casos, la comprobación a realizar es:

$$\sigma_{\max} \leq 1.25 \cdot \sigma_{\text{adm}} \quad [45]$$

siendo σ_{adm} la tensión de carga admisible en el terreno de cimentación.

Además, en el caso de distribución trapezoidal se ha de realizar la siguiente comprobación:

$$\frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} \leq \sigma_{\text{adm}} \quad [46]$$

APA López Perales, J.A. (*); López García, L. (**); Moreno Valencia, (***) (1999)

CALCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO

https://previa.uclm.es/area/ing_rural/Trans_const/Muros.PDF

4.8. DIMENSIONAMIENTO COMO ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO.

4.8.1. Cálculo del fuste.

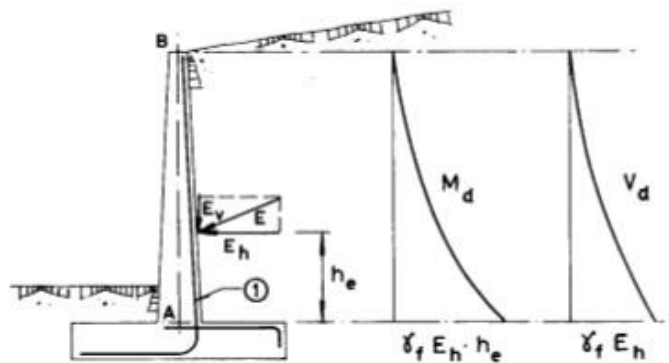


Figura 30. Cálculo del alzado.

Figura 30. Calculo del alzado

✓ **Comprobación a flexión.**

El alzado, cuerpo o fuste del muro constituye una losa, en general de canto variable, sometida a la ley de presiones del elemento contenido. En general, la directriz AB de la losa no es vertical, pero en los muros ménsula su inclinación es tan pequeña que puede suponerse vertical y considerar que la flexión del alzado está producida solo por la componente horizontal del empuje activo E_h .

Incluso en el caso de relleno con sobrecarga uniforme, la ley de momentos flectores es una parábola de tercer grado, mientras que la de esfuerzos cortantes es de segundo grado.

La pequeña compresión del peso propio del fuste suele despreciarse. En caso contrario se procederá al dimensionamiento en flexión compuesta.

Según la EHE-08, en la cara de tracción la cuantía mínima vertical no deberá ser inferior al 1,2‰ de la sección total de hormigón para acero B-400 S1, que es el comúnmente utilizado. En la cara opuesta recomienda disponer una armadura mínima igual al 30% de la consignada. De igual modo, para el mismo tipo de acero, la cuantía mínima horizontal² no deberá ser inferior al 4‰ de la sección total de hormigón. Esta armadura deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. Para muros vistos por una sola cara podrán disponer hasta 2/3 de la armadura total en la cara vista.

Si se disponen juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse a la mitad.

Los muros de espesor mayor de 50 cm se considerarán como de 50 cm.

Por encima de los 2,5 m de altura del muro y siempre que esa zona no tenga una altura menor que la mitad de la altura del muro, puede reducirse la cuantía horizontal a la mitad.

En muros de altura reducida, de 5 m, por ejemplo, lo usual es llevar toda la armadura tipo 1 hasta la coronación. Para alturas mayores es frecuente cortar el 50% de dicha armadura, a la altura en que ello sea posible.

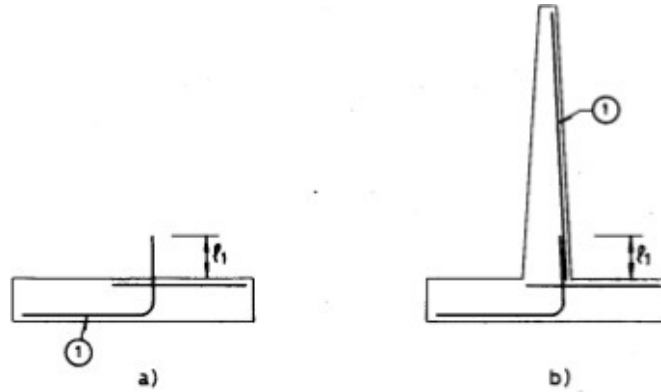


Figura 31. Solapes y esperas de la armadura del fuste

La parte inferior de la armadura 1 se dispone en la puntera y en su tramo vertical se dispone en forma de espera, tal y como se muestra en la figura. El solape debe ser de longitud l_s tal que:

$$l_s = \alpha \cdot l_{b, \text{neta}} \quad [47]$$

donde α viene dado en la tabla 6 y $l_{b, \text{neta}}$ por [48].

Tabla 6 Valores de α (Tabla 69.5.2.2 EHE-08)						
Distancia entre los dos empalmes más próximos: a	Porcentaje de barras solapadas trabajando a tracción, con relación a la sección total de acero.					Barras solapadas trabajando normalmente a compresión en cualquier porcentaje
	20	25	33	50	>50	
$\leq 10 \cdot \phi$	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	1,0
$> 10 \cdot \phi$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,0

La distancia a de la tabla se define en la figura 32.

La distancia a de la tabla se define en la figura 32.

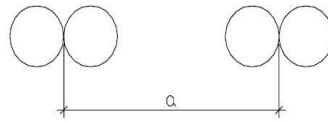


Figura 32. Distancia entre los dos empalmes más próximos.

$$l_{b, \text{neta}} = l_b \cdot \frac{A_s}{A_{s, \text{real}}} \quad [48]$$

siendo

l_b = Longitud básica de anclaje en posición I, que viene dada por [47].

A_s = Área de armadura necesaria.

$A_{s, \text{real}}$ = Área de armadura realmente dispuesta.

$$l_b = m \cdot \phi^2 \leq \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi \quad [49]$$

Donde

ϕ = Diámetro de la barra, en milímetros.

m = Coeficiente numérico indicado en la tabla 7, función del tipo de acero y obtenido a partir de ensayos experimentales de adherencia de barras.

f_{yk} = Límite elástico garantizado del acero, en N/mm^2 .

Tabla 7. Valores de m (Tabla 69.5.1.2 a EHE-08)		
Resistencia característica del hormigón (N/mm^2)	m	
	B 400 S / B-400 SD	B 500 S / B 500 SD
25	1,2	1,5
30	1,0	1,3
35	0,9	1,2
40	0,8	1,1
45	0,7	1,0
50	0,7	1,0

Los solapes se hacen disponiendo las barras en parejas de forma que el plano que contiene a sus ejes sea paralelo al de trasdós del muro, con objeto de no perder canto.

APA López Perales, J.A. (*); López García, L. (**); Moreno Valencia, (***) (1999)

CALCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO

https://previa.uclm.es/area/ing_rural/Trans_const/Muros.PDF

✓ **Comprobación a esfuerzo cortante.**

Se trata de una pieza sin armadura de cortante, por lo cual sólo será necesario realizar la comprobación de agotamiento por tracción en el alma ($V_d \leq V_{u2}$) en una sección situada a un canto útil de la unión del cuerpo del muro con la zapata.

El cálculo del esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma (V_{u2}) de la sección de hormigón existente se debe realizar, en el caso sin armadura de cortante, después de que se haya comprobado si el momento de cálculo es superior o no al momento de fisuración, $M_{fis, d}$.

APA López Perales, J.A. (*); López García, L. (**); Moreno Valencia, (***) (1999)

CALCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO

https://previa.uclm.es/area/ing_rural/Trans_const/Muros.PDF

$$M_{fis, d} = W_b \cdot f_{ct, d} = \frac{b \cdot h^2}{6} \cdot \frac{f_{ct, k}}{\gamma_c} = \frac{b \cdot h^2}{6} \cdot \frac{0,7 \cdot f_{ct, m}}{\gamma_c} = 0,0233 \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{ct}^{2/3} \quad [50]$$

• **Piezas sin armadura de cortante en regiones no fisuradas ($M_d \leq M_{fis, d}$)**

En piezas con zonas no fisuradas y con el alma comprimida, la resistencia a cortante debe limitarse según la resistencia a tracción del hormigón, y vale:

$$V_{u2} = \frac{I \cdot b_0}{S} \cdot \sqrt{(f_{ct,d})^2 + \alpha_1 \cdot \sigma'_{cd} \cdot f_{ct,d}} \quad [51]$$

donde:

Md Momento de cálculo de la sección.

M_{fis,d} Momento de fisuración de la sección calculado con $f_{ct,d} = \frac{f_{ct,k}}{\gamma_c}$

I Momento de inercia de la sección transversal.

b₀ Ancho del alma según punto 44.2.1.

S Momento estático de la sección transversal.

f_{ct,d} Resistencia de cálculo a tracción del hormigón.

σ'_{cd} Tensión media de compresión en el hormigón debido a la fuerza de pretensado.

α₁ = $\frac{l_x}{(12 \cdot l_{bpt})} \leq 1$ para tendones pretensados.

=1 para otros tipos de pretensado anclados por adherencia.

l_x Distancia, en mm, de la sección considerada al inicio de la longitud de transferencia.

l_{bpt} Longitud de transferencia de la armadura activa de pretensado, en mm, que puede tomarse según el apartado 70.2.3.

$$l_{bpt} = \frac{\phi \cdot \sigma_p}{21}$$

Donde

σ_p Tensión de pretensado, después de las pérdidas, en N/mm².

φ Diámetro de la armadura activa, en mm.

Esta comprobación se realizará en una sección situada a una distancia del borde del apoyo que se corresponde con la intersección del eje longitudinal de pasa por el centro de gravedad de la sección con una línea a 45° que parte del borde del apoyo.

APA López Perales, J.A. (*); López García, L. (**); Moreno Valencia, (***) (1999)

CALCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO

https://previa.uclm.es/area/ing_rural/Trans_const/Muros.PDF

• Piezas sin armadura de cortante en regiones fisuradas a flexión ($M_d > M_{fis}$, d)

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma para piezas de hormigón convencional y de alta resistencia vale:

$$V_{u2} = \left[\frac{0,18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{cv})^{1/3} + 0,15 \cdot \sigma'_{od} \right] \cdot b_0 \cdot d \quad [52]$$

con un valor mínimo de

$$V_{u2} = \left[\frac{0,075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{1/2} + 0,15 \cdot \sigma'_{od} \right] \cdot b_0 \cdot d \quad [53]$$

donde:

f_{cv} Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm² de valor $f_{cv} = f_{ck}$. con f_{cv} no mayor que 15 N/mm² en el caso de control indirecto de la resistencia del hormigón, siendo f_{ck} la resistencia a compresión del hormigón, que no se considerará superior a 60 N/mm².

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \leq 2,0 \text{ con } d \text{ en mm.}$$

d Canto útil de la sección referido a la armadura longitudinal deflexión siempre que ésta sea capaz de resistir el incremento de tracción producido por la interacción cortante-flexión (punto 44.2.3.4.2).

σ'_{cd} Tensión media en el alma de la sección (compresión positiva).

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0,30 \cdot f_{cd} \geq 12\text{MPa} \quad [54]$$

Nd Axil de cálculo incluyendo la fuerza de pretensado existente en la sección de estudio. En el caso de piezas con armaduras pretensas se podrá considerar una variación lineal de la fuerza de pretensado desde el

extremo de la pieza hasta una distancia igual a 1,2 veces la longitud de transferencia, l_{bpt} (ver 44.2.3.2.1.1).

En apoyos interiores de estructuras continuas con armadura activa pasante, no se considerará la contribución del axil de pretensado en el cálculo de Nd.

ρ_1 Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción, pasiva y activa adherente, anclada a una distancia igual o mayor que d_a partir de la sección de estudio.

$$\rho_1 = \frac{A_s + A_p}{b_0 \cdot d} \leq 0,02$$

APA López Perales, J.A. (*); López García, L. (**); Moreno Valencia, (***) (1999)

CALCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO

https://previa.uclm.es/area/ing_rural/Trans_const/Muros.PDF

✓ **Comprobación a esfuerzo rasante en las juntas de hormigonado.**

En la unión entre el fuste y el cimiento siempre habrá que realizar esta comprobación.

Según EHE-08 la tensión rasante que solicita la junta en la sección debe cumplir:

$$\tau_{md} \leq \beta \cdot f_{ct,d} + \frac{A_{st}}{s \cdot p} \cdot f_{ya,d} \cdot (\mu \cdot \operatorname{sen} \alpha + \operatorname{cos} \alpha) + \mu \cdot \sigma_{cd} \geq 0.25 \cdot f_{cd} \quad [55]$$

Donde

- τ_{md} = Valor medio de la tensión rasante de cálculo de la junta en la sección considerada.
- f_{cd} = Resistencia de cálculo a compresión del hormigón más débil de la junta.
- A_{st} = Sección de las barras de acero, eficazmente ancladas, que cosen la junta.
- s = Separación de las barras de cosido según el plano de la junta.
- p = Superficie de contacto por unidad de longitud. No se extenderá a zonas donde el ancho de paso sea inferior a 20 mm o al diámetro máximo del árido, o con un recubrimiento inferior a 30 mm.
- $f_{ya,d}$ = Resistencia de cálculo de las armaduras transversales en N/mm² (≥ 400 N/mm²).
- α = Angulo formado por las barras de cosido con el plano de la junta.
- σ_{cd} = Tensión externa de cálculo normal al plano de la junta. $\sigma_{cd} > 0$ para tensiones de compresión. (Si $\sigma_{cd} < 0$, $\beta \cdot f_{ct,d} = 0$).
- $f_{ct,d}$ = Resistencia de cálculo a tracción del hormigón más débil de la junta.
Viene dada por $f_{ct,d} = \frac{0.21 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}}{\gamma_c}$

Los valores de β y μ se definen en la tabla 8.

Tabla 8. Valores de β y μ en función del tipo de superficie. (Tabla 47.2.2.2 EHE-08)		
	Tipo de superficie	
	Rugosidad baja	Rugosidad alta
β	0,2	0,8
μ	0,6	0,9

En muros de contención, donde la armadura de cosido es normal al plano de la junta ($\alpha=90^\circ$) y $\sigma_{cd} = 0$, la expresión [55] se simplifica, resultando:

$$\tau_{md} \leq \beta \cdot f_{ct,d} + \frac{A_{st}}{s \cdot p} \cdot f_{yd} \cdot \mu \geq 0.25 \cdot f_{cd} \quad [56]$$

APA López Perales, J.A. (*); López García, L. (**); Moreno Valencia, (***) (1999)

CALCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO

https://previa.uclm.es/area/ing_rural/Trans_const/Muros.PDF

✓ **Comprobación a fisuración.**

Debe considerarse este aspecto con especial atención, pues cualquier problema de corrosión de armaduras es grave al no ser observable, lo que podría conducir a un fallo sin aviso.

La comprobación general del estado límite de fisuración por tracción consiste en satisfacer la siguiente inecuación:

$$w_k \leq w_{max} \quad [57]$$

donde w_k es la abertura característica de fisura y w_{max} la abertura máxima de fisura, definida por la tabla 9.

Tabla 9. Tamaño máximo de fisura. (Tabla 5.1.1.2 EHE-08)		
Clase de exposición	W _{max}	
	Hormigón armado	Hormigón pretensado
I	0,4	0,2
IIa, IIb, H	0,3	0,2 ¹
IIIa, IIIb, IV, F	0,2	Descompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0,1	

Teniendo en cuenta las clases de exposición definidas en la EHE-08, en el mejor de los casos nos encontramos en una clase IIa. Además, si la pieza se hormigona contra el terreno y no se ha dispuesto hormigón de limpieza, el recubrimiento mínimo será de 70 mm.

La abertura característica de fisura se calculará mediante la siguiente expresión:

$$w_k = \beta \cdot s_m \cdot \varepsilon_{sm} \quad [58]$$

donde

β = Coeficiente que relaciona la abertura media de fisura con el valor característico y vale 1,3 para la fisuración producida por acciones indirectas solamente y 1,7 para el resto de los casos.

s_m = Separación media de fisuras, expresada en mm.

$$s_m = 2 \cdot c + 0.2 \cdot s + 0.4 \cdot k_1 \cdot \frac{\phi \cdot A_{c,eficaz}}{A_s}$$

ε_{sm} = Alargamiento medio de las armaduras, teniendo en cuenta la colaboración del hormigón entre fisuras.

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left[1 - k_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] < 0.4 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

c = Recubrimiento de hormigón.

s = Distancia entre barras longitudinales. Si $s > 15 \cdot \phi$ se tomará $s = 15 \cdot \phi$.

k_1 = Coeficiente que representa la influencia del diagrama de tracciones en la

sección, de valor $k_1 = \frac{\epsilon_1 + \epsilon_2}{8 \cdot \epsilon_1}$, donde ϵ_1 y ϵ_2 son las deformaciones máxima y mínima calculadas en la sección fisurada, en los límites de la zona traccionada. En el caso de flexión simple $k_1 = 0,125$.

ϕ = Diámetro de la barra traccionada más gruesa o diámetro equivalente en el caso de grupo de barras.

$A_{c, \text{eficaz}}$ = Área de hormigón de la zona de recubrimiento. En vigas planas, muros y losas con $s > 15 \cdot \phi$ se toma $A_{c, \text{eficaz}} = h/4 \cdot 15 \cdot \Phi$, donde h es el canto de la pieza.

A_s = Sección total de las armaduras situadas en el área $A_{c, \text{eficaz}}$.

σ_p = Tensión de servicio de la armadura pasiva en la hipótesis de sección fisurada.

σ_{sr} = Tensión de la armadura en la sección fisurada en el instante en que se fisura el hormigón, lo cual se supone que ocurre cuando la tensión de tracción en la fibra más traccionada de hormigón alcanza el valor de $f_{ct,m}$.

E_s = Módulo de deformación longitudinal del acero.

k_2 = Coeficiente de valor 1,0 para los casos de carga instantánea no repetida y 0,5 para los restantes.

Las tensiones σ_s y σ_{sr} pueden obtenerse de manera simplificada mediante las expresiones:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{sr} &= \frac{M_{fis}}{0.8 \cdot d \cdot A_s} \\ \sigma_s &= \frac{M_k}{0.8 \cdot d \cdot A_s} \end{aligned} \right\} \quad [59]$$

donde

M_{fis} = Momento en el que la fibra más traccionada de hormigón alcanza el valor

$$f_{ct,m}, \text{ que es } f_{ct,m} = 0.30 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} . .$$

M_k = Momento para el que se realiza la comprobación del estado límite de fisuración.

APA López Perales, J.A. (*); López García, L. (**); Moreno Valencia, (***) (1999)

CALCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO

https://previa.uclm.es/area/ing_rural/Trans_const/Muros.PDF

4.9. Cálculo de la puntera.

Se toma como sección de referencia la intersección del cimiento con la prolongación del intradós.

Las fuerzas que actúan son: En la cara superior el peso del relleno, generalmente despreciable, y el peso propio de la puntera. En la cara inferior la reacción del suelo, lo cual origina tracciones en esta cara.

Como en la mayoría de los casos el canto del cimiento es igual o mayor que el del alzado en su arranque, la armadura tipo 1 es igual o mayor que la necesaria para armar la puntera y su prolongación para este fin facilita el anclaje de la armadura del fuste y la organización del hierro.

APA López Perales, J.A. (*); López García, L. (**); Moreno Valencia, (***) (1999)

CALCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO

https://previa.uclm.es/area/ing_rural/Trans_const/Muros.PDF

4.10. Cálculo del talón.

La sección de referencia es la que resulta de intersectar la prolongación del trasdós con el cimiento.

Las fuerzas que actúan son: En la cara superior el peso del elemento contenido y el peso propio. En la cara inferior la reacción del terreno. Como resultado de todas fuerzas se originan tracciones en la cara inferior del talón.

En la figura 33 se muestran distintos esquemas de armado para los tres tipos de muros ménsula: Con puntera y sin talón, con puntera y talón, y, por último, sin puntera y con talón.

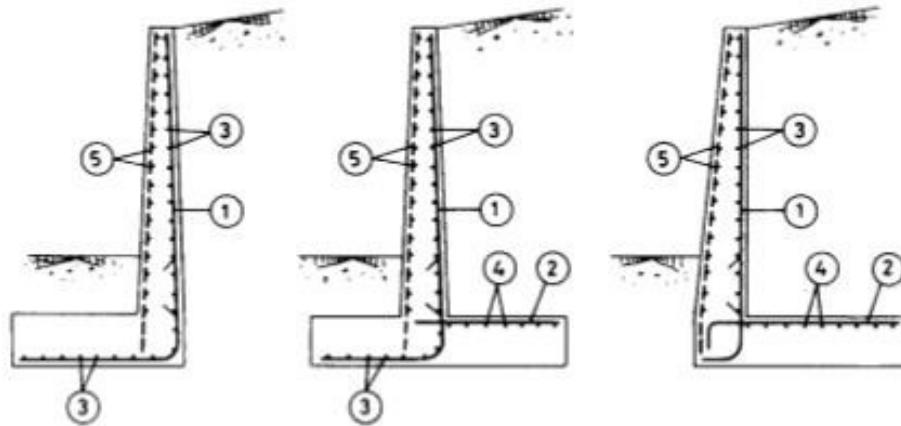


Figura 33. Distintos esquemas de armado

Asimismo, se ha representado también la armadura de retracción y temperatura en la cara expuesta. Esta armadura basta con que arranque desde el nivel de la cara superior del cimiento, anclándose en éste la longitud l_b correspondiente, para lo cual debe disponerse la armadura de espera adecuada. Frecuentemente y por razones de apoyo durante el hormigonado, y dado que se facilita la puesta en obra, arranca desde el fondo del cimiento.

APA López Perales, J.A. (*); López García, L. (**); Moreno Valencia, (***) (1999)

CALCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO

https://previa.uclm.es/area/ing_rural/Trans_const/Muros.PDF

4.11. Cálculo del tacón.

En el caso de que se necesite este elemento, su cálculo se realiza teniendo en cuenta que está sometido a una fuerza resultante

$$E_{pt} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot [(h_r + c)^2 - h_r^2] \cdot \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} \quad [60]$$

situada a una profundidad

$$h_c = \frac{2}{3} \cdot \frac{(h_r + c)^3 - h_r^3}{(h_r + c)^2 - h_r^2} \quad [61]$$

El esquema de armado, dadas las pequeñas dimensiones de los tacones usuales, puede organizarse tal y como se indica en la figura 34.

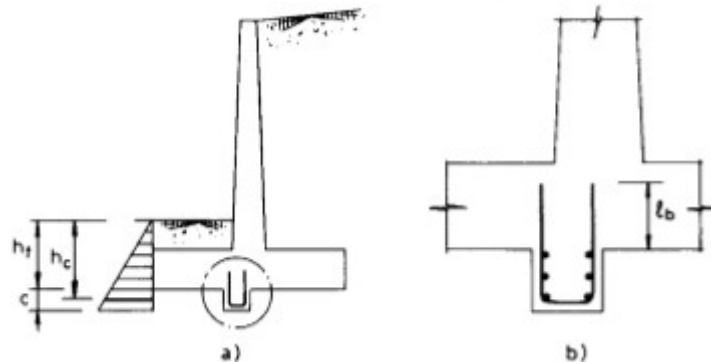


Figura 34. Variables y esquema de armado del tacón

APA López Perales, J.A. (*); López García, L. (**); Moreno Valencia, (***) (1999)

CALCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO

https://previa.uclm.es/area/ing_rural/Trans_const/Muros.PDF

CAPITULO 5

RESULTADOS Y ANALISIS

TRABAJO DE CAMPO

DEMOSTRACION DE EFICACIA DEL METODO

Descripción del estudio a ser realizado

Se adjuntan brevemente las especificaciones técnicas calculadas, de las bombas axiales a instalarse para evacuar las aguas de drenaje de las Fincas ISABEL MARIA, las cuales tienen un área total bruta de 300.00 has., área que demanda una estación de bombeo de 90,000 G.P.M. (3 bombas de 30,000 G.P.M). También se adjunta las dimensiones de la estación de bombeo y cárcamo de bombeo, para que estas unidades puedan cumplir eficientemente su función.

APA Torres, R. (2008). Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado.

<http://webdelprofesor.ula.ve/ingenieria/rafaeltorres/publicaciones/Texto%201/Muros%20de%20Contenci%F3n-2008-RT.pdf>

A.-GENERALIDADES

De acuerdo a las nivelaciones realizadas en los drenes primarios y secundarios, principalmente de los drenes que evacuan las aguas del área de Isabel María, se pueden observar que en esta área se tiene un sector, bastante bajo, que con las lluvias ocurridas en el presente año, fue la más afectada, llegando el agua a nivel de 60 centímetros por encima del nivel del terreno; esta área fue la más afectada; por lo tanto si estamos cambiando las bombas hidroaxiales por bombas axiales debemos aprovechar para dar solución a este problema bastante grave.

También de acuerdo a la nivelación realizada en el dren colector principal que llega directamente a la estación de bombeo existente la cota de la razante en el replantillo de entrada es de 10.23 mts y la cota del fondo del cárcamo es de 9.14 mts, por lo que se obtiene una diferencia de nivel de 1.09 mts, pero como deseamos solucionar el problema presentado en un sector del área de Isabel María, se ha proyectado en el perfil de la nivelación realizada, una razante en el dren principal, que requiere que este dren sea profundizado en un promedio de corte en toda su longitud de 1.20 mts por debajo de su profundidad existente, llegándose a la estación de bombeo con una cota de 9.82 mts, que comparado con la cota del fondo del cárcamo existente de cota 9.14 mts, obtenemos solamente la diferencia de 0.68 mts, profundidad insuficiente para los requerimientos de una bomba axial, que necesita de una profundidad de 2.20 mts de sumergencia, para evitar cavitación (2.20= 1.60 mts de sumergencia de la tubería de succión, más 0.60 mts de profundidad de la canastilla de succión), además entre el fondo de la canastilla de succión y el fondo del cárcamo, debe existir una diferencia de 0.30 mts, para facilitar el flujo radial alrededor de la succión ; en total se requiere que entre el fondo de la razante del canal principal y el fondo del cárcamo, se debe tener una profundidad de 2.50 mts y solamente en la estación existente tenemos 0.68 mts; por tal motivo la estación existente debe profundizarse por las siguientes razones :

- 1.- Para drenar eficientemente el sector crítico de Isabel María sector 1 en especial y toda el área de Isabel María.
- 2.-Para cumplir con los requerimientos técnicos de las bombas axiales a instalarse.
- 3.-Para evitar CAVITACION de las bombas axiales, problemas que podría producir la destrucción de las bombas en poco tiempo de funcionamiento.
- 4.-En general se considera que se debe construir, una estación de bombeo ya que la existente no fue diseñada para la instalación de bombas axiales, ni esta adecuada estructuralmente para soportar el peso de las bombas con sus respectivos motores.
- 5.-Profundizar el cárcamo a las necesidades requeridas de 2.5 mts de profundidad, por debajo de la razante existente del dren principal se produciría prácticamente la destrucción de la estación existente y con el peligro de que, al tratar de llegar a la cota del proyecto, las paredes del cárcamo se cierren con peligro eminente para los trabajadores; lo más practico es destruir la estación y construir una nueva para instalar las bombas axiales y cumplir con sus requerimientos técnicos.

En resumen, debemos construir una nueva estación de bombeo, cuyas características técnicas y dimensiones se adjuntan en el grafico anexo a este informe.

B.-ESPECIFICACIONES TECNICAS DE LAS BOMBAS AXIALES.

Teniendo en cuenta que el área a drenarse es de 300.00 has la capacidad de bombeo requerida es de 90,000 G.P.M., por lo que es necesario la compra de 3 bombas de 30,000 G.P.M. c/u.

De acuerdo a los cálculos hidráulicos realizados, teniendo en cuenta que la bomba axial tiene una tubería de succión de 32" para satisfacer nuestros requerimientos de capacidad de evacuación y considerando que tenemos en la hacienda tubería de 30" para ser utilizada en la descarga de las bombas hacia el estero Convento y con el conocimiento de que la descarga de las bombas trabajara 1 metro por debajo del nivel de agua máximo llegado en el estero, en el invierno pasado; se determinó que la CARGA DINAMICA TOTAL (T.D.T.) calculada es de 28 pies.

En el gráfico adjunto, se presentan las dimensiones de la estación de bombeo para la instalación de las dos bombas axiales consideradas y la profundidad que debe tener el cárcamo de bombeo con respecto a la razante de dren principal proyectado.

En resumen, la característica técnica que se debe presentar al constructor de las bombas axiales, son:

- 1.- Copia del gráfico adjunto.
- 2.- Capacidad de bombeo de cada bomba 30,000 G.P.M.
- 3.- Carga dinámica total (T.D.H) 28 pies, considerando tubería de succión de 32" y tubería de descarga de 30" en una longitud de 40 mts.
- 4.- Considerando una carga negativa en la tubería de descarga de 1.00 mts.

C.- OPERACIÓN DE BOMBEO

Es importante indicar que las bombas axiales deben apagarse cuando el nivel de agua en la razante o replantillo del dren principal, tenga una altura de 0.45 – 0.50 mts; por lo tanto, debe marcarse este nivel en el alerón de la estación de bombeo para que sea fácilmente visualizado por el operador (bombero) y sepa que los equipos se apagan cuando el nivel de agua en el dren coincida con la marca en el alerón de la estación.

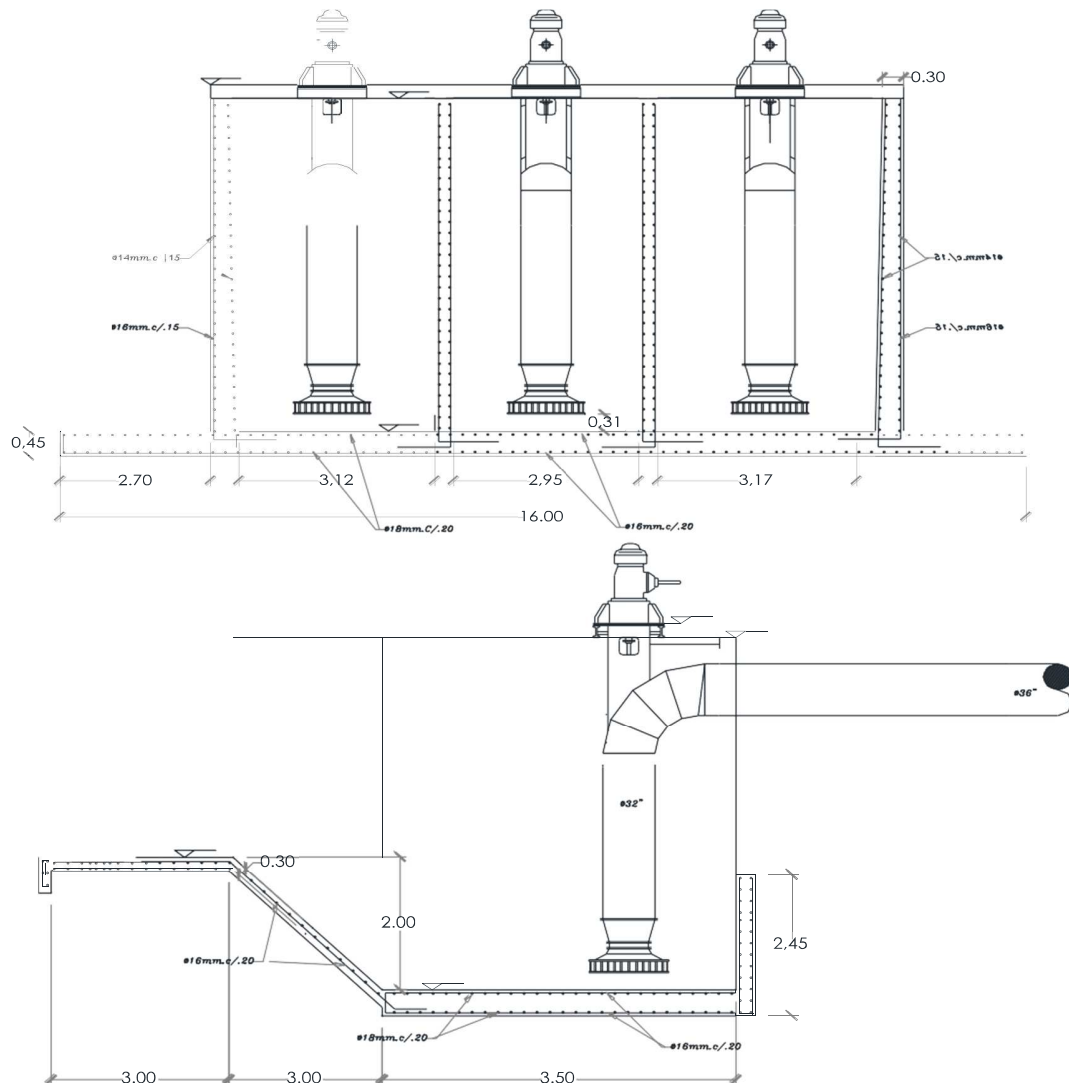
D.- POTENCIA DEL MOTOR

Teniendo en cuenta la capacidad de la bomba de 30,000 G.P.M., que el T.D.H. es de 28 pies y que revisando las curvas de rendimiento de la bomba axial de flujo mixto de 32 pulgadas Modelo BMB, se obtiene que la eficiencia de esta bomba es 85% (considerando 2m3/seg) obtenemos que la potencia del motor es de 300 HP considerando un 20% sobre la potencia al freno calculado.

Es importante indicar que el motor debe trabajar en forma continua a 1800 R.P.M.

OBJETIVOS ESPECIFICOS. -

1. DEFINIR LA GEOMETRIA DEL MURO, SABIENDO QUE ES UN MURO Y CUALES SON SUS TIPOS.



2. DEFINIR LOS DOS TIPOS DE EMPUJE, EMPUJE ACTIVO Y EMPUJE PASIVO.

CONSIDERACIONES FUNDAMENTALES DE LA FINCA DONDE SE IMPLANTA LA ESTACION

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

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

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

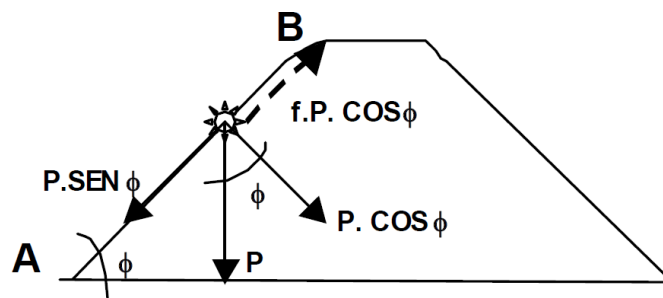


Figura 1

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

En el equilibrio:

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

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

Por lo tanto, la tangente del ángulo del talud natural es igual a la fricción interna de las tierras. El ángulo ϕ y el peso específico de los suelos γ , son variables y dependen del tipo de suelo y del estado de humedad, etc. En la tabla 1, se indican valores ϕ y γ ,

correspondientes a distintos tipos de suelos que se consideran desprovistos de cohesión, valores pueden ser de interés para las aplicaciones prácticas.

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

APA Torres, R. (2008). Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado.

<http://webdelprofesor.ula.ve/ingenieria/rafaeltorres/publicaciones/Texto%201/Muros%20de%20Contenci%F3n-2008-RT.pdf>

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

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

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

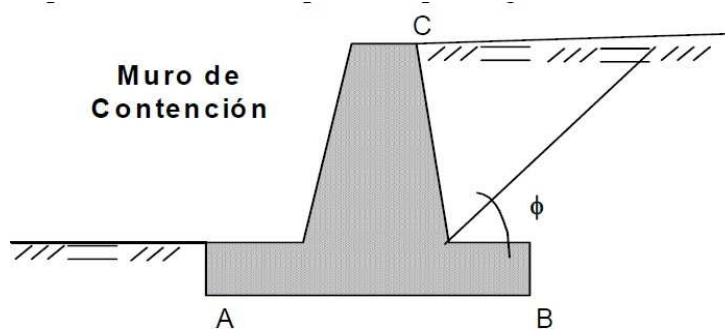


Figura 2

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

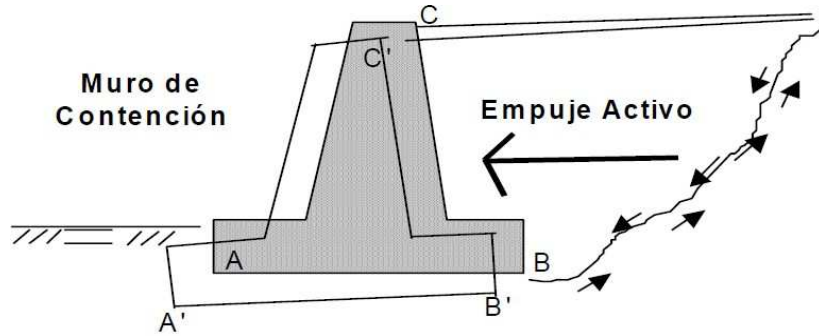


Figura 3

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

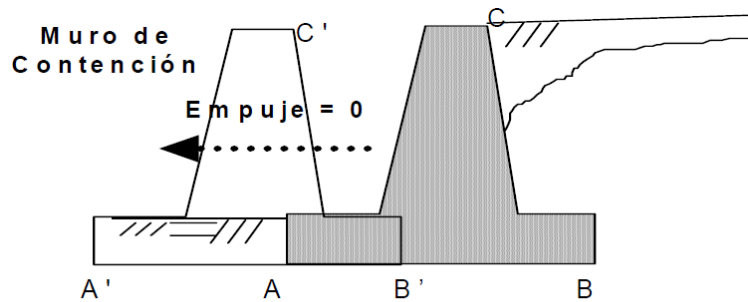


Figura 4

Si el muro empuja en una dirección horizontal contra el relleno de tierra, como en el caso de los bloques de anclaje de un puente colgante, las tierras así comprimidas en la dirección horizontal originan un aumento de su resistencia hasta alcanzar su valor límite superior, llamado empuje pasivo de la tierra, ver figura 5. Cuando el movimiento del muro da origen a uno de estos dos valores límites, el relleno de tierra se rompe por corte.

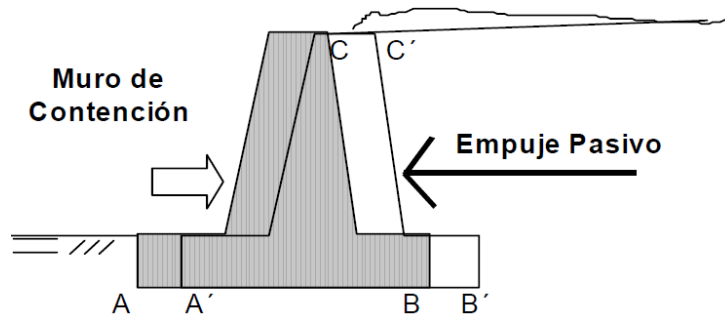


Figura 5

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

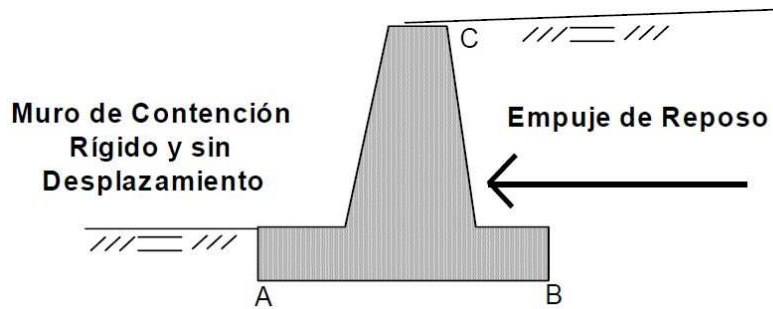


Figura 6

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

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

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

APA Torres, R. (2008). **Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado.**

<http://webdelprofesor.ula.ve/ingenieria/rafaeltorres/publicaciones/Texto%201/Muros%20de%20Contenci%F3n-2008-RT.pdf>

3. DETERMINACION DE CARGAS EXTERNAS.

Sobre las obras hidráulicas pueden estar actuando variadas fuerzas que de forma particular se logran definir atendiendo a criterios que las diferencian.

Tabla 1. Clasificación de las cargas en estructuras hidráulicas.

Cargas en Estructuras Hidráulicas		
Por su origen	Por carácter de acción	Por continuidad y frecuencia
<ul style="list-style-type: none">• Peso propio de la obra o equipos.• Debidas a la presión del agua.• Debidas al peso empuje o reacción del terreno.• Presión de viento.	<ul style="list-style-type: none">• Estáticas.• Dinámicas.	<ul style="list-style-type: none">• Principales y de acción permanente.• Adicionales o accidentales.

En edificación y obras públicas es frecuente que se den situaciones diversas, algunas de las cuales se estudian a continuación.

APA Torres, R. (2008). **Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado.**

<http://webdelprofesor.ula.ve/ingenieria/rafaeltorres/publicaciones/Texto%201/Muros%20de%20Contenci%F3n-2008-RT.pdf>

Carga uniformemente repartida.

Se supone indefinida en el sentido del muro y de valor q por unidad de longitud de talud tal y como se indica en la figura 13. Considerando la cuña de terreno MNC, aplicamos el método de Coulomb.

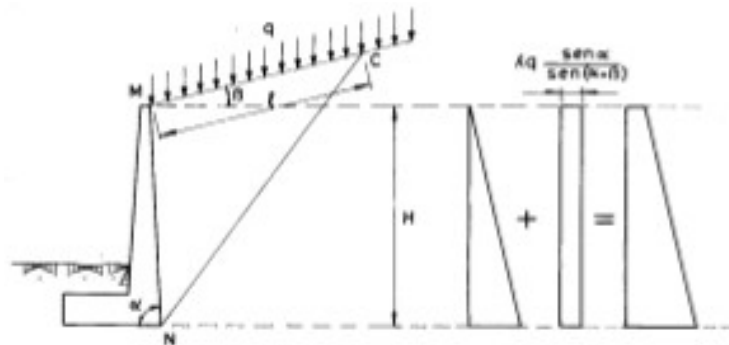


Figura 13. Carga uniformemente repartida

Cargas puntuales o concentradas en áreas reducidas (zapatas).

En este caso, la distribución de presiones no sólo es variable con la altura sino también a lo largo del muro. La determinación es compleja, aplicándose en lo que sigue el método simplificado de Terzaghi.

El empuje producido por la carga puede considerarse equivalente a otro $\lambda_h \cdot N$, donde N es la resultante de la carga sobre el terreno y el valor de λ_h es el obtenido por la teoría de Coulomb, que viene dado por la expresión [9] o directamente por la tabla 2.

Dicho empuje equivalente se reparte en un ancho $b + x$, tal y como se indica en la figura 14.

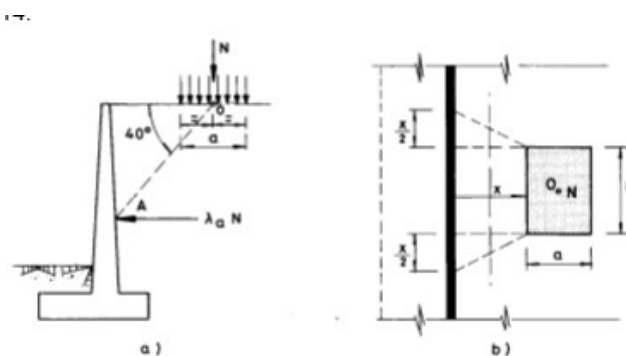


Figura 14. Cargas puntuales concentradas en áreas reducidas

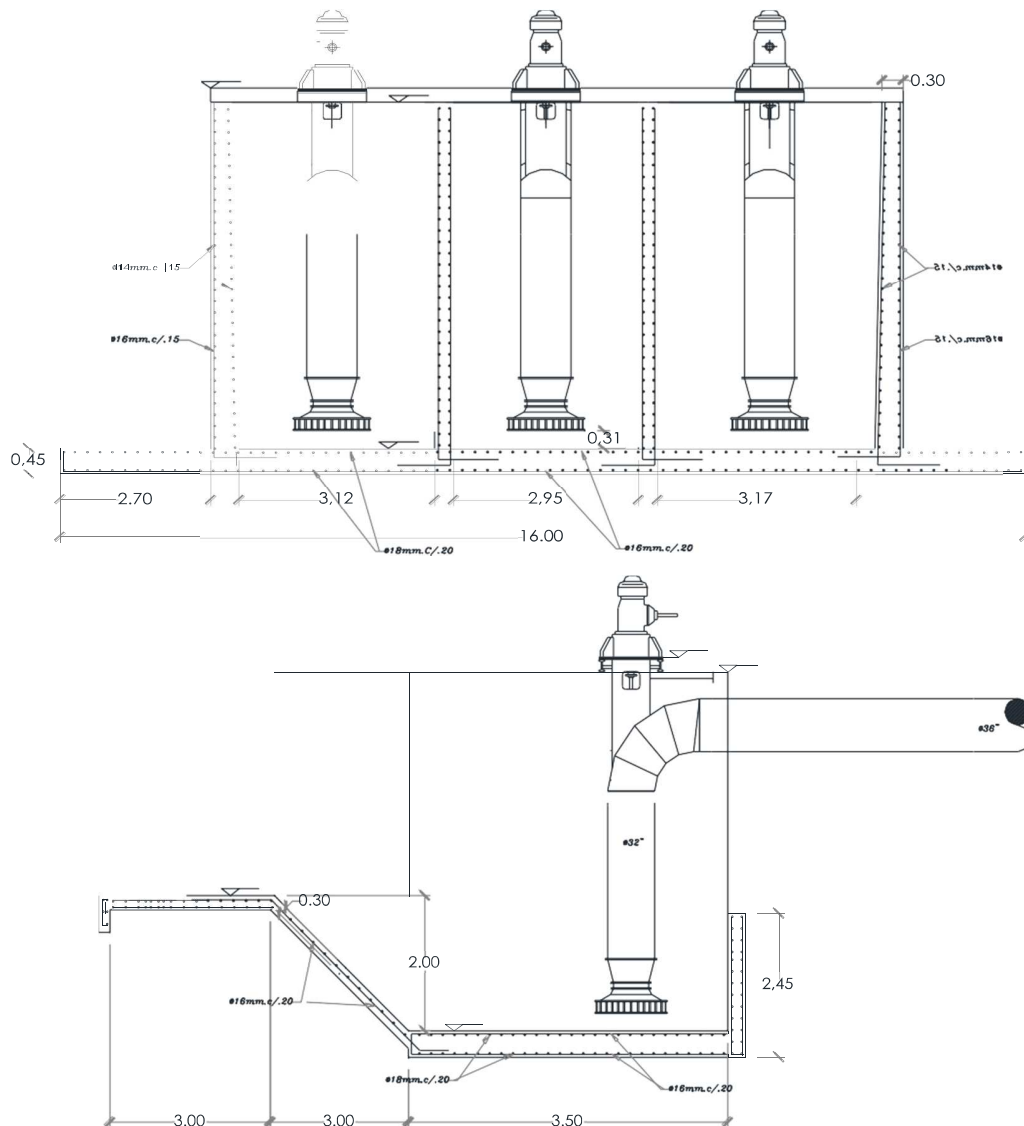
APA Torres, R. (2008). **Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado.**

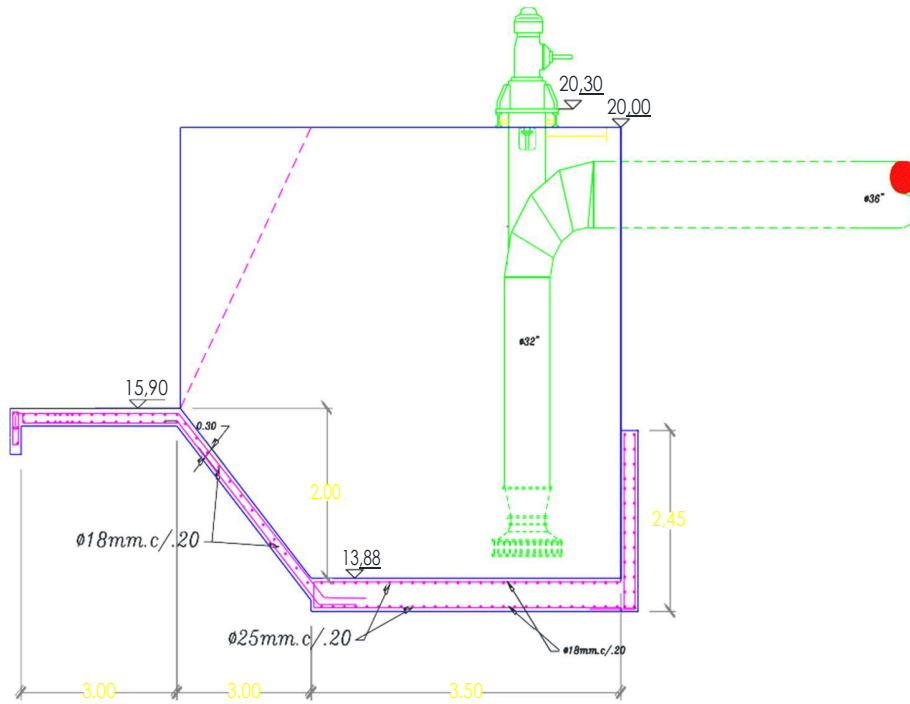
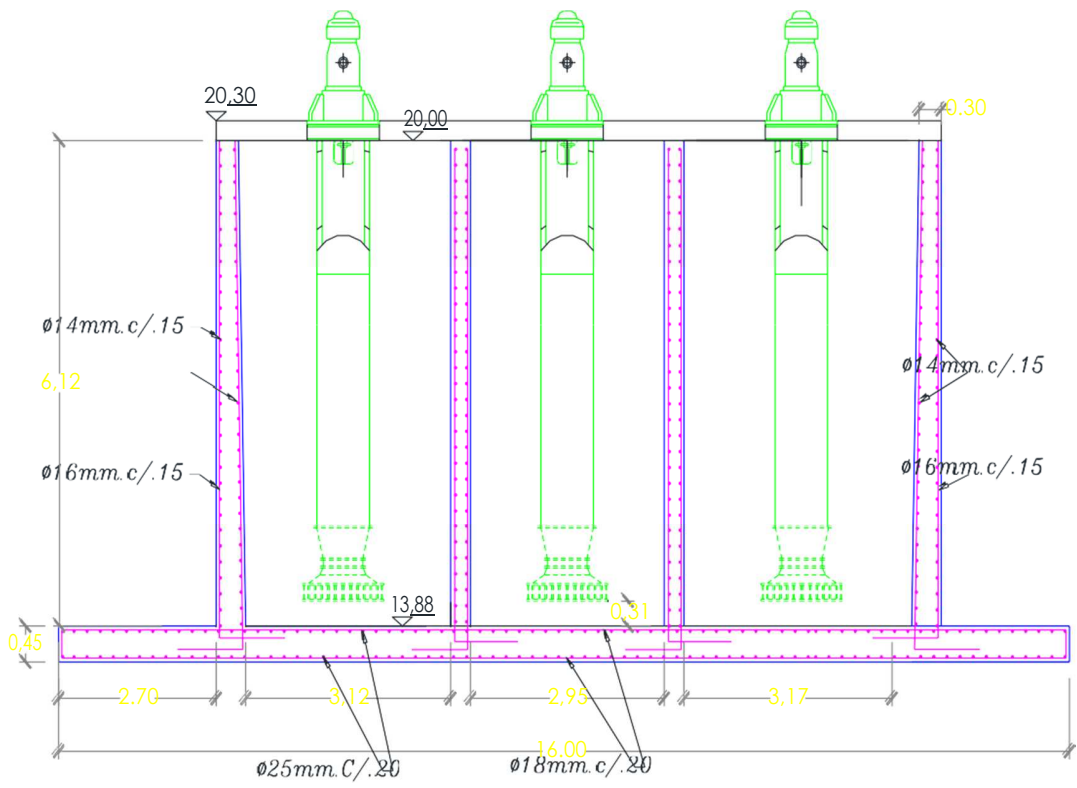
<http://webdelprofesor.ula.ve/ingenieria/rafaeltorres/publicaciones/Texto%201/Muros%20de%20Contenci%F3n-2008-RT.pdf>

4. CALCULAR EL DISEÑO DEL HORMIGON ARMADO, USANDO EL METODO DE CALCULO QUE SE ESTA DESARROLLANDO.

De acuerdo a lo expuesto y usando la NORMA EHE-08 se procedió a realizar la construcción de la Estación de Bombeo para Drenaje de excedencias de aguas superficiales y sub superficiales de la Finca Bananera Isabel María.

Los resultados estructurales son los siguientes:





5. DETERMINAR LA VENTAJA DEL METODO, CONSIDERANDO FISURAS, VUELCO Y FLEXION DE LA ESTRUCTURA.

De acuerdo a lo expuesto y usando la NORMA EHE-08 se procedió a realizar la construcción de la Estación de Bombeo para Drenaje de excedencias de aguas superficiales y sub superficiales de la Finca Bananera Isabel María.

Tanto se utilice muro de hormigón armado las verificaciones de seguridad son las mismas con cambios menores, el proyectista es el que determinara el tipo de muro de contención más favorable.

Al utilizar el Programa Estructural SAP2000 se tiene que tener los conceptos claros, y también las unidades y los Materiales que maneja dicho programa y adecuarlo a nuestras normas mínimas de diseño.

Al introducir los datos al programa para el diseño del muro de contención uno tiene que controlar las reacciones que se generan en el mismo estos por posibles errores de pre dimensionamiento iniciales y al final los resultados.

Para analizar y diseñar muros de contención en sus diferentes tipos se deben conocer: las propiedades del suelo, magnitud del empuje del suelo, tipo de muro, las características del material cemento agregado agua y el acero.

Para conocer las fuerzas externas aparte del empuje del suelo mismo se debe verificar otras fuerzas como niveles freáticos, cargas repartidas, cargas puntuales, fuerzas por la compactación con maquinarias pesadas y también ver si existe cohesión del suelo para contrarrestar algo en las fuerzas de acción al muro de contención.

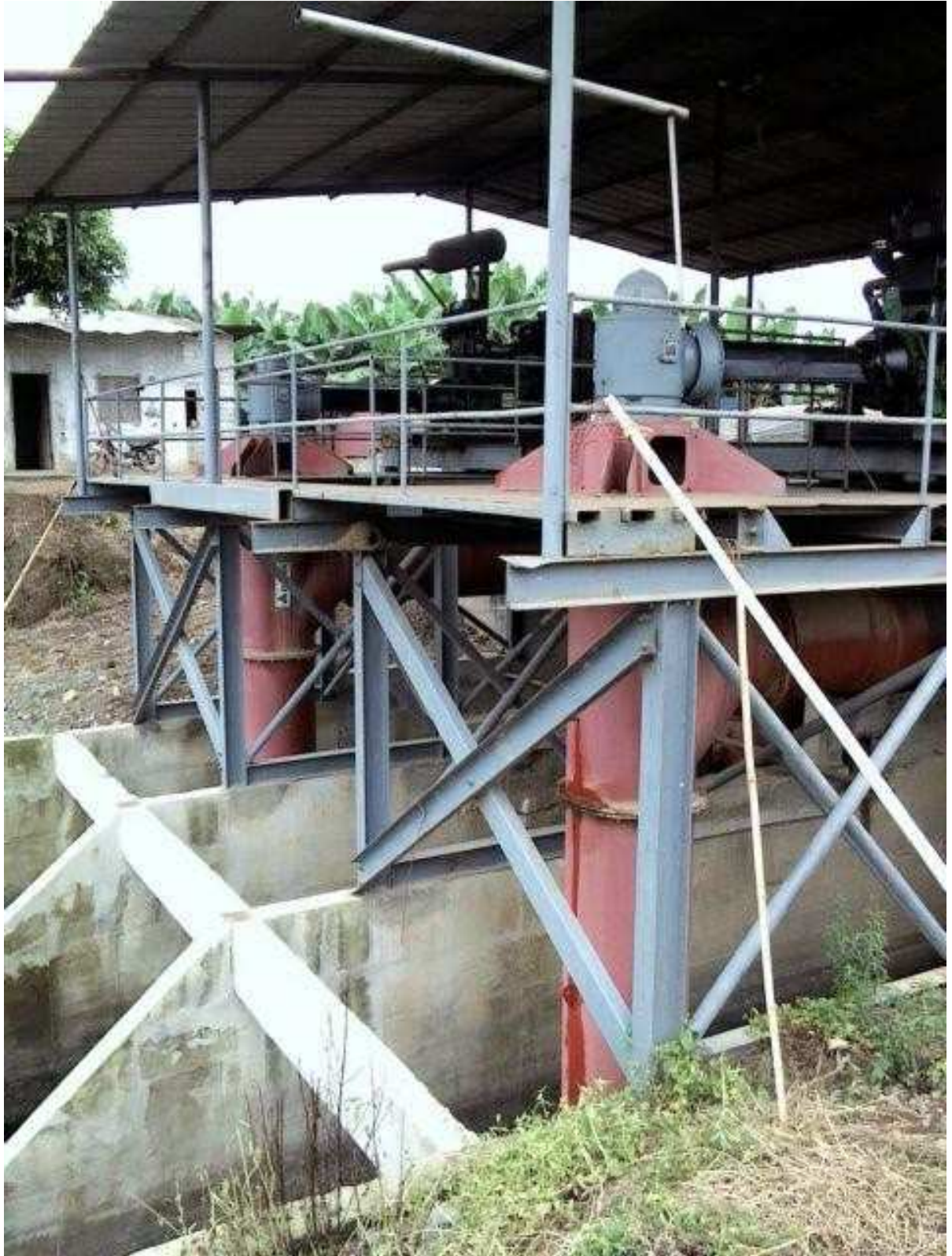
En la estación de drenaje, después de ya 10 años de operación a su máxima capacidad en la finca Isabel María de la Provincia de Los Ríos, no ha demostrado daños en su estructura, ni fisuras, ni vuelco ni flexión en la estructura.

APA Torres, R. (2008). Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado.

<http://webdelprofesor.ula.ve/ingenieria/rafaeltorres/publicaciones/Texto%201/Muros%20de%20Contenci%F3n-2008-RT.pdf>

El método es eficaz, practico y eficiente.













ANEXOS

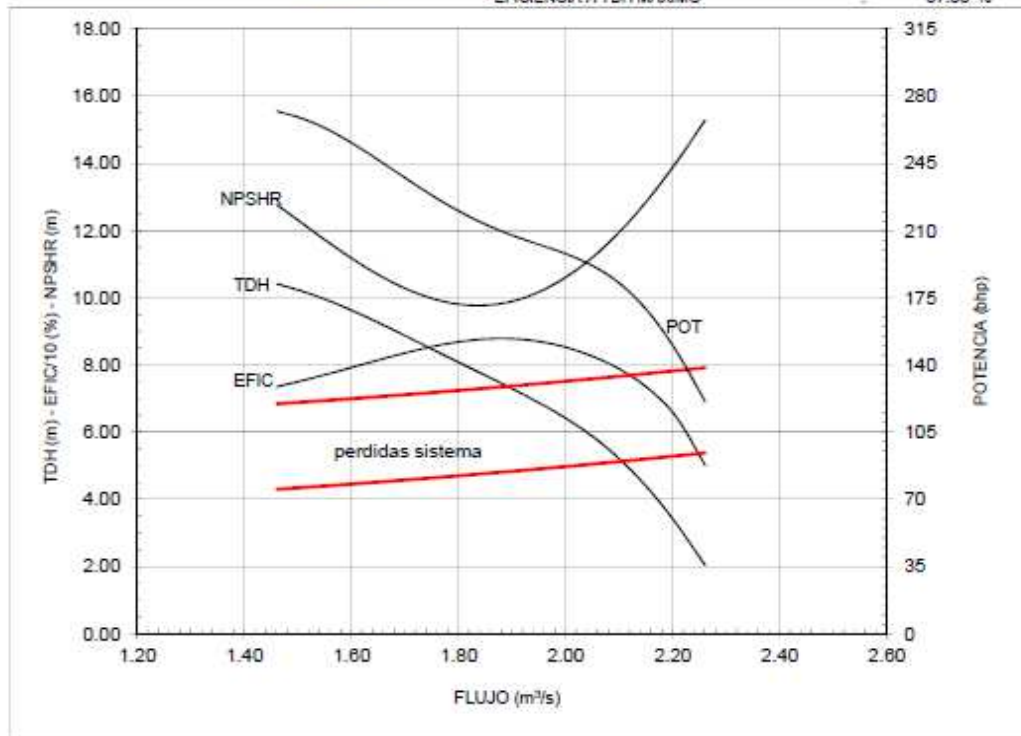


DELFINI & CIA. S.A.
DELTA

CURVAS DE OPERACION DE BOMBAS FEB-2002

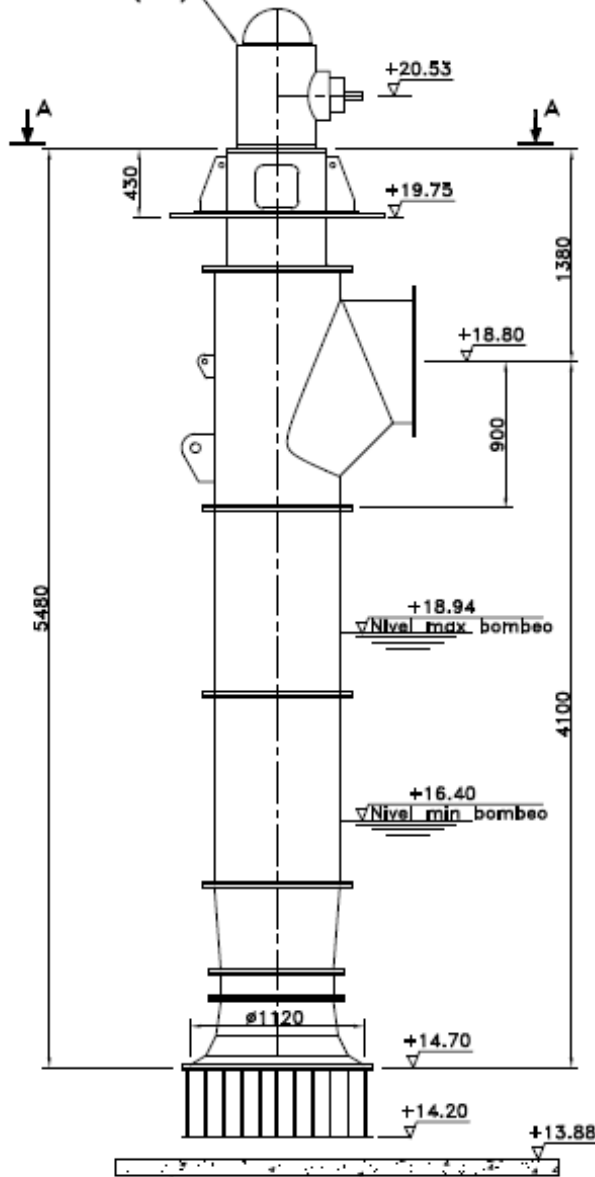
BOMBA MODELO	BAF-C	BOMBA FLUJO AXIAL 32"	
DIAMETRO BOMBA	900	Nivel mínimo bombeo +16.4	FF= 1.00
IMPULSOR TIPO	C3U-K	Nivel máximo bombeo +18.34	
DIAMETRO IMPULSOR	710 mm	Nivel máximo descarga +22.42	
VELOCIDAD DE GIRO	880 RPM	Reductor S.2, Motor a diesel a 1700 rpm	
DENSIDAD RELATIVA	1.000		
CLIENTE	DOLE-ISABEL MARIA- REV.2		07-feb-13

DATOS DEL SISTEMA		RESULTADOS	
CABEZAL ESTATICO MINIMO	3.48 m	FLUJO MAXIMO	2.11 m ³ /s
CABEZAL ESTATICO MAXIMO	6.02 m	FLUJO MINIMO	1.89 m ³ /s
LONGITUD NOMINAL BOMBA	4.10 m	FLUJO PROMEDIO	2.00 m ³ /s
LONGITUD DE COLUMNA BOMBA	1.95 m	TDH MINIMO	5.13 m
DIAMETRO DE COLUMNA BOMBA	0.800 m	TDH MAXIMO	7.36 m
DIAMETRO DEL CODDO BOMBA	0.800 m	POTENCIA MINIMA AL EJE	181.4 bhp
LONG. DE TUBERIA DESCARGA	45.00 m	POTENCIA MAXIMA EL EJE	208.5 bhp
DIAM. DE TUBERIA DESCARGA	0.900 m	POTENCIA CONTINUA MIN. REQUERIDA	250.2 hp
# LINEAS EN LA DESCARGA	1.00 u	EMPUJE AXIAL	2240 kg
# CODOS EN LA DESCARGA	2.00 u	MINIMA SUM. IMP. REQ. AL TDH MIN.	2.19 m
ELEV. SOBRE NIVEL DEL MAR	0 m	MINIMA SUM. IMP. REQ. AL TDH MAX.	-0.01 m
TEMPERATURA DEL AGUA	28 °C	PROMEDIO POTENCIA/CAUDAL	97.54 bhp/m ³ /s
		EFICIENCIA A TDH MAXIMO	87.83 %

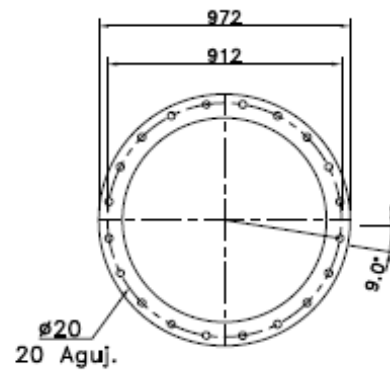


FINCA ISABEL MARIA

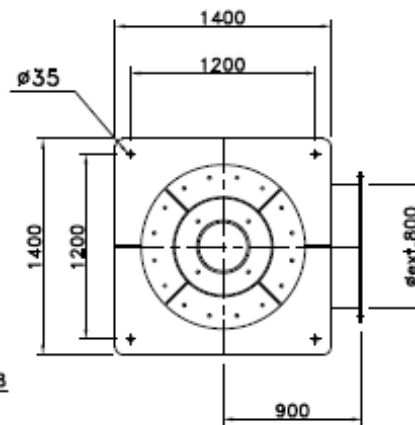
Reductor Amarillo
Mod. P5 (5:2)



+22.42
Nivel max. descarga



Detalle Ampliado de brida de descarga de Bomba



VISTA A-A

(Dimensiones.DWG)

PIEZA	CANT.	MATERIAL	NETO	BRUTO	OBSERVACIONES	
			PESO	(Kg.)		
REVISIONES			CLIENTE: DOLE			
No	FECHA	DESCRIPCION	APR.	FINCA ISABEL MARIA		
1	Feb-7-13	Cambian niveles instalacion.		Bomba BAF-080C-J-V		
			DIMENSIONES			
			Dimensiones generales			
		DIS/DIB JY		FECHA :	PLANO No.	REV.
				Ene/5/13	120	
		APR. Ing. J. Yépez		ESCALA :	BA-2012-77	1
				no		



BIBLIOGRAFÍA

Ayuso Muñoz, J. (1984). Estructuras de hormigón para sostenimiento de tierras. ETSIA Córdoba.

Ayuso Muñoz, J. 1983. *Curso básico de cimentaciones*. ETSIA Córdoba.

Calavera Ruiz, J. (2001). Muros de contención y muros de sótano. 3ª edición. INTEMAC.

Calavera Ruiz, J. (1999). Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón. INTEMAC.

EHE-08. (2008). Instrucción de hormigón estructural. Ministerio de Fomento.

García Meseguer, A; Morán Cabré, F; Arroyo Portero, J.C. (2010). Jiménez Montoya. Hormigón armado. 15ª edición. Ed. Gustavo Gili. Barcelona.

Norma Básica de Edificación NBE AE-88. Acciones en la Edificación. 1988. Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo.



DECLARACIÓN Y AUTORIZACIÓN

Yo, **(VELEZ DELGADO GALO GABIREL)**, con C.C: # **1310190614** autor del **componente práctico del examen complejo: : EVALUACION DE LA EFICACIA DEL METODO DE CALCULO DE MUROS DE HORMIGON ARMADO PARA LA RESISTENCIA DE EMPUJES ACTIVOS O PASIVOS EN ESTACIONES DE DRENAJE** previo a la obtención del título de **MAGISTER EN INGENIERIA DE LA CONSTRUCCION** en la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil.

1.- Declaro tener pleno conocimiento de la obligación que tienen las instituciones de educación superior, de conformidad con el Artículo 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior, de entregar a la SENESCYT en formato digital una copia del referido trabajo de titulación para que sea integrado al Sistema Nacional de Información de la Educación Superior del Ecuador para su difusión pública respetando los derechos de autor.

2.- Autorizo a la SENESCYT a tener una copia del referido trabajo de titulación, con el propósito de generar un repositorio que democratice la información, respetando las políticas de propiedad intelectual vigentes.

Guayaquil, 30 días del mes de enero del 2019

f. _____

Nombre: **(VELEZ DELGADO GALO GABRIEL)**

C.C: **1310190614**



REPOSITORIO NACIONAL EN CIENCIA Y TECNOLOGÍA

FICHA DE REGISTRO DE TESIS/TRABAJO DE TITULACIÓN

TEMA Y SUBTEMA:	EVALUACION DE LA EFICACIA DEL METODO DE CALCULO DE MUROS DE HORMIGON ARMADO PARA LA RESISTENCIA DE EMPUJES ACTIVOS O PASIVOS EN ESTACIONES DE DRENAJE		
AUTOR(ES)	ING.GALO GABRIEL VELEZ DELGADO		
REVISOR(ES)/TUTOR(ES)	ING. ALEX VILLACRES SANCHEZ		
INSTITUCIÓN:	UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL		
FACULTAD:	FACULTAD DE INGENIERIA		
CARRERA:	INGENIERIA CIVIL		
TITULO OBTENIDO:	MAGISTER EN INGENIERIA DE LA CONSTRUCCION		
FECHA DE PUBLICACIÓN:	30 DE ENERO DEL 2019	No. DE PÁGINAS:	(100 páginas)
ÁREAS TEMÁTICAS:	CALCULO DE HORMIGON, ESTUDIOS DE SUELOS, HIDRAULICA		
PALABRAS CLAVES/ KEYWORDS:	CAVITACION, BOMBA AXIAL, BOMBA HIDROAXIAL, EMPUJE ACTIVO, MUROS, HORMIGON ARMADO.		
RESUMEN (254 palabras):			
<u>EL PROBLEMA</u>			
<p>MUROS DE HORMIGON ARMADO PARA LA RESISTENCIA DE EMPUJES ACTIVOS O PASIVOS EN ESTACIONES DE DRENAJE EN FINCA BANANERA ISABEL MARIA UBICADA EN LA PROVINCIA DE LOS RIOS – ECUADOR.</p> <p>En este trabajo de aplicación, se diseñará un tipo de muro de contención por existir los diferentes métodos de cálculo se calculará por el Teorema de coulomb para el diseño. Con el fin de estabilizar los suelos que estén en un estado de falla del suelo o el peligro de derrumbe en un corto o a largo plazo.</p> <p>Daremos todos los datos del suelo y el material para diseño del muro de contención de hormigón armado y así considerar las fuerzas externas muy aparte del empuje del suelo, como las cargas repartidas considerando cargas vivas y muertas en el talud como en una carretera, también las cargas puntuales si existiera una fuerza de una zapata de una estación de drenaje que se encuentra en dicho suelo y este que esta fuerza actúa como una carga puntual, y Como último el nivel freático para las fuerzas hidrostáticas que generan al muro de contención. Generalmente en ciudades urbanas son utilizados para</p>			



un sótano o un semisótano dependiendo en el lugar de construcción, estos también son normados por los organismos de control, llámese ministerios, esta norma indica que: **ESTRUCTURAS DE MUROS DE HORMIGON ARMADO**. Es el ambiente íntegramente construido por debajo de la rasante del suelo natural y se profundiza de tal manera de alcanzar un nivel de profundidad para la succión de excedencias de aguas.

ADJUNTO PDF:	SI	NO
CONTACTO CON AUTOR/ES:	Teléfono: +593-4- (registrar teléfonos)	E-mail: (registrar los emails)
CONTACTO CON LA INSTITUCIÓN:	Nombre: Beltrán Velásquez, Mercedes. M.I	
	Teléfono: +593-4-3804600 ext. 1021	
	E-mail: mercedesbel@yahoo.com	
SECCIÓN PARA USO DE BIBLIOTECA		
Nº. DE REGISTRO (en base a datos):		
Nº. DE CLASIFICACIÓN:		
DIRECCIÓN URL (tesis en la web):		