

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



TRABAJO ESTRUCTURADO DE MANERA INDEPENDIENTE
PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

TEMA:

**ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS ANCLADOS DE HORMIGÓN
ARMADO Y SU APLICACIÓN EN LA ESTABILIZACIÓN DE
EXCAVACIONES PROFUNDAS DE SUBSUELOS**

AUTOR: CARLOS ERNESTO ROSERO FREIRE

TUTOR: ING. M.Sc. MIGUEL ÁNGEL MORA

AMBATO-ECUADOR

2015

CERTIFICACIÓN

Yo, Ing. M.Sc. Miguel Ángel Mora, certifico que la presente tesis de grado realizada por el señor Carlos Ernesto Rosero Freire, egresado de la carrera de Ingeniería Civil, de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato, se desarrolló bajo mi supervisión y tutoría, siendo un trabajo inédito elaborado de manera personal, bajo el tema “**ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS ANCLADOS DE HORMIGÓN ARMADO Y SU APLICACIÓN EN LA ESTABILIZACIÓN DE EXCAVACIONES PROFUNDAS DE SUBSUELOS**”, acogiéndose a la modalidad de trabajo estructurado de manera independiente.

Es todo cuanto puedo certificar en honor a la verdad.

Ing. M.Sc. Miguel Ángel Mora
TUTOR

AUTORÍA

Yo, Carlos Ernesto Rosero Freire, con c.c. 1803545324, egresado de la carrera de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato, certifico por medio de la presente que el trabajo final de investigación previo a la obtención del título de Ingeniero Civil, bajo el tema: ” **ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS ANCLADOS DE HORMIGÓN ARMADO Y SU APLICACIÓN EN LA ESTABILIZACIÓN DE EXCAVACIONES PROFUNDAS DE SUBSUELOS**” es de mi completa autoría y responsabilidad y fue realizada en el periodo Enero 2014- Marzo 2015.

Egdo. Carlos Ernesto Rosero Freire

AUTOR

Ing. M.Sc. Miguel Ángel Mora

TUTOR

AGRADECIMIENTO

Como buen creyente empiezo agradeciendo a Dios por permitirme llegar a este importante punto de mi vida, por colocar las herramientas necesarias en mi vida para obtener esta meta tan deseada, y a la Virgen por protegerme siempre bajo su manto.

A la Facultad de Ingeniería Civil por abrirme sus puertas y tener así el privilegio de obtener los conocimientos necesarios para formarme como un buen profesional del campo de la construcción.

A mi tutor, Ing. M.Sc. Miguel Mora, por su acertada dirección y colaboración con documentos técnicos y su experiencia que me sirvieron para poder encaminar de la mejor manera este trabajo de investigación.

A mis padres Carlos y María Antonieta por los buenos y verdaderos valores que me han inculcado desde muy pequeño y que me han demostrado que aún a pesar de las dificultades uno debe luchar hasta alcanzar sus sueños y estuvieron apoyándome a cada paso de mi carrera.

A mis hermanitas María Cristina y Daniela que siempre estuvieron pendientes y dándome ánimo y apoyándome incondicionalmente durante el largo camino recorrido.

A mi enamorada Paito ya que fue mi compañera incansable de batalla y un gran apoyo tanto emocional como académico para aprobar cada módulo de la carrera hasta llegar a la meta.

A mis familiares, amigas y amigos, que de una u otra manera participaron en alguno o muchos de los pasos por sus palabras de aliento, a todos mil gracias.

DEDICATORIA

A mi padre Dios para que guíe cada paso de mi profesión de vida y me mantenga siempre por el camino recto y logre llegar a ser un ente de bien para el progreso del país.

A mi hermosa familia que es una verdadera bendición, quienes siempre se han preocupado de mí y me formaron para luchar y salir victorioso ante las adversidades, y a no detenerme hasta culminar mis proyectos.

A mi enamorada y futura colega Paito porque de la mano logramos aprobar los estudios y nos impulsamos el uno en el otro para culminar esta primera meta dentro de la gran carrera de Ingeniería Civil.

Carlos Rosero Freire

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

“ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS ANCLADOS DE HORMIGÓN ARMADO Y SU APLICACIÓN EN LA ESTABILIZACIÓN DE EXCAVACIONES PROFUNDAS DE SUBSUELOS”

RESUMEN EJECUTIVO

Como punto de partida se ha realizado un estudio del nivel de conocimiento en el que se encuentran actualmente los estudiantes de la FICM de la UTA sobre el análisis y diseño de muros anclados y sus aplicaciones.

Una vez indagado sobre el conocimiento insuficiente sobre este tema, se plantea la investigación del proceso que conlleva el análisis y diseño de muros anclados para las excavaciones profundas de subsuelos de edificios. Los procedimientos investigados se basan en métodos americanos que han sido ensayados durante muchos años y que han probado ser efectivos.

Para una mejor comprensión de la presente investigación se ha programado una aplicación informática que plasme todo el cálculo mediante ingreso simple de datos y permitiendo al lector entender de manera más fácil la complejidad que interviene en el análisis y diseño de muros anclados.

ÍNDICE DE CONTENIDO

CAPÍTULO I EL PROBLEMA

1.1 TEMA.....	1
1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	1
1.2.1 CONTEXTUALIZACIÓN.....	1
1.2.2 ANÁLISIS CRÍTICO.....	2
1.2.3 PROGNOSIS.....	2
1.2.4 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	3
1.2.5 PREGUNTAS DIRECTRICES.....	3
1.2.6 DELIMITACIÓN DEL OBJETO DE LA INVESTIGACIÓN.....	4
1.2.6.1 DELIMITACIÓN DE CONTENIDO.....	4
1.2.6.2 DELIMITACIÓN ESPACIAL.....	4
1.2.6.3 DELIMITACIÓN TEMPORAL.....	4
1.3 JUSTIFICACIÓN.....	5
1.4 OBJETIVOS.....	5
1.4.1 OBJETIVO GENERAL.....	5
1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	6

CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO

2.1 ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS.....	7
2.2 FUNDAMENTACIÓN FILOSÓFICA.....	8
2.3 FUNDAMENTACIÓN LEGAL.....	8
2.4 CATEGORÍAS FUNDAMENTALES.....	9
2.4.1 SUPRAORDINACIÓN DE VARIABLES.....	9
2.4.2.1 ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN.....	10
2.4.2.2 MUROS DE CONTENCIÓN.....	10
2.4.2.3 TIPOS DE MUROS DE CONTENCIÓN.....	10
2.4.2.4 CLASIFICACIÓN DE LOS MUROS ANCLADOS.....	15
2.4.2.5 MUROS ANCLADOS DE HORMIGÓN ARMADO.....	16
2.4.2.6 APLICACIONES DE MUROS ANCLADOS.....	17
2.4.2.7 CONDICIONES DEL TERRENO QUE SE CONSIDERAN ADECUADAS PARA LA APLICACIÓN DE MUROS ANCLADOS.....	18
2.4.2.8 VENTAJAS, LIMITACIONES Y DESVENTAJAS DEL USO DE MUROS ANCLADOS.....	19
2.4.2.9 ELEMENTOS DEL MURO ANCLADO.....	21
2.4.2.9.1 MURO DE REVESTIMIENTO.....	22

2.4.2.9.2 ANCLAS, ANCLAJES O TIRANTES	22
2.4.2.9.3 OBRAS DE DRENAJE.....	29
2.4.2.10 CONSIDERACIONES CONSTRUCTIVAS PARA MUROS ANCLADOS	30
2.4.2.11 ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS ANCLADAS.....	32
2.4.2.12 PROCESO DE CONSTRUCCIÓN DE MUROS ANCLADOS	35
2.5 HIPÓTESIS	40
2.6 SEÑALAMIENTO DE VARIABLES DE LA HIPÓTESIS	40
2.6.1 VARIABLE INDEPENDIENTE	40
2.6.2 VARIABLE DEPENDIENTE.....	40
CAPITULO III METODOLOGÍA	
3.1 MODALIDAD BÁSICA DE LA INVESTIGACIÓN.....	41
3.1.1 ENFOQUE.....	41
3.1.2 MODALIDAD	41
3.2 NIVEL O TIPO DE INVESTIGACIÓN	41
3.3 POBLACIÓN Y MUESTRA	42
3.3.1 POBLACIÓN.....	42
3.3.1 MUESTRA	42
3.4 OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES	43
3.4.1 VARIABLE INDEPENDIENTE	43
3.4.2 VARIABLE DEPENDIENTE.....	44
3.5 PLAN DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN	45
3.6 PLAN DE PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN.....	46
CAPITULO IV ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	
4.1 ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	47
4.1.1 REPRESENTACIÓN DE RESULTADOS	47
4.2 INTERPRETACIÓN DE DATOS	56
4.3 VERIFICACIÓN DE LA HIPÓTESIS	57
CAPITULO V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	
5.1 CONCLUSIONES	58
5.2 RECOMENDACIONES	59
CAPITULO VI PROPUESTA	
6.1 DATOS INFORMATIVOS	60
6.2 ANTECEDENTES DE LA PROPUESTA.....	60
6.3 JUSTIFICACIÓN	61
6.4 OBJETIVOS	61

6.4.1.- GENERAL.....	61
6.4.2.- ESPECÍFICOS.....	62
6.5 ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD.....	62
6.6 FUNDAMENTACIÓN	63
6.6.1 CONSIDERACIONES INICIALES	63
6.6.2 ESTUDIO GEOTÉCNICO	64
6.6.3 ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS ANCLADOS.....	66
6.6.3.1 MODOS DE FALLA	66
6.6.3.1.1 FALLAS LOCALES POR FALTA DE RESISTENCIA DEL SUELO	66
6.6.3.1.2 MECANISMOS DE FALLA GENERAL	69
6.6.3.1.3 FALLAS ESTRUCTURALES	71
6.6.3.2 CARGAS QUE ACTÚAN EN LOS MUROS ANCLADOS	73
6.6.3.2.1 CARGAS LATERALES	73
6.6.3.2.2 CARGAS VERTICALES	73
6.6.3.2.3 CARGAS DINÁMICAS	73
6.6.3.3 CÁLCULO DE CARGAS QUE ACTÚAN EN LOS MUROS ANCLADOS	74
6.6.3.3.1 MUROS ANCLADOS SIN POSIBILIDAD DE DESPLAZAMIENTO	74
6.6.3.3.2 MUROS ANCLADOS CON POSIBILIDAD DE DESPLAZAMIENTO	75
6.6.3.3.3 EMPUJES APARENTES DE SUELO EN MUROS ANCLADOS	76
6.6.3.3.3.1 EMPUJES APARENTES EN SUELOS NO COHESIVOS	77
6.6.3.3.3.2 EMPUJES APARENTES EN SUELOS COHESIVOS.....	78
6.6.3.4. PRESIÓN POR SOBRECARGA.....	80
6.6.3.5 ESPACIAMIENTO ENTRE LOS ANCLAJES	82
6.6.3.6. DETERMINACIÓN DE CARGAS EN LOS ANCLAJES	85
6.6.3.7 CÁLCULO DE LA LONGITUD DE LOS ANCLAJES.....	91
6.6.3.8 CÁLCULO DE LA LONGITUD DEL BULBO DE INYECCIÓN	93
6.6.3.9 LONGITUD FINAL DEL ANCLAJE	96
6.6.3.10 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD GLOBAL DEL MURO ANCLADO.....	97
6.6.3.10.1 ESTABILIDAD INTERNA DEL MURO ANCLADO.....	97
6.6.3.10.2 ESTABILIDAD EXTERNA DEL MURO ANCLADO	101
6.6.3.10.3 ESTABILIDAD BASAL DEL MURO ANCLADO	105
6.6.3.10.4 ESTABILIDAD INTERNA DEL MURO ANCLADO BAJO CONDICIÓN SÍSMICA	105
6.6.3.10.5 ESTABILIDAD EXTERNA DEL MURO ANCLADO BAJO CONDICIÓN SÍSMICA	111
6.6.3.11 CÁLCULO DE ÁREAS DE ACERO PARA LOS ANCLAJES.....	112

6.6.3.12 ESTIMACIÓN DE PREESFUERZO INICIAL DE LOS ANCLAJES	115
6.6.3.12.1 DESLIZAMIENTO EN LOS ANCLAJES	116
6.6.3.12.2 FLUJO PLÁSTICO Y CARGAS A LARGO PLAZO	117
6.6.3.12.3 FLUJO PLÁSTICO O FLUENCIA DEL SUELO	117
6.6.3.12.4 CÁLCULO DE LA CARGA DE TRANSFERENCIA	120
6.6.3.13 CÁLCULO DEL REVESTIMIENTO O PANTALLA DEL MURO	121
6.6.3.14 PLACA DE APOYO DE LA CABEZA DEL ANCLAJE	125
6.6.3.14.1 CAPACIDAD DE PUNZONAMIENTO DE LA PANTALLA DEL MURO	127
6.6.3.15 CONSIDERACIONES ADICIONALES DE DISEÑO	128
6.7 METODOLOGÍA Y MODELO OPERATIVO	130
6.7.1. PROGRAMA PARA REALIZAR EL CÁLCULO DE MUROS ANCLADOS DE HORMIGÓN ARMADO “CMA v1.0”	130
6.7.2. PROGRAMA GEO5 VERSIÓN DEMO PARA DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN.....	146
6.8 ADMINISTRACIÓN DE LA PROPUESTA	154
6.9 PREVISIÓN DE LA PROPUESTA.....	154
BIBLIOGRAFÍA	155

ÍNDICE DE FIGURAS Y TABLAS

Figura 2.1 Tipos de Muros de contención	11
Figura 2.2 Muros Anclado de Hormigón Armado	12
Figura 2.3 Muros Anclado de Hormigón Proyectado	13
Figura 2.4 Muro de contención de tierra armada o reforzada	14
Figura 2.5 Muro de contención con refuerzo geotextil	14
Figura 2.6 Muro anclado construido en un centro urbano.....	17
Figura 2.7 Nomenclatura relacionada con los muros anclados y los lineamientos	21
Figura 2.8 Gráfico típico del muro de revestimiento	22
Figura 2.9 Tipos de estructura anclada.....	23
Figura 2.10 Principales componentes de un anclaje.....	25
Figura 2.11 Corte típico de un anclaje	27
Figura 2.12 Tipos de bulbo de inyección	28
Figura 2.13 Procedimiento de construcción de un sótano con pantalla anclada	30
Figura 2.14 Diferentes etapas de la instalación del anclaje según Bauer	31
Figura 2.15 Fotografía de la aplicación de muros anclados en la construcción de	39
Figura 6.1 Falla de un talud.....	63
Figura 6.2 Falla rotacional del elemento de retención	67
Figura 6.3 Falla por extracción del bulbo.....	68
Figura 6.4 Falla rotacional por insuficiencia de capacidad pasiva	68
Figura 6.5 Falla por falta de capacidad de carga en el apoyo.....	69
Figura 6.6 Falla generalizada por volteo	69
Figura 6.7 Falla generalizada por deslizamiento	70
Figura 6.8 Falla generalizada rotacional de la masa del suelo	70
Figura 6.9 Falla de adherencia entre el tendón y el mortero	71
Figura 6.10 Falla por tensión en el ancla.....	72
Figura 6.11 Falla del muro por flexión.....	72
Figura 6.12 Distribuciones del empuje aparente en suelos no cohesivos.....	77
Figura 6.13 Distribuciones del empuje aparente en suelos cohesivos blandos a medianamente rígidos.	79
Figura 6.14 Transformación de sobrecarga vertical a presión de carga horizontal	81
Figura 6.16 Transformación de sobrecarga vertical a presión de carga horizontal	83
Figura 6.17 Cálculo de momentos flexionantes del muro anclado usando el método de áreas tributarias	84

Figura 6.18 Cálculo de cargas para muro con un solo nivel de anclajes.	86
Figura 6.19 Cálculo de cargas para muro con un solo nivel de anclajes.	87
Figura 6.20 Esquema de longitudes del anclaje	91
Figura 6.21 Esquema de longitudes del anclaje	92
Tabla 6.1 Valores últimos presuntivos de transferencia de carga para el diseño	94
Tabla 6.2 Valores últimos presuntivo de transferencia de carga para el diseño.....	96
Figura 6.22 Altura del suelo sobre el bulbo inyectado del primer anclaje	96
Figura 6.23 Método de equilibrio de fuerzas para muros anclados.....	99
Figura 6.24 Coeficientes de presión activa y pasiva	100
Figura 6.25 Estabilidad Externa – modelo simple de equilibrio de fuerzas	102
Figura 6.26 Diagrama de cuerpo libre y su transformación a vectores fuerza actuantes sobre el área ABCDEG	103
Figura 6.27 Definición de los parámetros adimensionales X, λ, ξ	104
Figura 6.29 Fuerzas detrás de un muro de contención	107
Figura 6.30 Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor.....	109
Tabla 6.4 Propiedades de barras de acero preesforzadas (ASTM A722).....	114
Tabla 6.5 Propiedades de cables de acero Preesforzados de 15mm (ASTM A416)	114
Tabla 6.6 Relación entre el tamaño del tendón y el tamaño de abertura de trompeta ...	115
Figura 6.31 Curva tiempo-desplazamiento para anclajes en arcilla,	118
trazada en escala logarítmica.....	118
Figura 6.32 Dispositivos y elementos de protección en la cabeza de sistemas de anclaje	125
Figura 6.33 Placa de cabeza de anclaje	126
Figura 6.34 Datos de entrada.....	131
Figura 6.35 Datos de entrada.....	131
Figura 6.36 Datos de entrada.....	131
Figura 6.37 Cálculo de cargas	132
Figura 6.38 Cálculo de espaciamiento entre anclajes.....	133
Figura 6.40 Cálculo de presión por sobrecarga de estructuras aledañas	134
Figura 6.41 Determinación de cargas en los anclajes.....	134
Figura 6.42 Cálculo de la longitud libre de anclajes	135
Figura 6.42 Cálculo de la longitud del bulbo de inyección.....	135
Figura 6.43 Selección de la transferencia de carga para el diseño	135
Figura 6.44 Cálculo de la longitud final del anclaje.....	136
Figura 6.45 Cálculo de la estabilidad interna del muro anclado	136

Figura 6.46 Selección del coeficiente según Caquot y Kerisel	137
Figura 6.47 Recalculo de longitudes usando verdadero valor de ángulo α	137
Figura 6.48 Cálculo de la estabilidad externa del muro	138
Figura 6.49 Cálculo de la estabilidad interna bajo condición sísmica.....	139
Figura 6.50 Selección de coeficiente sísmico de diseño	139
Figura 6.51 Cálculo de la estabilidad externa del muro bajo condición sísmica.....	140
Figura 6.52 Cálculo de áreas de acero para los anclajes	140
Figura 6.53 Selección de las propiedades de acero para los anclajes.....	141
Figura 6.54 Estimación de preesfuerzo inicial de los anclajes	142
Figura 6.55 Cálculo del refuerzo vertical	143
Figura 6.56 Cálculo del refuerzo vertical	143
Figura 6.57 Cálculo de la placa de apoyo de la cabeza de anclaje	144
Figura 6.58 Reporte final de elementos que componen el muro anclado calculado	145
Figura 6.59 Programa de diseño de muros pantalla	146
Figura 6.60 Ingreso de perfil de terreno	147
Figura 6.61 Ingreso de características del suelo	147
Figura 6.62 Ingreso de la geometría del muro.....	148
Figura 6.63 Ingreso de datos de anclajes.....	148
Figura 6.64 Ingreso de datos según diagrama y valores de presión aparente de tierra en suelos no cohesivos obtenidos en el programa CMA v1.0.....	149
Figura 6.65 Esquema general de nuestro muro y terreno	150
Figura 6.66 Ingreso de coeficiente sísmico	150
Figura 6.67 Resultado de las tensiones en cada anclaje	151
Tabla 6.7 Comparación de resultados de tensiones de diseño de los anclajes	151
Figura 6.68 Ingreso de datos para enviar al programa de estabilidad de taludes	152
Figura 6.69 Ingreso de fuerzas de tesado a anclajes.....	152
Figura 6.70 Ingreso de valor por sobrecarga.....	153
Figura 6.71 Resultado sobre la estabilidad del talud.....	153

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA

1.1 TEMA

“ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS ANCLADOS DE HORMIGÓN ARMADO Y SU APLICACIÓN EN LA ESTABILIZACIÓN DE EXCAVACIONES PROFUNDAS DE SUBSUELOS”

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.2.1 CONTEXTUALIZACIÓN

A nivel mundial, así como en nuestro país la tendencia de construcción vertical de viviendas va aumentando cada día, en este tipo de construcciones se hace notoria la necesidad de aprovechar en lo posible el espacio del subsuelo por lo que se recurre a estructuras de contención de suelos, que permitan una ejecución de obra rápida y segura, tanto para la construcción de la edificación actual, así como evitar que se afecte la estabilidad de las construcciones vecinas al proyecto.

En el Ecuador durante el ejercicio profesional un ingeniero civil se enfrenta a problemas relacionados a la contención de suelos ya sea en la construcción de vías, puentes, edificaciones, etc., por lo cual se ve en la necesidad de aplicar distintos métodos de diseño y estructura para la construcción de muros que permitan dar una solución efectiva a los problemas mencionados.

Uno de los tipos de estructura de contención son los denominados muros anclados de hormigón armado, los cuales son utilizados de manera efectiva para sostener las excavaciones profundas que se realizan principalmente en zonas urbanas, los cuales se constituyen como muros temporales o permanentes durante la construcción los distintos niveles de subsuelos en las edificaciones.

A pesar de que esta técnica constructiva se esté utilizando en el país, es casi nula la información que se presenta a nivel de preparación estudiantil en la carrera de ingeniería civil por lo cual es pertinente la investigación de los aspectos que se deben tener en cuenta para un mejor entendimiento del análisis y diseño de muros anclados y de los componentes que lo conforman.

1.2.2 ANÁLISIS CRÍTICO

Actualmente a pesar de la cantidad de información existente y la facilidad de los cálculos por computador, el conocimiento y criterio del constructor así como su experiencia, son elementos clave para un correcto diseño de las obras civiles. Debe existir un estudio profundo de la obra que se va a construir para evitar cometer errores involuntarios de cálculo.

El bajo nivel de concientización por parte de algunos calculistas y estudios que no profundicen sobre el diseño sismoresistente de la estructura, pueden conducir a que se presenten fallos o colapsos antes, durante o después de la ejecución de una obra, ya que debemos recordar que vivimos bajo una constante amenaza sísmica dentro de nuestro territorio.

Es importante también que una vez que se ha llegado al conocer los pasos de cálculo de un muro anclado se programe una hoja electrónica en el computador para realizar futuros cálculos con mayor rapidez, así como la oportunidad de lograr mejoras en el diseño planteado para que dicha estructura satisfaga las necesidades para las cuales fue creada, transmita seguridad a las personas y a la vez que resulte conveniente dentro del aspecto económico.

1.2.3 PROGNOSIS

Es importante investigar sobre nuevas técnicas constructivas aplicables a nuestro entorno, que provea satisfacción a las necesidades y demandas actuales de la

población, y provean además la posibilidad de construir con procesos rápidos y de calidad. Dichas investigaciones deben abarcar varios aspectos y recopilar distintos criterios, tratando de enfocar lo que se ajuste mejor a nuestro medio, para que en la aplicación de nuevos diseños se evite cometer errores involuntarios de cálculo.

Conscientes de que vivimos en una zona de alta peligrosidad sísmica, se reconoce la necesidad de incorporar características de cálculo sismoresistente en todas las obras civiles a construirse, sobre todo en entornos urbanos, para lograrlo podemos hacer uso de tecnologías adecuadas que nos permitan una mayor rapidez de cálculo y evaluación de nuestros modelos.

1.2.4 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

¿Existe falta de conocimiento y por lo tanto dificultad para realizar un análisis y diseño de muros anclados de hormigón armado y su aplicación en la estabilización de excavaciones profundas de subsuelos?

1.2.5 PREGUNTAS DIRECTRICES

¿Cuáles son los tipos de muros de contención?

¿Qué son los muros anclados de hormigón armado y de qué están conformados?

¿Qué información se necesita conocer para realizar un cálculo de muros anclados de hormigón armado?

¿Cuál es el proceso de cálculo de muros anclados de hormigón armado?

¿Qué herramienta informática se puede desarrollar para realizar el análisis y diseño de un muro anclado?

¿Cómo evaluar los resultados obtenidos y obtener un diseño más óptimo?

1.2.6 DELIMITACIÓN DEL OBJETO DE LA INVESTIGACIÓN

1.2.6.1 DELIMITACIÓN DE CONTENIDO

El tema del presente proyecto en su aspecto técnico se centrará en el análisis y diseño de muros anclados para excavaciones profundas en la construcción de subsuelos, lo cual se encuentra relacionado a la instrucción formal de la carrera de Ingeniería Civil, área académica de Estructuras, tomando como base las asignaturas de Estructuras, Hormigón, Proyectos Estructurales, Obras Civiles y Computación Aplicada.

Por otro lado el aspecto metodológico relacionado a la instrucción complementaria de Ingeniería Civil, se basa en asignaturas como Técnicas de Estudio, Metodología de la Investigación, Diseño de Proyectos de Investigación y Desarrollo de la Investigación.

1.2.6.2 DELIMITACIÓN ESPACIAL

La presente investigación necesitará de estudios de campo para recolectar información entre estudiantes y docentes del área de estructuras para saber el nivel de conocimiento que existe sobre el tema de muros anclados de hormigón armado y su aplicación en la estabilización de excavaciones profundas de subsuelos.

Para el desarrollo de actividades de cálculo se considera el uso de las instalaciones de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato, ubicada en la ciudad de Ambato, provincia de Tungurahua.

1.2.6.3 DELIMITACIÓN TEMPORAL

El período de investigación del proyecto propuesto se desarrollará entre el mes de Diciembre 2013 y el mes de Mayo 2014.

1.3 JUSTIFICACIÓN

En nuestro país se ha visto la necesidad de dar solución a los problemas relacionados a la contención de suelos en los distintos tipos de obras civiles. Existen distintos factores naturales o creados por el hombre que nos llevan a construir distintos tipos de muros de contención dependiendo de cuál sea el requerimiento constructivo que debemos satisfacer. Es así que en ciudades como Quito se ha incurrido en la implementación de muros anclados de hormigón armado para realizar excavaciones seguras al momento de construir subsuelos en zonas urbanas, donde alrededor de los terrenos a ocuparse existen edificaciones.

Con el presente proyecto de investigación se tiene el propósito de hallar procesos de cálculo fundamentados teóricamente acerca del análisis y diseño de muros anclados de hormigón armado y de los elementos que lo conforman, llevar dichos procesos a una hoja electrónica de cálculo y de esta manera poder realizar distintos ejemplos que permitan una mejor apreciación de la aplicación de muros anclados en la estabilización de excavaciones profundas de subsuelos

La investigación que se propone tiene interés técnico para aquellos estudiantes de ingeniería civil que buscan ampliar sus conocimientos hacia nuevas sendas de construcción como es la implantación de muros anclados en la construcción de subsuelos de edificios que tienen construcciones adyacentes, y se considera factible ya que tanto en biblioteca como en internet se puede indagar para obtener la información necesaria para llevarla a cabo, por lo cual se justifica la ejecución del proyecto.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 OBJETIVO GENERAL

Desarrollar un documento técnico en el cual se presenten las características, análisis, procedimiento de cálculo, diseño, y verificación de muros anclados de

hormigón armado y su aplicación en la estabilización de excavaciones profundas de subsuelos.

1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Describir información relevante sobre muros de contención, así como los distintos tipos que existen y sus características principales.
- Conocer información teórica referente al tema de muros anclados.
- Establecer ventajas y desventajas del uso de muros anclados de hormigón armado.
- Encontrar un proceso adecuado de cálculo y aplicarlo para un correcto diseño que este dentro de las características geotécnicas de nuestro país.
- Crear una hoja electrónica que permita mediante el ingreso de datos realizar futuros diseños más rápidamente, así como permitir ampliar las opciones para ajustar de mejor manera nuestro diseño.
- Verificar los resultados del programa desarrollado con los de un sistema especializado existente.
- Plantear un texto que pueda servir para consulta del proceso de cálculo de muros anclados en nuestro país.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS

M. Saucedo, L. Raygada, G. Matos, de la empresa Pilotes Terratest, Perú, en el documento técnico: “Aspectos constructivos, consideraciones de diseño y monitoreo de muros anclados en excavaciones profundas. Caso Práctico: Edificio Cipreses Lima”, dice lo siguiente:

La tecnología del muro anclado se ha establecido en la ciudad de Lima como una de las preferidas para realizar los trabajos de estabilización de excavaciones profundas en zonas urbanas. Esto se debe principalmente a las características del suelo que presenta esta ciudad, especialmente en las zonas de mayor construcción en altura como Miraflores y San Isidro, donde el suelo presenta parámetros de resistencia muy altos y no existe presencia de nivel freático. Estas condiciones son ideales para la aplicación del Muro Anclado, ya que permite la excavación secuencial mediante el uso de paneles intercalados.

El método constructivo del muro anclado utiliza a la vez los muros perimetrales de la estructura como elementos de contención para la excavación de los sótanos, lo cual permite llegar a fondos de cimentación profundos optimizando costos, espacio y tiempos de trabajo.

Pedro Valdez, en su tesis “Manual de Diseño y Construcción de Muros Anclados de Hormigón Proyectado”, de la Universidad San Francisco de Quito, dice:

En el proceso de diseño y construcción de muros anclados de hormigón proyectado, el conocimiento profundo de las bases teóricas y prácticas es fundamental. Con este trabajo de tesis se pretende estudiar, discutir y aplicar los principales aspectos que intervienen en el diseño y/o la construcción de muros

anclados de hormigón proyectado. Dentro de los temas que se topan en este documento, los más relevantes para el diseño son: la interacción de los anclajes con el suelo, los modos de falla internos, los modos de falla externos, el desempeño estructural de la pantalla del muro, la utilización de programas computacionales como ayuda, etc. También, los temas fundamentales para la aplicación que se topan en este trabajo son: los procesos constructivos con su respectiva secuencia, la instalación de drenajes, las pruebas de verificación al arrancamiento de los anclajes, la perforación de los anclajes, las características del hormigón proyectado utilizado para la pantalla, etc. A modo de conclusión, el último capítulo engloba de manera muy resumida toda la teoría mencionada en los capítulos previos y puede ser utilizado por ingenieros civiles o profesionales en el área, luego de haber estudiado la teoría previa, como un “manual de bolsillo” de referencia.

2.2 FUNDAMENTACIÓN FILOSÓFICA

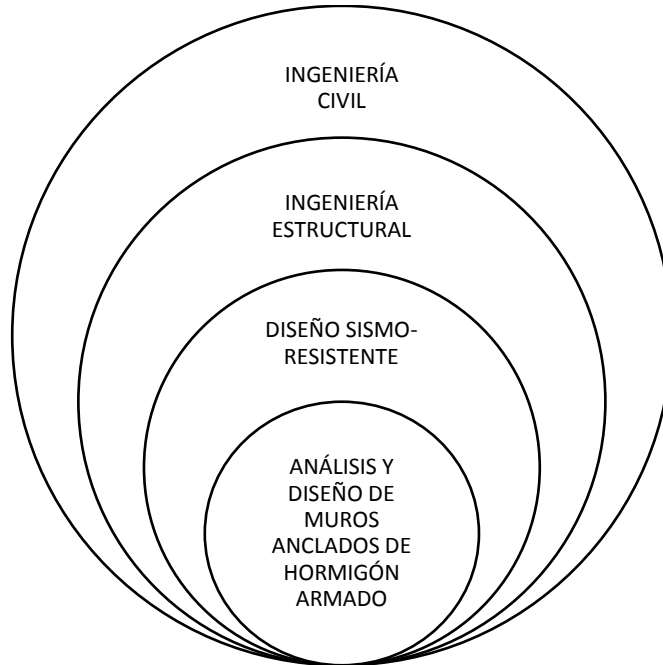
La presente investigación se encuentra ubicada en el paradigma crítico propositivo; porque al ser un tema del que no se ha tratado en el pregrado existen acciones propositivas que pretenden a llegar a aprender este nuevo conocimiento, y propositivo por cuanto busca plantear una alternativa de solución para la construcción de subsuelos en edificios que se encuentran en zonas urbanas.

2.3 FUNDAMENTACIÓN LEGAL

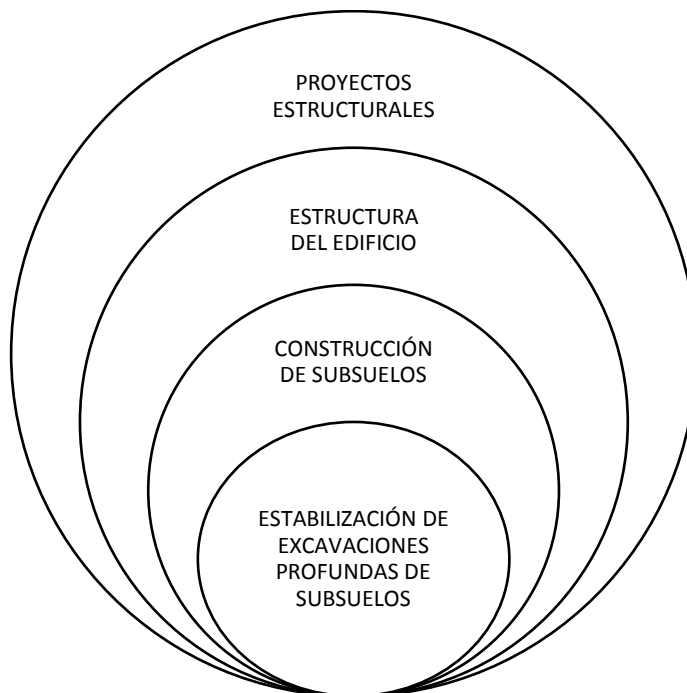
Como fundamento legal de análisis y diseño sísmoresistente de las estructuras y sistemas de contención se tomarán en cuenta que se cumplan los lineamientos que se encuentren dentro de la Norma Ecuatoriana de Construcción NEC en el capítulo 9 así como en la norma AASHTO 2007 en español en la sección 11.

2.4 CATEGORÍAS FUNDAMENTALES

2.4.1 SUPRAORDINACIÓN DE VARIABLES



Variable Independiente



Variable dependiente

2.4.2 DEFINICIONES

2.4.2.1 ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN

Los suelos al igual que otros materiales tienen un ángulo propio de reposo. Para lograr una pendiente mayor a la proporcionada por dicho ángulo se necesita algún tipo de estructura de contención que evite el deslizamiento.

2.4.2.2 MUROS DE CONTENCIÓN

“Los muros de contención tienen como finalidad resistir las presiones laterales o empuje producido por el material retenido detrás de ellos, su estabilidad la deben fundamentalmente al peso propio y al peso del material que está sobre su fundación. Los muros de contención se comportan básicamente como voladizos empotrados en su base”¹.

2.4.2.3 TIPOS DE MUROS DE CONTENCIÓN

Existen diversas clasificaciones de los tipos de muros de contención, pero globalmente se pueden encerrar dentro de dos categorías principales:

- Muros de contención convencionales
- Muros de contención estabilizados mecánicamente

Dentro de los muros de contención convencionales se pueden citar:

- a) *Muros de contención de gravedad.*- Se construyen de hormigón simple o piedra. Su estabilidad depende de su peso propio y del suelo que repose sobre la mampostería. Este tipo de construcción no es económica en muros altos.

¹ TORRES, Rafael, (2008); Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado, Segunda impresión, Publicaciones de Ingeniería de la Universidad de los Andes, Pág. 5

- b) *Muros de contención de semigravedad.*- Son muros de gravedad en los que se emplea una cantidad pequeña de acero para la construcción, minimizando así el tamaño de las secciones de los muros.
- c) *Muros de contención en voladizo.*- Están hechos de hormigón armado y consisten en un cuerpo o alzado delgado y una losa de base. Este tipo de muro es económico hasta una altura de aproximadamente 8 m.
- d) *Muros de retención con contrafuertes.*- Son como los muros en voladizo, pero en intervalos regulares tienen losas de hormigón verticales delgadas denominadas contrafuertes, que anclan entre sí el muro y la base para reducir los momentos de corte y de flexión.

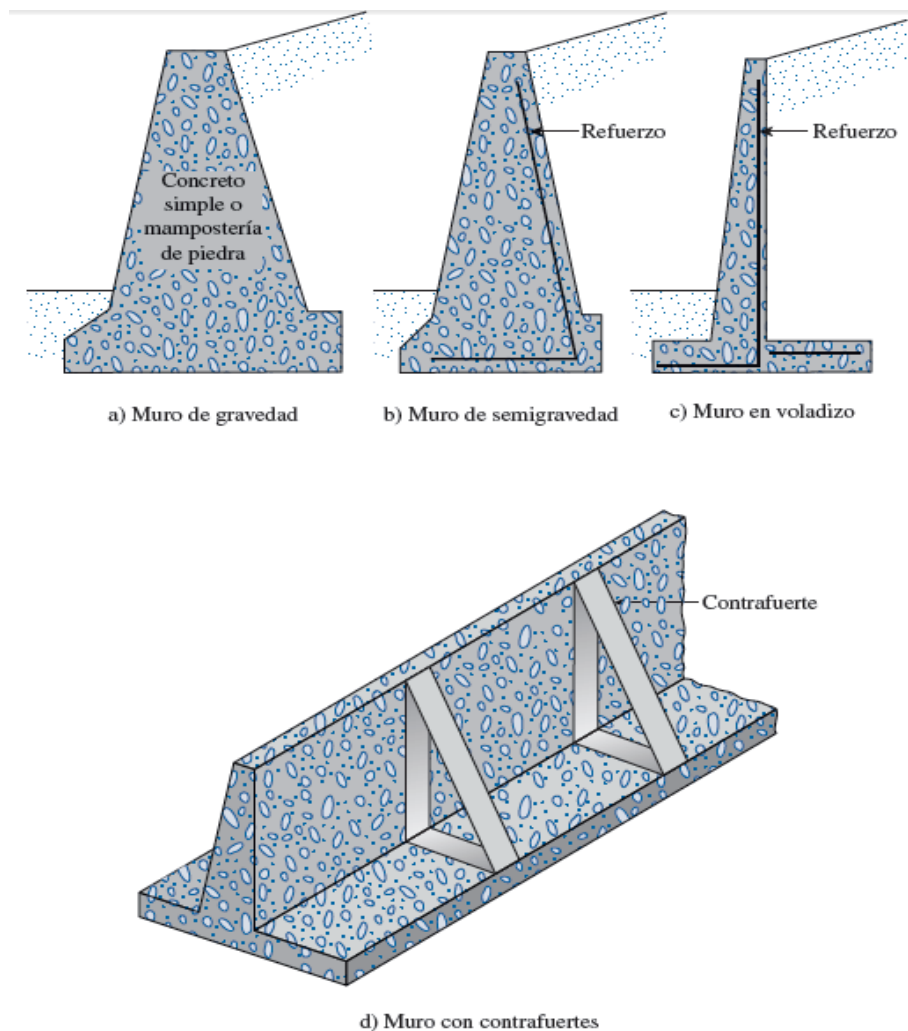


Figura 2.1 Tipos de Muros de Contención

Fuente: BRAJA M. DAS, Fundamentos de ingeniería de cimentaciones

Los muros de contención estabilizados mecánicamente implantan en el terreno elementos con características especiales que trabajan a tensión para mejorar la resistencia al corte del mismo, tales como geomallas, columnas inyectadas, anclajes, etc. Cuando dichos elementos de tensión se instalan al mismo tiempo que se construye una estructura térrea, por ejemplo en un terraplén, como ocurre en la técnica de la tierra armada, se pueden tener taludes más escarpados, e inclusive verticales. Dentro de este tipos de muros se pueden citar:

- a) *Muros anclados de hormigón armado.*- En los cuales los elementos reforzantes son anclajes activos, es decir se instalan aplicándoles un esfuerzo previo. En un muro anclado de hormigón armado se analiza una franja, la que puede ser analizada como una viga continua sometida a presión uniforme triangular (presión del suelo) y cuyos apoyos pasan a ser los anclajes. Se consideran como un sistema de soporte activo porque se trata de que los anclajes empujen al suelo retenido más fuerte de lo que él los empuja, debido a ello, se debe presionar cada anclaje al muro por medio de un gato hidráulico una vez que el muro ya ha sido desencofrado. Está compuesto por hormigón reforzado con varillas de acero y en muchos casos hasta columnas cada cierta longitud para que pueda soportar la presión lateral del suelo.

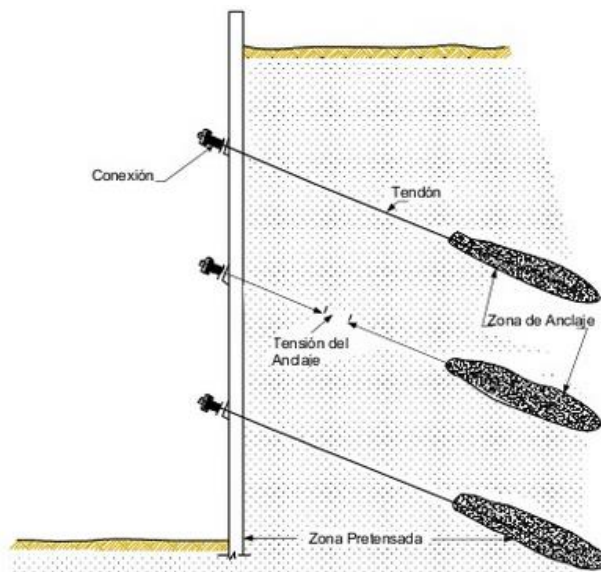


Figura 2.2 Muros Anclado de Hormigón Armado

Fuente: ALVA, Jorge. Diseño de cimentaciones

b) *Muros anclados de hormigón proyectado (Soil nailing walls).*- En los cuales los elementos reforzantes son anclajes pasivos, es decir se instalan sin aplicarles un esfuerzo previo. No se diseñan para soportar presiones del suelo sino que se diseña por medio de fuerzas de tensión en los anclajes para unir la superficie de falla del talud con la superficie resistente y así estabilizarlo. Se consideran un sistema de soporte pasivo ya que esperan a que el talud empiece a deslizarse para que los anclajes empiecen a actuar. La cara de un muro anclado de hormigón proyectado está únicamente compuesta por una capa delgada (alrededor de 12cm) de hormigón proyectado y malla electrosoldada ya que la función de esta es únicamente conectar los esfuerzos tensionantes de cada anclaje para que estos actúen conjuntamente como una estructura y no cada uno de manera independiente.



Figura 2.3 Muros Anclado de Hormigón Proyectado

Fuente: SUÁREZ, Jaime. Deslizamientos: Técnicas de remediación

c) *Muros de tierra armada.*- La tierra armada está formada por la combinación de elementos lineales y un suelo granular que no presenta cohesión alguna. El punto clave para la estabilidad de un muro de tierra armada es la fricción que se genera entre el material granular que se ocupa en el relleno y las tiras de refuerzo. La tierra armada presenta la

combinación de diferentes materiales y cada uno de ellos emplea su resistencia para compensar las carencias de los demás materiales.

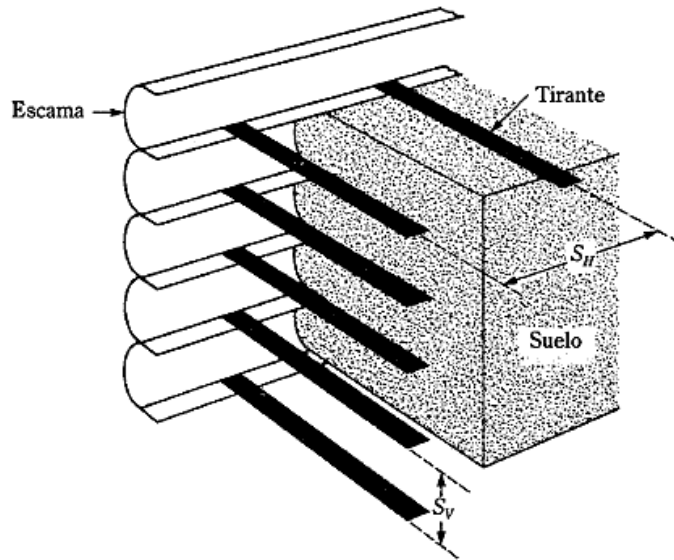


Figura 2.4 Muro de contención de tierra armada o reforzada

Fuente: BRAJA M. DAS, Fundamentos de ingeniería de cimentaciones

- d) *Muros con refuerzo geotextil.*- Para este tipo de muro de contención se utilizan mallas especiales, la fachada es conformada utilizando membranas geotextiles.

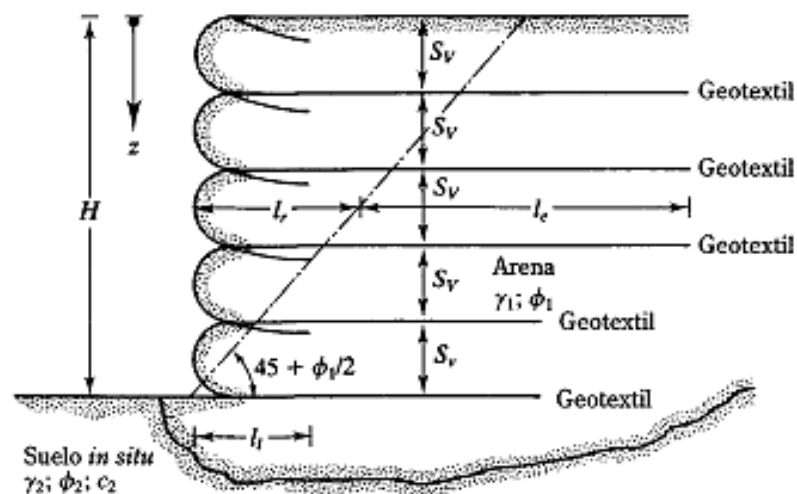


Figura 2.5 Muro de contención con refuerzo geotextil

Fuente: BRAJA M. DAS, Fundamentos de ingeniería de cimentaciones

2.4.2.4 CLASIFICACIÓN DE LOS MUROS ANCLADOS

Dentro del concepto de muros anclados podemos identificar dos clasificaciones principales:

Según el tipo de pantalla o pared de revestimiento

Se pueden clasificar como²:

- a) *Muros de gravedad o semi-gravedad.*- Los cuales son muros de mampostería de piedra u hormigón simple con bajos o nulos porcentajes de acero de refuerzo, a los cuales se les adicionan anclas pretensadas a varios niveles de altura.
- b) *Pantallas.*- Son pantallas delgadas de hormigón armado, las cuales se pueden construir fundiéndolas en el sitio o utilizando hormigón proyectado. A las pantallas de hormigón se les colocan hileras de anclajes a varios niveles. Las pantallas también pueden ser pre-excavadas utilizando el sistema de “slurry wall”.
- c) *Tablestacas.*- Son estructuras delgadas enterradas, metálicas o de hormigón armado, ancladas en su parte superior. Una variante del sistema son los pilotes tangentes/secantes.

Según su aplicación en función del tiempo o su vida útil

El uso de muros anclados, se puede considerar para proveer apoyo temporal o permanente para masas de suelo y roca estables e inestables, los cuales se describen a continuación³:

- Muros anclados Provisionales: Tienen carácter de medio soportante auxiliar y proporcionan las condiciones de estabilidad a la estructura durante el tiempo

² SUÁREZ, Jaime. Deslizamientos: Técnicas de remediación, Pág. 151

³ UCAR NAVARRO, Roberto, (2007); Manual de anclajes en obras de tierras, Facultad de Ingeniería de Mérida, Pág. 19

necesario para disponer de otros elementos resistentes que los sustituyan. La vida útil no se recomienda que sea mayor de 18 meses.

- Muros anclados Permanentes: Se instalan con carácter de acción definitiva. Se dimensionan con mayores coeficientes de seguridad y han de estar diseñados y contruidos para hacer frente a los efectos de la corrosión. Adicionalmente el tendón debe ser capaz de transmitir de forma duradera y continua los esfuerzos del anclaje sin sufrir deterioro alguno.

2.4.2.5 MUROS ANCLADOS DE HORMIGÓN ARMADO

Para profundizar más sobre el concepto de muros anclados, diremos que son estructuras de gravedad, semi-gravedad o pantallas; que se sostienen mediante anclas pre-tensadas o pos-tensadas, sostenidas por bulbos profundos que transmiten una carga de tensión al suelo o roca en el cual se hayan instalado. Generalmente se coloca sobre la cara de un muro, una carga de tensión a través de un cable o barra de acero anclado a un bulbo cementado a profundidad dentro de un talud. Los anclajes pre-tensados incrementan los esfuerzos normales sobre la superficie de falla real o potencial y así aumentan las fuerzas resistentes al incrementar la resistencia a la fricción a lo largo de esa superficie.

El objetivo de un sistema con anclajes es el confinamiento del suelo alrededor de un corte y así garantizar la estabilidad de una excavación efectuada para construir el cajón de la cimentación o los pisos de subsuelos de un edificio, restablecer el equilibrio en taludes inestables o aumentar la seguridad de las laderas o cortes preexistentes.

La posibilidad de utilizar un muro anclado en una ubicación determinada se deberá determinar analizando si las condiciones del suelo y la roca dentro de la zona del bulbo de los anclajes adherentes son adecuadas. Además de debe considerar la posibilidad de encontrar instalaciones de servicio público subterráneas (tuberías de agua, canalizaciones de cables, etc.) y la proximidad de

otros tipos de estructuras enterradas (cimientos de edificios adyacentes) respecto de la ubicación de los anclajes.

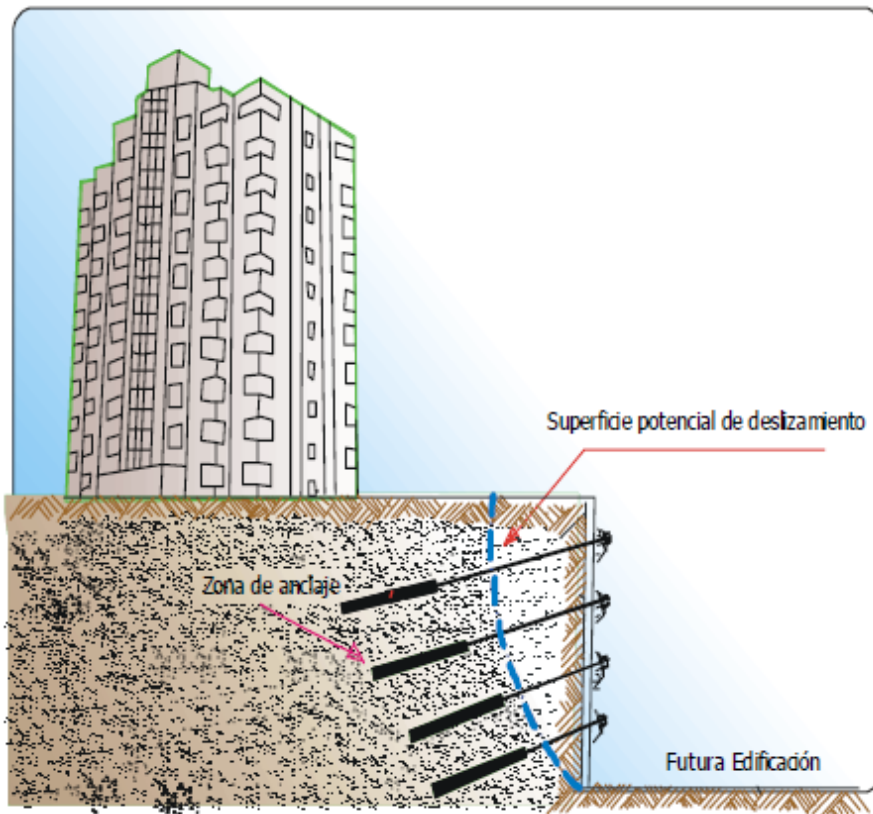


Figura 2.6 Muro anclado construido en un centro urbano

Fuente: UCAR NAVARRO, Roberto. Manual de anclajes en Obras de Tierras

2.4.2.6 APLICACIONES DE MUROS ANCLADOS

Los muros anclados son de mucha utilidad en excavaciones de tierra, tal como es el caso de la construcción de muros para fundaciones de edificaciones, taludes de carreteras, en estribos de puentes, etc., en donde se requieren cortes verticales o semiverticales. La importancia de este tipo de muros radica, sobre todo en su gran aporte a la estabilidad de las masas de suelo.

Un prerequisite para la utilización de un sistema con anclajes, es que un estrato portante adecuado del subsuelo debe encontrarse dentro de una longitud económica a la excavación.

Específicamente se pueden aplicar en el tema de un edificio, que se ubicará en un terreno en donde hay que excavar un talud y que al realizar un corte del mismo se generarán grandes fuerzas laterales ocasionadas por los empujes del terreno y por el peso de las edificaciones vecinas al proyecto. Es por ello que los muros anclados pueden ser usados en lugar de las fundaciones convencionales para soportar este tipo de fuerzas. En subsuelos de edificios se puede utilizar como pantalla un muro de hormigón armado temporal que sea reforzado con anclajes permanentes y luego se pueda construir el muro del edificio. Cabe mencionar que existen muchas variantes de este método en fundación de edificios.

2.4.2.7 CONDICIONES DEL TERRENO QUE SE CONSIDERAN ADECUADAS PARA LA APLICACIÓN DE MUROS ANCLADOS

Cuando se requiere hacer uso de este tipo de estructura podemos encontrar suelos con las propiedades adecuadas para la aplicación de este sistema, así como suelos que se consideren inadecuados.

Suelo rocoso

Todas las rocas se consideran aceptables para la colocación de bulbos de anclaje. La capacidad de carga de una roca varía con su estructura, resistencia a la compresión y composición. Las resistencias de unión entre el bulbo y la roca pueden ser tan bajas como 69 KPa en una lutita arcillosa y tan altas como 2070 KPa en un granito sano o una roca caliza⁴.

Suelo cohesivo rígido o duro

Los suelos cohesivos pueden ser clasificados tentativamente como rígidos si su valor de N es de al menos 9 golpes por cada pie ($N \geq 9$ golpes/ft, 1pie=1ft=30.48cm). Es lógico decir que las consistencias mayores a la rígida son adecuadas para el uso de los anclajes.

⁴ Weatherby y Nicholson, 1982

Dichas consistencias son: muy rígida ($15 < N \leq 30$), dura ($30 < N \leq 60$) y muy dura ($N > 60$). Los suelos cohesivos pueden abarcar desde las arcillas rígidas hasta las arcillas duras, limos arcillosos, arcillas limosas, arcillas arenosas, limos arenosos y las combinaciones de ellos.

Suelo granular

La mayoría de anclajes en suelos arenosos también han tenido un comportamiento satisfactorio a largo plazo. Los anclajes permanentes pueden instalarse en suelos no cohesivos con valores de penetración estándar N mayores de 10 golpes por pie (compacidad medianamente densa). Así mismo las compacidades densas ($30 < N \leq 50$) y muy densas ($N > 50$) son más adecuadas. Tomando un ángulo de fricción interna $\Phi \geq 30^\circ$, respectivamente.

Condición inapropiada: Suelo cohesivo blando

Los bulbos de anclaje colocados en suelos cohesivos blandos han tenido con frecuencia problemas de capacidad a largo plazo. Se debe esperar un comportamiento no satisfactorio de los bulbos en suelos cohesivos cuyos valores de N de acuerdo al ensayo SPT para este tipo de suelos son menores de 5 golpes por cada pie. Así mismo, no es recomendable colocar bulbos de anclaje en suelos orgánicos. Se recomienda evitar estos suelos prolongando las anclas a mayor profundidad dentro de un estrato de mejor capacidad. Igualmente no se deben colocar bulbos de anclaje en relleno ni en materiales granulares sueltos ($N < 10$).

2.4.2.8 VENTAJAS, LIMITACIONES Y DESVENTAJAS DEL USO DE MUROS ANCLADOS

Ventajas

Los muros anclados constituyen un sistema constructivo versátil que permite:

- a) Proveer una solución constructiva rápida, efectiva y económica en la excavación para la construcción de subsuelos.
- b) Adaptarlo a condiciones geotécnicas muy variadas.
- c) Utilizar la capacidad del suelo o roca donde se instala como medio de soporte.
- d) Ocupar menos espacio durante su instalación, comparado con el que se requiere en sistemas equivalentes (troqueles, puntales, taludes temporales).
- e) Mantener la estabilidad de taludes y cortes en situaciones especiales donde constituyen la única solución posible.
- f) No se necesitan de fundaciones para su construcción.
- g) Reducción de la cantidad de hormigón reforzado para su construcción, dado que el muro puede ser diseñado con anclajes cuyos espaciamientos sean pequeños.
- h) Su proceso constructivo se realiza de arriba hacia abajo, por lo que no se necesita rellenos artificiales.

Además la utilización y aplicación de anclajes se ha visto favorecida por los siguientes aspectos:

- a) El desarrollo de técnicas de perforación e inyección cada vez más eficientes.
- b) Las mejoras en la calidad de los aceros con el consecuente aumento de su durabilidad.
- c) La demanda originada por la construcción de excavaciones en grandes áreas y a mayor profundidad, incluso bajo el nivel freático.

Limitaciones

En ocasiones existen restricciones al uso de los sistemas de anclaje en atención a las condiciones del medio donde se instalan, las cuales se deben a:

- a) Se necesita de mano de obra especializada para ejecutar los procedimientos constructivos.
- b) Puede causar problemas de capacidad del suelo a largo plazo

Desventajas

Podemos citar las siguientes desventajas que presentan estos sistemas:

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

2.4.2.9 ELEMENTOS DEL MURO ANCLADO

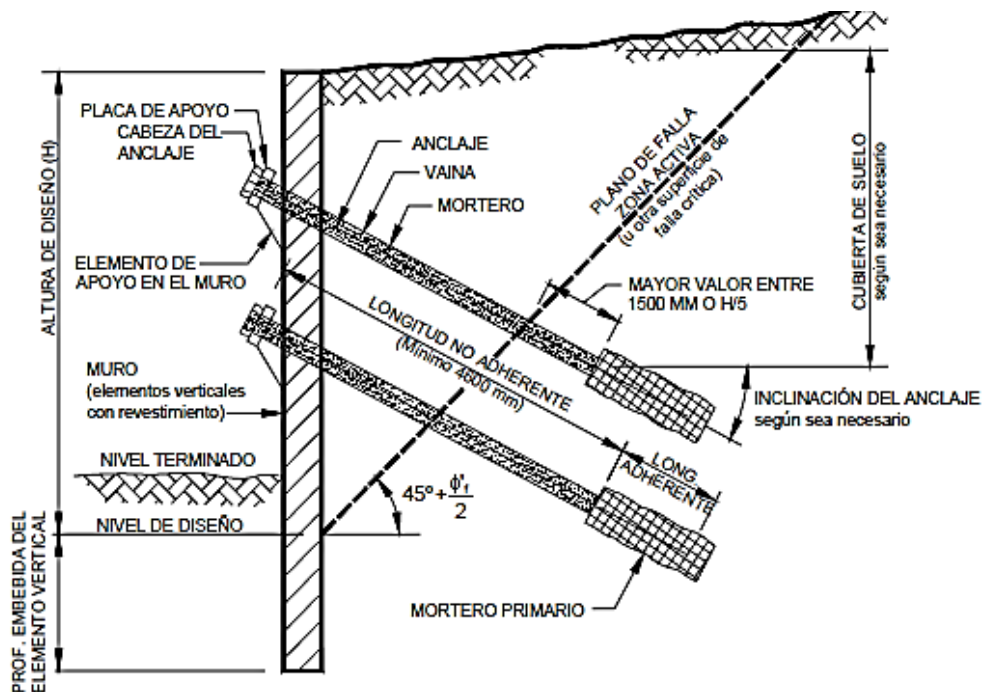


Figura 2.7 Nomenclatura relacionada con los muros anclados y los lineamientos para determinar la longitud embebida de los anclajes.

Fuente: Normas AASHTO 2007, Sección 11 (SI)

Por lo general se consideran tres componentes básicos en un muro anclado y son:

- a) Muro de revestimiento
- b) Anclas, anclajes o tirantes
- c) Obras de drenaje

2.4.2.9.1 MURO DE REVESTIMIENTO

El muro, pantalla o superficie de revestimiento se trata de una placa maciza de hormigón armado. En el refuerzo del muro generalmente se utilizan mallas de alambre electro-soldado o bien varillas de acero corrugado, siempre y cuando se garantice una resistencia suficiente para resistir las exigencias de los momentos requeridos.

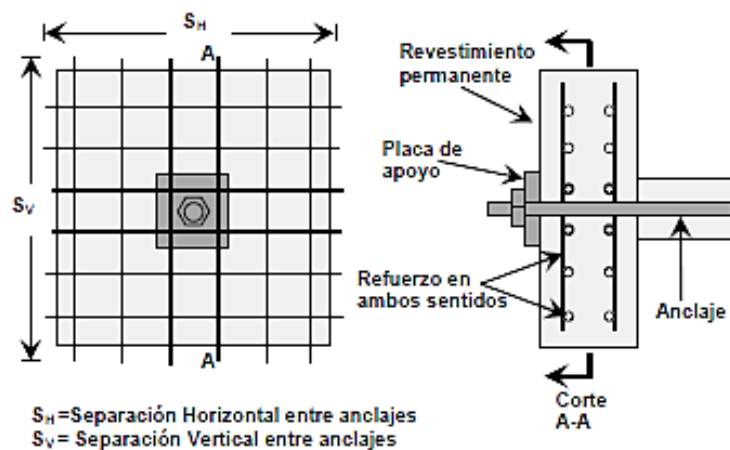


Figura 2.8 Gráfico típico del muro de revestimiento

Fuente: www.slideshare.net/alfredoherandezcruz906/disenio-cimentacionesalva

2.4.2.9.2 ANCLAS, ANCLAJES O TIRANTES

En sí el estudio de anclajes es un tema muy amplio del cual se han escrito libros enteros, en este proyecto de investigación nos limitaremos al uso de anclajes dentro del tema de muros anclados.

Como una definición oficial internacional se puede anotar: “Un anclaje es una instalación que es capaz de transmitir una carga de tensión a un manto de soporte

a profundidad⁵. El uso de anclajes de acero en la estabilización de taludes se ha vuelto muy popular en los últimos años. En las estructuras ancladas se colocan varillas o tendones, generalmente de acero, dentro de perforaciones realizadas con taladro, se inyectan un cemento, y luego se tensionan.

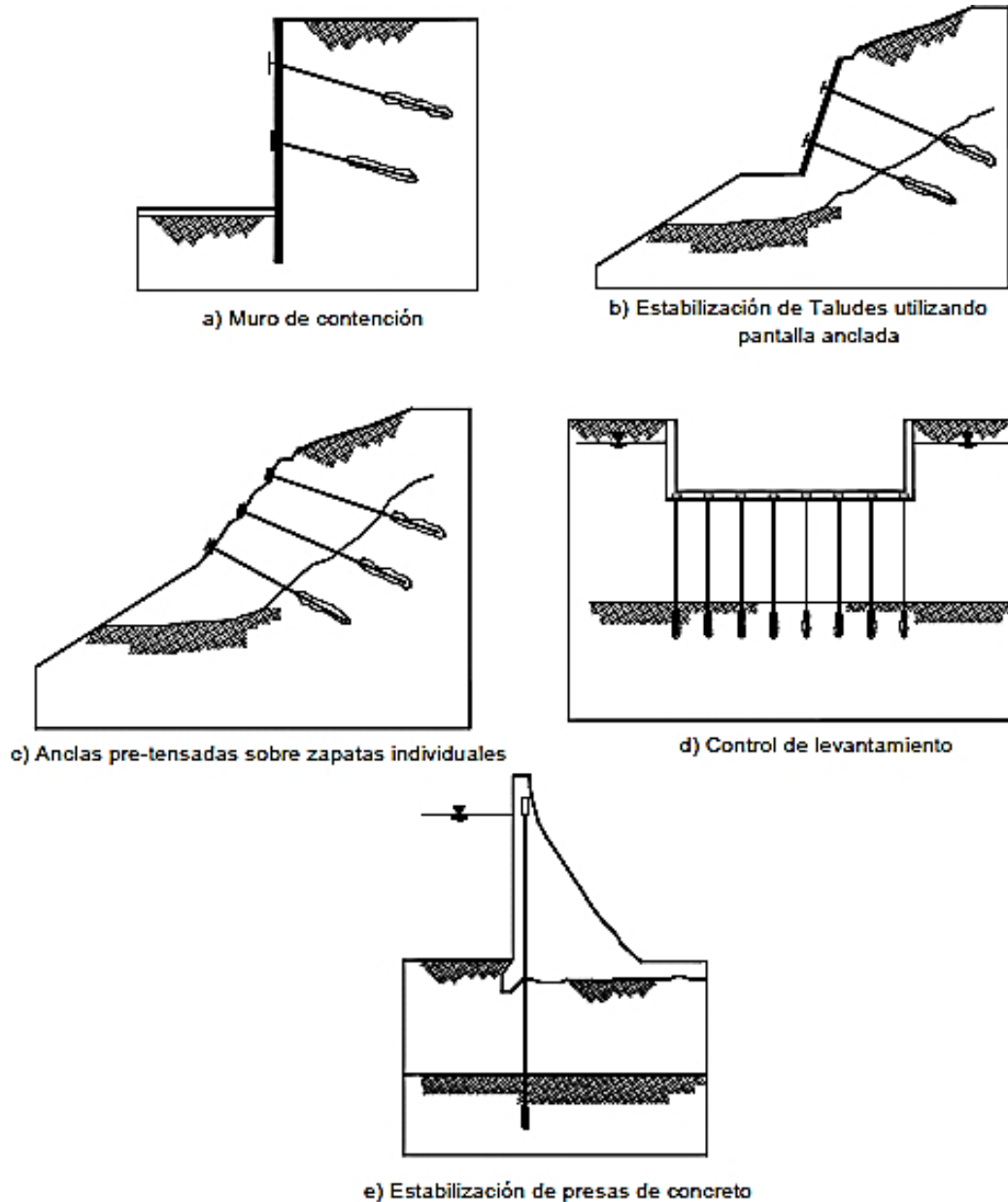


Figura 2.9 Tipos de estructura anclada

Fuente: SUAREZ, Jaime. Deslizamientos, técnicas de remediación.

⁵ Littlejohn (1990)

Las anclas para estabilizar deslizamientos pueden ser hincadas o perforadas. Los anclajes pueden ser pre-tensados para colocar una carga sobre un bulbo cementado (tiebacks) o pueden ser cementados simplemente sin colocarles carga activa (nails, pernos y micropilotes). Los anclajes pretensionados en combinación con muros, pantallas o bloques de hormigón, se han utilizado con éxito para la estabilización de deslizamientos.

“Los anclajes constituyen en los actuales momentos un medio esencial para garantizar la estabilidad de estructuras muy diversas, lográndose utilizar los procedimientos y posibilidades que la tecnología actual del soporte mediante anclajes pone a nuestra disposición para aplicar la técnica moderna del sostenimiento”⁶.

Partes constitutivas de un anclaje

Se considera que un anclaje puede constar de 4 partes principales:

- a) *Bulbo de inyección (define la longitud de anclaje).*- Queda en el fondo de la perforación y se extiende una longitud suficiente para que se desarrollen las fuerzas de diseño. El terreno que circunda al bulbo está sometido a esfuerzos cortantes en la interfaz bulbo-suelo que equilibran a las fuerzas de tensión de la barra. Dentro de este bulbo se inyecta mortero a presión (lechada principal), con objeto de incrementar los esfuerzos dentro del mismo y en el terreno circundante. El bulbo de inyección queda cerrado por un tapón que permite la presurización y al mismo tiempo, lo aísla de la parte exterior del barreno.
- b) *Longitud libre.*- Es la longitud de la perforación, en la cual no se aplica mortero o lechada a presión, por lo cual también se le denomina lechada secundaria. La función de la lechada principal es transferir la fuerza de anclaje al medio circundante; la lechada secundaria se coloca después del tensionado para proteger el ancla contra la corrosión. La longitud libre se

⁶ UCAR NAVARRO, Roberto, (2007); Manual de anclajes en obras de tierras, Facultad de Ingeniería de Mérida, Pág. 1

puede rellenar con mortero de menor calidad que el que se utiliza en el bulbo de inyección. Suele colocarse vaciándolo por gravedad. En la zona comprendida por la longitud libre no hay transferencia de cargas entre el ancla y el terreno circundante.

- c) *Longitud de tensado*.- Es la longitud expuesta que se requiere para tensar el anclaje o para efectuar pruebas de carga.
- d) *Tendones*.- Pueden ser cables (Hilo de siete alambres con resistencia a tensión última de 1.86 MPa con diámetro entre 0.5 y 0.6 pulgadas que cumpla con la especificación ASTM A-416.) o barras de acero de alta resistencia (con resistencia última a la tensión de 1050 MPa en diámetros variables entre 1.0 y 2.5 pulgadas y que cumpla con la especificación ASTM A-722 tipo II, o ASTM A-416).

En el siguiente gráfico se puede apreciar de mejor manera las partes de un anclaje:

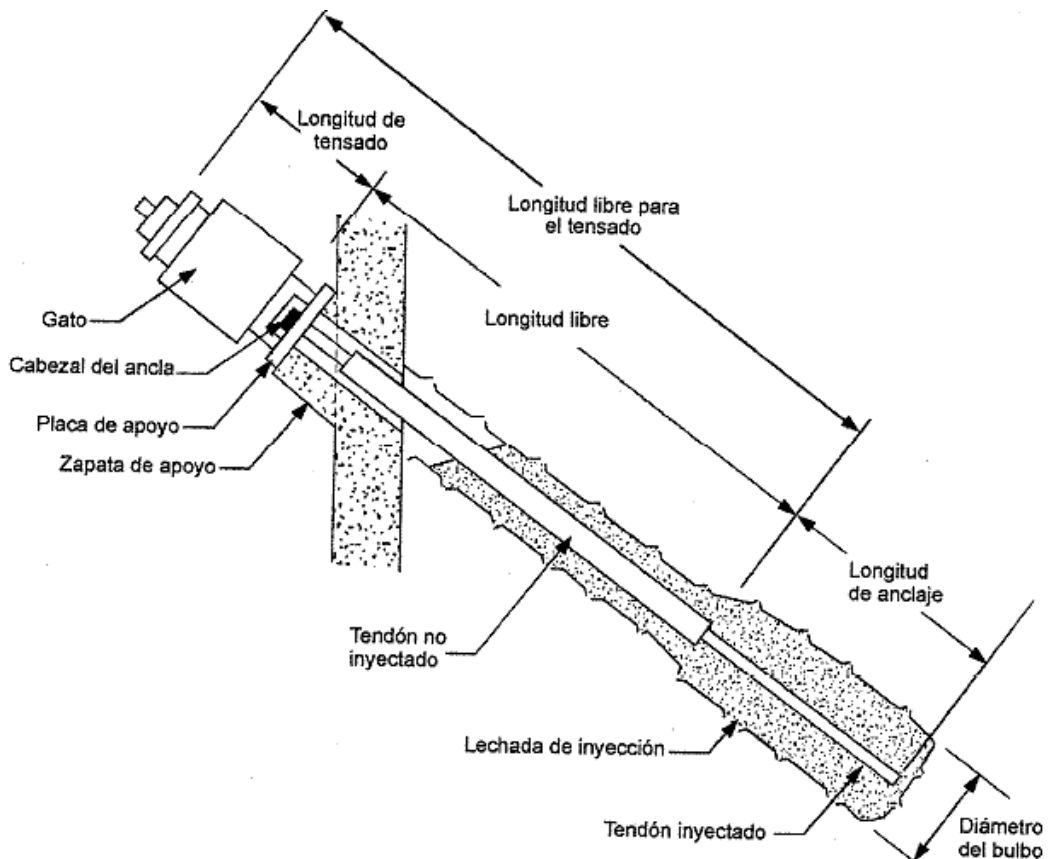


Figura 2.10 Principales componentes de un anclaje

Fuente: SOCIEDAD MEXICANA DE MECÁNICA DE SUELOS, A.C. Manual de Construcción Geotécnica, Tomo I

Partes auxiliares de un anclaje

Para poder proteger los anclajes y para lograr que su trabajo sea eficiente se requieren de los siguientes dispositivos auxiliares:

- a) *Cabeza y placa de apoyo.*- La cabeza es la parte de unión de la barra con la placa de apoyo. El acoplamiento cabeza-placa de apoyo puede estar constituido por tuercas en el caso de barras roscadas o bien por conos macho-hembra para cables. La placa de apoyo suele situarse sobre la plancha de reacción encargada de transmitir los esfuerzos al terreno.
- b) *Funda de protección.*- Es un tubo liso, comúnmente de PVC, dentro del cual se alojan los torones o las barras, en la longitud libre del barreno. Esta funda comienza en la boca del barreno y termina conectada firmemente al obturador o tapón, se rellena con lechada secundaria o bien, con grasa, para evitar la corrosión de las barras o los torones.
- c) *Tubo de inyección.*- Es un tubo provisto de mitones (una serie de agujeros cubiertos por bandas de hule), el tubo de inyección se coloca en el centro de la perforación y la lechada de inyección sale a través de esos agujeros. Los torones o barras de acero se instalan alrededor del tubo de inyección, el cual abarca toda la longitud del barreno, desde su boca hasta el fondo del mismo.
- d) *Obturador o tapón.*- Su función es sellar y aislar al bulbo de inyección del resto del orificio perforado. Está constituido por un tapón de hule por el cual pasa el tubo de inyección. El obturador se infla con aire para lograr un sello adecuado, lo cual se puede complementar inyectando el tramo superior del bulbo.
- e) *Separadores.*- Se trata de placas de material plástico con perforaciones circulares de sección circular o sección tipo “estrella”. El tubo de mitones pasa por la perforación central de los separadores y las barras por las perforaciones a su alrededor. Se colocan dentro del bulbo de inyección, a distancias suficientes para evitar que las barras se toquen entre sí durante su manejo y para evitar que toquen al tubo de inyección.

- f) *Centralizadores*.- Tienen la función es oprimir los cables o torones para evitar movimientos no deseados durante la instalación.

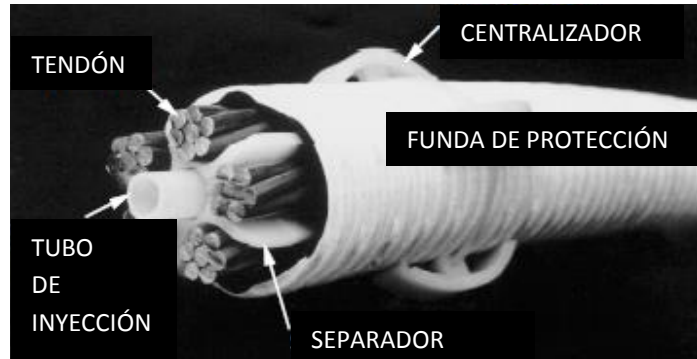


Figura 2.11 Corte típico de un anclaje

Fuente: <https://www.fhwa.dot.gov/engineering/geotech/pubs/if99015.pdf>

Tipos de bulbo de inyección

Los bulbos se pueden clasificar de acuerdo a la forma de inyección como se describe a continuación⁷:

Tipo A. Anclajes inyectados por gravedad. La inyección por gravedad se utiliza especialmente en taludes en roca sana o en suelos cohesivos duros. La resistencia depende de la unión entre la inyección y la roca.

Tipo B. Anclajes inyectados por presión. Anclajes inyectados a presiones menores de 1.02 MPa. El diámetro del bulbo se amplía cuando la lechada se infiltra en el suelo o en las fisuras de la roca. Se utilizan en roca fisurada o suelos granulares gruesos. La resistencia depende del cortante lateral y capacidad de soporte del área superior del bulbo.

Tipo C. Anclajes inyectados por presión por etapas. Anclajes inyectados a presiones de más de 2.03 MPa. El diámetro del bulbo aumenta por fractura hidráulica del suelo. Esta técnica se utiliza en suelos sin cohesión y en ocasiones

⁷ Clasificación según Littlejohn (1990)

en suelos cohesivos. Este es tal vez, el sistema de inyección más utilizado porque genera un bulbo de mayor tamaño en suelos.

Tipo D. Anclajes de bulbo taladrado de campanas múltiples. En la perforación se forman una serie de campanas, las cuales se inyectan por gravedad.

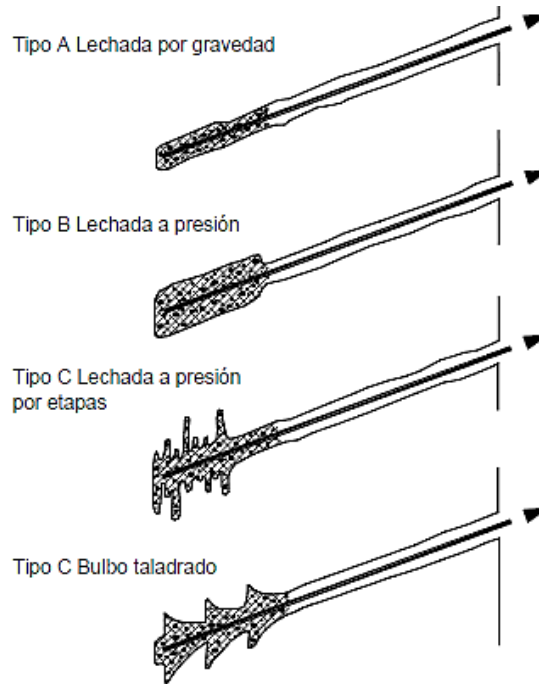


Figura 2.12 Tipos de bulbo de inyección

Fuente: SUAREZ, Jaime. Deslizamientos, técnicas de remediación.

Zona libre

Es la parte del anclaje que se encuentra desligada del terreno mediante vainas de PVC o metálicas, por lo que se puede deformar con total libertad al tensarse. La longitud libre de anclaje está comprendida entre la zona de aplicación de la fuerza de la cabeza y el bulbo. La longitud libre depende de varios factores, tales como:

- La posición del terreno al que se transmite la tensión
- La posición de la zona considerada como segura
- La densidad del terreno afectado por el anclaje
- La resistencia de la roca en la que se realiza el anclaje

Construcción de anclajes

El proceso de construcción de los anclajes afecta en gran forma el comportamiento del ancla. Las variaciones en el proceso de perforación e inyección tienen un efecto significativo⁸.

Un procedimiento básico de construcción⁹ es el siguiente:

- a) Perforar el hueco
- b) Insertar el tendón con un alineamiento adecuado
- c) Inyectar el bulbo a la presión requerida
- d) Tensionar el tendón
- e) Ensayar el tendón
- f) Asegurar el tendón a la carga especificada

2.4.2.9.3 OBRAS DE DRENAJE

- a) *Lloraderos y filtros de pie.*- Están constituidas por elementos que son tubos de plástico, perforados y revestidos con una tela de geotextil permeable (lloraderos). Tienen la función de permitir el escurrimiento de posibles acumulaciones de agua detrás del muro o pantalla. Debe verificarse que los lloraderos no se obstruyan. Se recomienda colocar lloraderos en la placa de hormigón armado. En ocasiones no se permite la colocación de lloraderos de acuerdo al objetivo de la estructura de contención.
- b) *Subdrenes horizontales.*- Se acostumbra instalar subdrenes horizontales profundos para el control de los niveles freáticos y evitar que se sature el área con refuerzos de tendones.
- c) *Drenaje superficial.*- Se recomienda un canal interceptor arriba del muro y de otro canal en el pie, con el objeto de controlar las aguas de escorrentía.

⁸ (Schnabel, 1982)

⁹ De acuerdo a Schaefer (1997)

2.4.2.10 CONSIDERACIONES CONSTRUCTIVAS PARA MUROS ANCLADOS

La excavación de muros anclados de hormigón armado para subsuelos de edificios se la ejecuta desde arriba hacia abajo, se realiza la construcción de los anclajes y la construcción del muro circundante al anclaje.

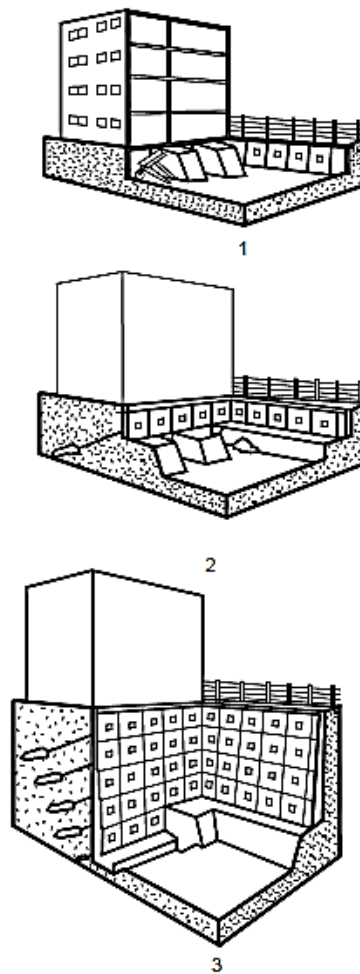


Figura 2.13 Procedimiento de construcción de un sótano con pantalla anclada

Fuente: SUAREZ, Jaime. Deslizamientos, Técnicas de remediación

Se recomienda utilizar equipos apropiados para causar el mínimo de alteraciones en la zona de trabajo. Evitar el uso aditivos para la lechada. Especialmente, deben evitarse agentes expansores y químicos que contengan cloruros. Debe evitarse la pérdida de lechada alrededor del tendón.

Perforación de un barreno con o sin revestimiento
de 75 - 150 mm de diámetro

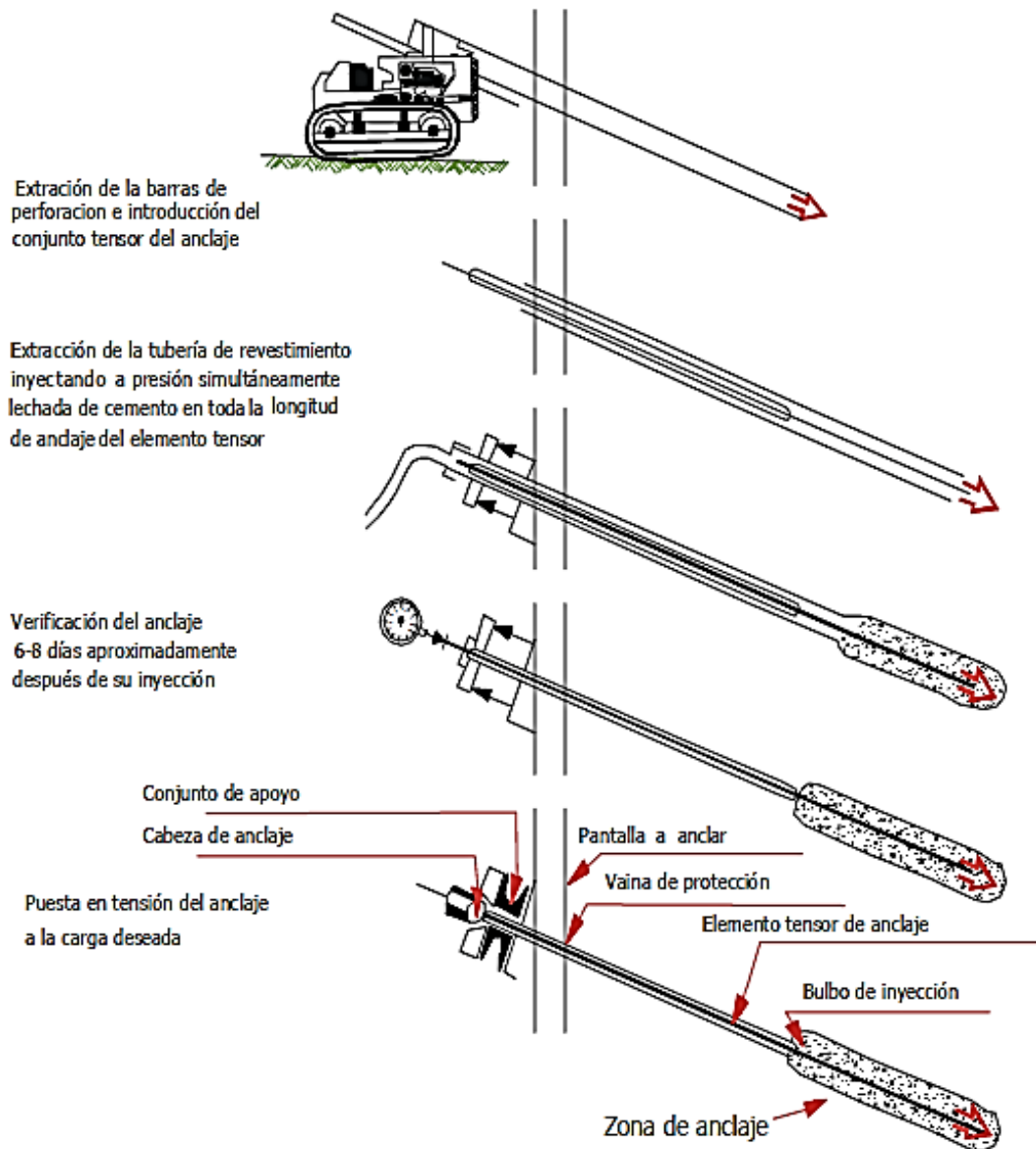


Figura 2.14 Diferentes etapas de la instalación del anclaje según Bauer

Fuente: UCAR NAVARRO, Roberto. Manual de anclajes en Obras de Tierras

Debe tenerse en cuenta que la colocación de las anclas puede afectar las estructuras de servicios cercanas y el derecho de uso de suelo de los vecinos cuyas estructuras o cimentación pueda ser afectada.

Los procesos son realizados en fases que se repiten a medida se profundiza en la excavación. Inicialmente se limita la excavación de la primera franja superior del

suelo, en la cual se perforan orificios a lo largo de la masa de suelo para la instalación e inyección de los anclajes. Posteriormente, en la siguiente fase de construcción del muro, surgen las diferentes etapas de colocación de refuerzo de la pantalla de revestimiento, la colocación del hormigón y posteriormente el tensado del anclaje una vez la pantalla ha obtenido la resistencia adecuada para realizar esta etapa. Este ciclo se realizará hasta obtener el nivel de excavación prevista en los planos.

2.4.2.11 ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS ANCLADAS

El análisis de muros anclados debe llevarse a cabo haciendo referencia a los posibles modos de falla que se pueden presentar, por lo mismo, el objetivo del diseño es lograr que la estructura sea segura ante todos los modos potenciales de falla. El resultado final debe resultar en un proyecto que, además de lo anterior, sea realizable dentro de las limitaciones económicas y operativas que normalmente existen en toda obra de Ingeniería Civil.

El diseño de muros anclados puede realizarse utilizando varios procedimientos, como por ejemplo el método de la cuña anclada o la utilización de análisis de estabilidad de taludes por los procedimientos de Bishop o de Janbu. Algunos diseñadores recurren a la teoría de presión de tierra de Rankine o Coulomb para calcular las presiones sobre los muros anclados, sin embargo, estas teorías dan resultados totalmente aislados de la realidad porque no tienen en cuenta los elementos geotécnicos en los suelos residuales.

Para realizar análisis de los empujes sísmicos sobre las estructuras de contención los calculistas recurren a metodologías como la de Mononobe-Okabe, la cual corresponde a una extensión de la teoría de Coulomb. En este método se incorporan de manera pseudoestática las aceleraciones que representan el movimiento sísmico que se quiere aplicar a la estructura. Posteriormente, por equilibrio de fuerzas se encuentra el empuje pseudoestático resultante.

La FHWA¹⁰ recomienda tener en cuenta las siguientes consideraciones especiales en el diseño de estructuras ancladas:

- a) *Estimar los desplazamientos.*- Se deben calcular las deformaciones de la masa de suelo y los movimientos diferenciales en las pantallas.
- b) *Diseñar con resistencia a la corrosión.*- La mayoría de las fallas de corrosión ocurren en el anclaje, cerca de la pantalla.
- c) *Calcular correctamente las fuerzas de deslizamiento.*- Las fuerzas inducidas deben calcularse con un factor de seguridad adecuado.
- d) *Tener en cuenta las cargas externas.*- Las cargas generadas por las vías, puentes, edificaciones aledañas y otras deben sumarse a las cargas del suelo.
- e) *Diseño sísmoresistente.*- Las estructuras pretensadas son muy vulnerables a la acción de las cargas sísmicas.
- f) *Diseño de la fachada.*- La pantalla, zapatas o muro exterior deben diseñarse para capacidad de soporte y para punzonamiento.
- g) *Etapas en el proceso constructivo.*- En el diseño deben tenerse en cuenta las cargas en las diversas etapas del procedimiento constructivo.

Un diseño económico y eficiente se obtiene generalmente cuando el contratista es quien puede seleccionar el tipo de anclaje, su capacidad y el método de construcción.

Secuencia de cálculo para el diseño

El diseño de anclajes debe seguir una secuencia¹¹ con el fin de obtener valores realistas de las fuerzas actuantes. Los elementos que deben diseñarse se detallan a continuación y todos deberán contar con factores de seguridad adecuados, además

¹⁰ (Weatherby, 1998)

¹¹ SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA DE SUELOS, A.C., (2002); Manual de Construcción Geotécnica, Pág. 267

su trabajo conjunto debe garantizar la estabilidad global de la excavación, talud o corte.

- **Diseño Geotécnico**

- a) *Análisis de estabilidad.*- El diseño inicia con el cálculo del factor de seguridad (FS) del talud sin anclaje, si el FS resulta escaso se determina la fuerza de anclaje necesaria para llevarlo a valores adecuados (comúnmente $FS > 1.5$ en taludes temporales y $FS > 2$ en taludes permanentes). Dependiendo de la geometría y las condiciones estratigráficas se propone un número de niveles de anclaje. La capacidad del ancla se determina dividiendo la fuerza total de anclaje necesaria entre el número de niveles, que se divide a su vez entre la separación entre anclas propuesta.
- b) *Empujes sobre elementos de retención.*- Para estabilizar excavaciones verticales, la fuerza de anclaje necesaria se determina a partir de diagramas de empujes semiempíricos que dependen del tipo de suelo y del tiempo de permanencia del corte.
- c) *Longitud del bulbo inyectado.*- Esta longitud debe garantizar que las fuerzas de fricción en el contacto entre el medio circundante y el bulbo inyectado sean las requeridas. En estos cálculos se debe tener presente que las fuerzas de fricción dependen de la presión del mortero inyectado.
- d) *Posición del bulbo inyectado respecto de la superficie de falla potencial.*- La instalación de anclas sólo tiene sentido cuando las fuerzas que proporcionan se aplican fuera de la masa que potencialmente puede deslizarse.
- e) *Estabilidad de las zapatas de apoyo.*- Debe comprobarse que la capacidad de carga en la cara del talud sea suficiente para soportar la presión transmitida por el ancla, de igual forma se revisará que la componente tangencial de la fuerza de anclaje pueda ser soportada por la fricción entre la capa de hormigón y la superficie del talud.

f) *Apoyo del elemento de retención.*- Debe verificarse la capacidad de carga en la estructura de soporte para evitar la penetración en el estrato de apoyo.

- **Diseño Estructural**

a) *Barras, cables o torones de acero.*- Se debe determinar su sección y su número, en función de la calidad y características del acero disponible.

b) *Morteros con los cuales se rellena el barreno.*- Debe garantizarse que la adherencia entre las anclas y el mortero sea suficiente.

c) *Zapatas de apoyo.*- Las fuerzas de tensión que trasmite el ancla implican reacciones a compresión que deben ser resistidas por estas zapatas de apoyo.

d) *Estructuras para la distribución de cargas.*- En algunos proyectos conviene ligar las zapatas de apoyo a una retícula de trabes de hormigón reforzado con las cuales se logra una mejor distribución de las cargas transmitidas por las anclas en la cara expuesta del talud. En tablestacados suelen colocarse vigas hincadas a las que llegan los extremos de los tendones o torones.

e) *Estructura de retención propiamente dicha.*- En el caso de tablestacados o muros armados en cantilever debe conocerse la distribución de elementos mecánicos a lo largo de toda su altura. Asimismo, en suelos es común colocar una corteza de hormigón lanzado a manera de diafragma que debe ser capaz de soportar el empuje para transmitirlo a las anclas; en este caso, la liga estructural se hace mediante las zapatas y/o placas de apoyo.

2.4.2.12 PROCESO DE CONSTRUCCIÓN DE MUROS ANCLADOS

1) Excavación de la franja superior de suelo

Normalmente la excavación iniciará con la utilización de maquinaria pesada y se realiza hasta unos centímetros por debajo de la posición prevista para el primer

nivel de anclaje. La profundidad de esta capa y de todas las capas posteriores a excavarse, dependen de las características cohesivas del suelo, ya que este debe permanecer estable el tiempo que el constructor considere necesario.

El borde de la cara de la excavación debe ser moderadamente suave y no irregular, de manera que al momento de fundar la pantalla de revestimiento se evite usar grandes cantidades de hormigón. Si se encuentra en el suelo rocas de tamaño moderado o cantos rodados, puede que se requiera complementar la excavación mecánica mediante métodos manuales.

2) Perforación de orificios para primer nivel de anclajes

La perforación debe garantizar una superficie rugosa entre el suelo y el cementante a lo largo del bulbo. Es importante garantizar que no haya colapso de las paredes de la excavación para que la adherencia de la mezcla se haga con el suelo natural intacto. La perforación debe limpiarse adecuadamente.

El anclaje debe colocarse lo más rápido posible después de terminada la perforación y en ningún caso la demora debe ser superior a 24 horas. El diámetro del hueco de perforación generalmente es determinado por el tipo de equipo disponible. El diámetro debe ser de tal tamaño que permita la inserción del perno sin necesidad de forzarlo. Un hueco de gran tamaño no mejora el diseño y puede resultar en costos innecesarios de perforación. Se debe elegir el sistema de perforación más adecuado en función del tipo de terreno, de cara a la movilización de la resistencia del anclaje.

3) Instalación de los tirantes o anclajes del primer nivel

Se suele instalar frecuentemente varillas centradas de alta resistencia a la tensión, de diámetro apropiado, en los orificios previamente perforados. Las varillas colocadas son roscadas en la parte exterior para facilitar su proceso de tensado y sujeción. Para conseguir que el refuerzo de los anclajes se mantenga sin contacto

con el suelo excavado se utilizan separadores transversales cada cierta distancia. También se puede optar por la colocación de cables como tendones. Estos cables están compuestos por hilos de alambre de acero con altas resistencias. Además, se puede colocar anclajes especiales de varillas cuya resistencia a la tensión sea más alta que 60 MPa y 75 MPa, respectivamente. Es importante que todos los anclajes vayan protegidos adecuadamente contra la corrosión, sin distinción de tipo.

4) Colocación de inyección de lechada

Se ubica el tirante en la perforación y se inyecta el mortero a presión hasta la zona de sello. Si se produce una pérdida considerable de inyección es necesario reducir la presión de inyección. La parte inicial del tirante ha sido previamente aislada con el objeto de evitar su cementación en el suelo (todo el cuerpo debe estar protegido contra la corrosión). El mortero inicia el período de fraguado especificado, y no debe tensarse hasta que termine ese proceso.

La mezcla se realiza comúnmente con cemento sin contracción y agua en una relación agua/cemento que varía de 0.4 a 0.55 ¹² con cemento tipo I, la cual obtiene resistencias hasta de 21 MPa. Esta relación produce una lechada que puede ser bombeada por el orificio del perno y al mismo tiempo producir resistencia alta, con un mínimo de exudación de agua de la mezcla. Se pueden agregar productos químicos especiales para reducir la contracción y exudación y para incrementar la viscosidad.

5) Colocación de refuerzo en la pantalla

Durante el armado del refuerzo se colocan elementos de soporte que le dan cierta estabilidad. Asimismo se colocan ganchos que permiten mantener uniformemente la separación de las caras de la parrilla.

¹² (Sabatini y otros, 1999)

Generalmente se utilizan varillas de diámetros comerciales y uso frecuente (3/8" a 3/4"). Corresponde al proyectista determinar en las especificaciones y en los planos de cada proyecto, los detalles relativos al diámetro de las varillas, separación vertical y horizontal, separaciones entre caras (si hay más de una) y el espesor del recubrimiento anterior y posterior.

6) Construcción de la pantalla de revestimiento con hormigón armado u hormigón lanzado

Se trata de una técnica en la cual se aplica sobre la superficie a proteger, un mortero de hormigón ya sea mezclado o neumáticamente lanzado con la ayuda de aire comprimido. Se recomienda que la relación Agua/Cemento sea menor de 0.45, ya que se produce una alta resistencia, alta durabilidad, baja permeabilidad y se reduce el contenido de aire atrapado en la mezcla.

El proceso de proyección comienza impregnando la superficie del talud con agua impulsada por aire, a través de la manguera de proyección, con el fin de humedecerla y no permitir que la superficie absorba el agua de la mezcla, evitando la deshidratación del hormigón. Luego se proyectará la mezcla hasta obtener el flujo más continuo posible. Estas actividades se repiten para cada nivel del muro a construir.

7) Tensionado del anclaje

El tensado del anclaje se debe realizar cuando se haya obtenido una resistencia mínima de 25 MPa en la mezcla. El gato o equipo de tensado debe tener capacidad para por lo menos 1.8 veces la carga de diseño¹³. El método común de tensionamiento consiste en utilizar un gato hidráulico con un hueco cilíndrico central que permite aplicar la carga en forma precisa y axial. La tensión máxima que se coloque al tendón debe ser menor del 80% de la carga de falla nominal última.

¹³ Geotechnical Control Office, 1989

Cuando se tensiona un anclaje es importante chequear que la carga de diseño realmente haya sido colocada, utilizando el procedimiento del Post Tensioning Institute. El procedimiento consiste en una recarga secuencial cíclica hasta una carga máxima del 150% de la carga de diseño, midiendo la deflexión de la cabeza del anclaje a medida que es tensionado.



Figura 2.15 Fotografía de la aplicación de muros anclados en la construcción de subsuelos de un edificio en la ciudad de Quito.

2.5 HIPÓTESIS

La investigación sobre el análisis y diseño de muros anclados de hormigón armado permitirá determinar cómo pueden ser aplicados en la estabilización de excavaciones profundas de subsuelos.

2.6 SEÑALAMIENTO DE VARIABLES DE LA HIPÓTESIS

2.6.1 VARIABLE INDEPENDIENTE

Análisis y diseño de muros anclados de hormigón armado.

2.6.2 VARIABLE DEPENDIENTE

Estabilización de excavaciones profundas de subsuelos.

CAPITULO III

METODOLOGÍA

3.1 MODALIDAD BÁSICA DE LA INVESTIGACIÓN

3.1.1 ENFOQUE

El enfoque que se dará a la presente investigación es cuantitativo, porque se centrará en el uso de datos numéricos para realizar cálculos destinados a un análisis y diseño de una estructura lo cual ayudará a la verificación de la hipótesis.

3.1.2 MODALIDAD

De campo: Porque buscará obtener información sobre los conocimientos que poseen los estudiantes y maestros del área de estructuras sobre el tema de muros de contención y muros anclados de hormigón armado específicamente.

Bibliográfica: Porque la investigación tendrá el sustento bibliográfico que se encuentre acerca del tema, como son: libros, investigaciones, documentos técnicos y tesis realizadas y que puedan servir como apoyo para el tema que se va a desarrollar.

3.2 NIVEL O TIPO DE INVESTIGACIÓN

Nivel exploratorio.- Ya que permite un estudio mediante una metodología que ayude a acercarse al problema de investigación mediante la bibliografía encontrada y de esta manera determinar el método más idóneo para determinar el análisis y diseño de un muro anclado.

Nivel descriptivo.- Una vez realizado el nivel exploratorio de la investigación se puede proyectar una ruta adecuada de cálculo teniendo en cuenta conocimientos

más específicos de la materia relacionada, y así interpretar en forma cuantitativa los resultados obtenidos de la investigación.

Nivel asociación de variables.- Nos permite evaluar el comportamiento de una variable en función de la otra y obtener conclusiones.

Nivel explicativo.- Con lo expuesto anteriormente, se presentan y explican los resultados obtenidos de la investigación.

3.3 POBLACIÓN Y MUESTRA

3.3.1 POBLACIÓN

La población a tomar en cuenta para la presente investigación la conforman los estudiantes del décimo semestre de la carrera de Ingeniería Civil, facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Ambato.

3.3.1 MUESTRA

El universo completo a tener en cuenta es de 60 alumnos de décimo nivel. Como se considera por el investigador que es una población finita pequeña la que se va a tomar en cuenta en la presente evaluación no se ha tomado muestra.

3.4 OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

3.4.1 VARIABLE INDEPENDIENTE: Análisis y diseño de muros anclados de hormigón armado.

CONCEPTUALIZACIÓN	DIMENSIÓN	INDICADORES	ITEMS BÁSICOS	TÉCNICA E INSTRUMENTOS
El análisis y diseño tiene que ver con el cálculo para hallar la sección que va a tener nuestra estructura así como el refuerzo de acero necesario.	Elemento estructural	Cálculo manual de muros anclados	¿Qué tipo de cálculos son necesarios?	Investigación
	Uso de una hoja electrónica de cálculo	Rapidez Eficiencia Seguridad	¿Saber la forma en que se deben ingresar datos?	Informática
	Uso de una hoja electrónica de cálculo	Introducción de fuerzas sísmicas al modelo de un muro	¿Qué tipo de análisis de una estructura se puede hacer en base a un modelo?	Informática
	Revisión del modelo calculado	Interpretación de los resultados obtenidos para evaluar la eficacia del modelo	¿Qué tipo de resultados podemos obtener en base a un modelo y cómo nos ayuda?	Observación y Criterio

3.4.2 VARIABLE DEPENDIENTE: Estabilización de excavaciones profundas de subsuelos.

CONCEPTUALIZACIÓN	DIMENSIÓN	INDICADORES	ITEMS BÁSICOS	TÉCNICA E INSTRUMENTOS
Comprende la interpretación de los resultados obtenidos mediante el análisis y diseño del muro anclado que quieren aplicarse como solución en la construcción de los subsuelos de un edificio.	Elemento estructural	Dimensiones del muro	¿Qué dimensiones se necesitan para el muro según el cálculo realizado en la hoja electrónica?	Informática
	Análisis del modelo obtenido	Dimensiones del muro	¿Se dispone de algún programa de computadora que realice un análisis para afinar de forma rápida el modelo obtenido del muro anclado?	Informática
	Diseño estructural final	Dimensiones finales para la construcción del muro anclado	¿Cuál es el dimensionamiento final y la armadura que necesita el muro anclado para resistir todas las solicitaciones sísmicas que puedan ocurrir?	Informática

3.5 PLAN DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN

Preguntas Básicas	Explicación
1) ¿Para qué?	<ul style="list-style-type: none">- Determinar qué son muros anclados de hormigón armado y cuál es su uso práctico- Encontrar la forma cómo se calcula los muros anclados y los elementos que lo conforman- Realizar una aplicación informática mediante el uso de una hoja electrónica para realizar un cálculo rápido y fácil de muros anclados de hormigón armado
2) ¿De qué personas u objetos?	<ul style="list-style-type: none">- Docentes del área de estructuras de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, carrera de Ingeniería Civil- Estudiantes de décimo semestre de la carrera de Ingeniería Civil de la FICM de la UTA
3) ¿Sobre qué aspectos?	<ul style="list-style-type: none">- Análisis de muros anclados de hormigón armado- Diseño de muros anclados de hormigón armado
4) ¿Quién o quiénes?	Carlos Rosero Freire, el investigador
5) ¿Cuándo?	Durante el periodo Diciembre 2013 – Abril 2014
6) ¿Dónde?	En la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato, ubicada en la ciudad de Ambato, provincia de Tungurahua,

República del Ecuador.

- 7) ¿Cuántas veces se aplicará el instrumento? Una sola vez toda la población
- 8) ¿Cómo se redactará la información? Aplicando encuestas
- 9) ¿Con qué instrumentos? Cuestionario

3.6 PLAN DE PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN

Una vez realizada la recolección de información a los estudiantes se tabularán las encuestas de modo separado, pregunta por pregunta, las cuales se las presenta a manera de tablas y gráficas en porcentaje de las mismas y que permitan verificar la hipótesis y presentar conclusiones y recomendaciones en base a los resultados obtenidos.

CAPITULO IV

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

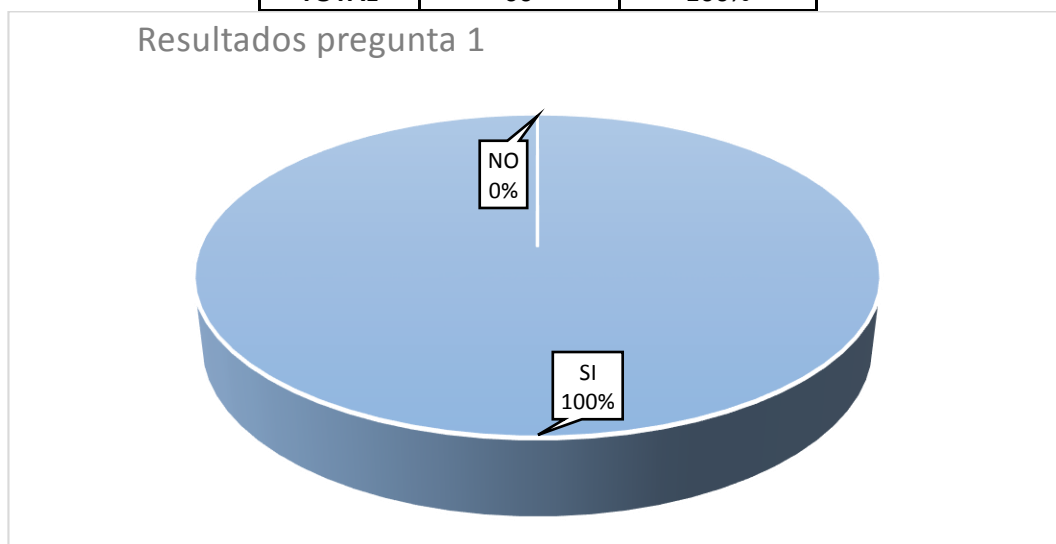
4.1 ANÁLISIS DE RESULTADOS

Una vez que se ha realizado las encuestas a los estudiantes de décimo nivel de la carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Ambato y se ha hecho la respectiva tabulación de datos obtenidos, se muestran los resultados en gráficos tipo pastel de las respuestas proporcionadas por los encuestados para determinar si es viable la investigación bajo el título de “ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS ANCLADOS DE HORMIGÓN ARMADO Y SU APLICACIÓN EN LA ESTABILIZACIÓN DE EXCAVACIONES PROFUNDAS DE SUBSUELOS”.

4.1.1 REPRESENTACIÓN DE RESULTADOS

Pregunta 1: ¿Sabe usted qué son muros de contención?

RESPUESTA	ENCUESTADOS	PORCENTAJE
SI	60	100.00%
NO	0	0.00%
TOTAL	60	100%

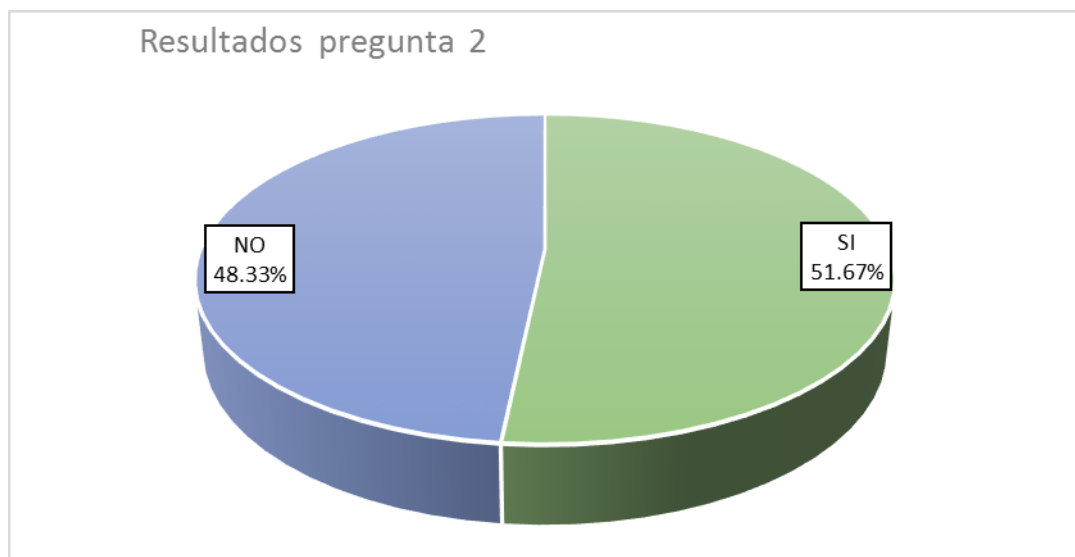


Conclusión:

El 100% de los encuestados tiene claro lo que son muros de contención.

Pregunta 2: ¿Conoce usted cuántos tipos de muros de contención existe?

RESPUESTA	ENCUESTADOS	PORCENTAJE
SI	31	51.67%
NO	29	48.33%
TOTAL	60	100%

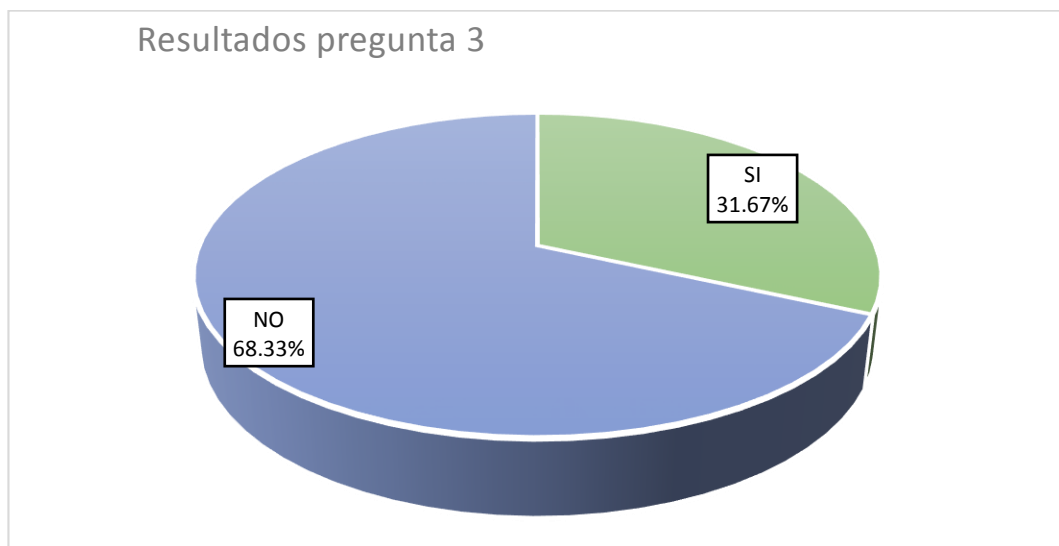


Conclusión:

El 51.67% de los encuestados afirma conocer los tipos de muros de contención existentes.

Pregunta 3: ¿Conoce usted de que se trata el tema de muros anclados de hormigón armado?

RESPUESTA	ENCUESTADOS	PORCENTAJE
SI	19	31.67%
NO	41	68.33%
TOTAL	60	100%

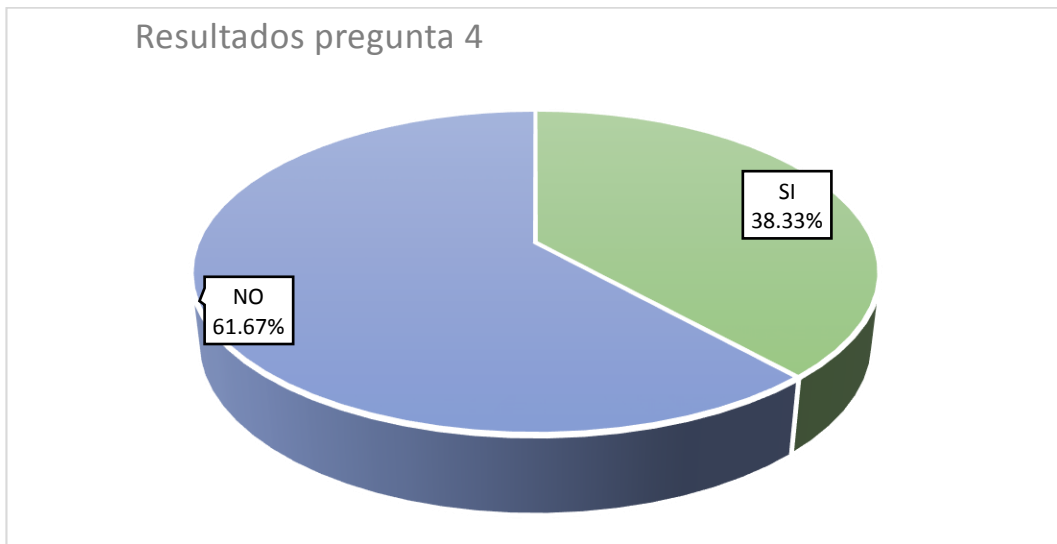


Conclusión:

La mayoría de los encuestados, un 68.33%, manifiesta que no conoce sobre lo que trata el tema de muros anclados.

Pregunta 4: ¿Conoce usted las aplicaciones o usos que se pueden dar para los muros anclados?

RESPUESTA	ENCUESTADOS	PORCENTAJE
SI	23	38.33%
NO	37	61.67%
TOTAL	60	100%

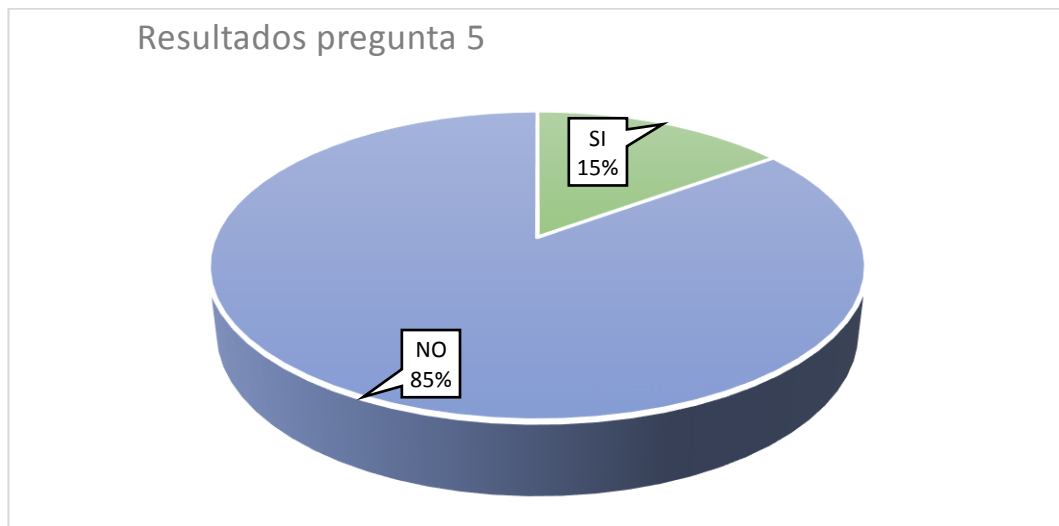


Conclusión:

El porcentaje sobre las personas que dicen conocer sobre muros anclados cuando se les preguntó sobre las aplicaciones o usos que se les puede dar a dichos muros fue de una mayoría del 61.67% que dio una respuesta negativa a esta pregunta.

Pregunta 5: ¿Conoce usted el procedimiento para el análisis y diseño de muros anclados de hormigón armado?

RESPUESTA	ENCUESTADOS	PORCENTAJE
SI	9	15.00%
NO	51	85.00%
TOTAL	60	100%

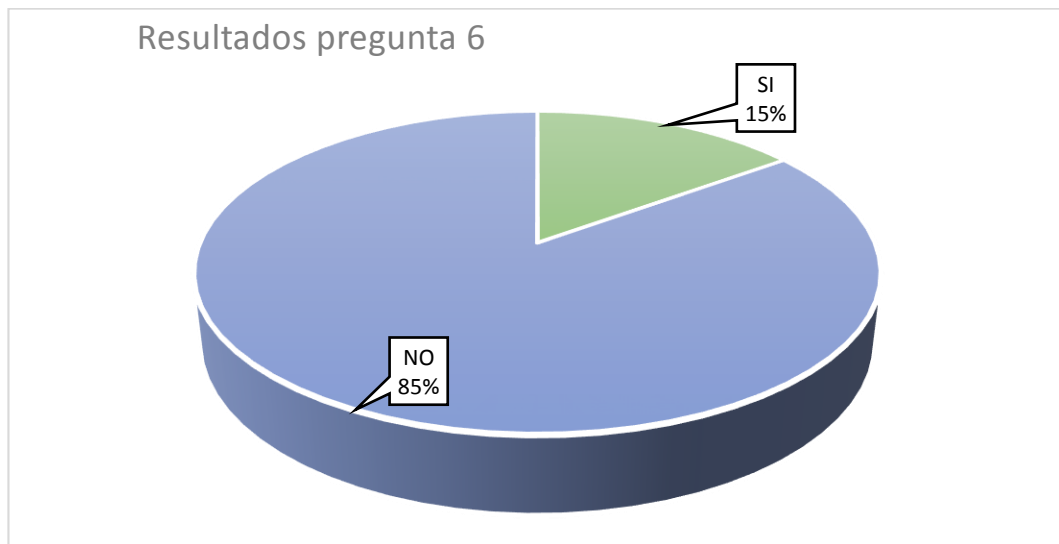


Conclusión:

En esta pregunta, a pesar de que hay una mayoría que afirmó conocer de qué se trata el tema de muros anclados, se demuestra que sólo un 15% conoce un procedimiento para el análisis y diseño de muros anclados de hormigón armado.

Pregunta 6: ¿Aplica usted algún software especializado para resolver problemas de muros anclados de hormigón armado?

RESPUESTA	ENCUESTADOS	PORCENTAJE
SI	9	15.00%
NO	51	85.00%
TOTAL	60	100%

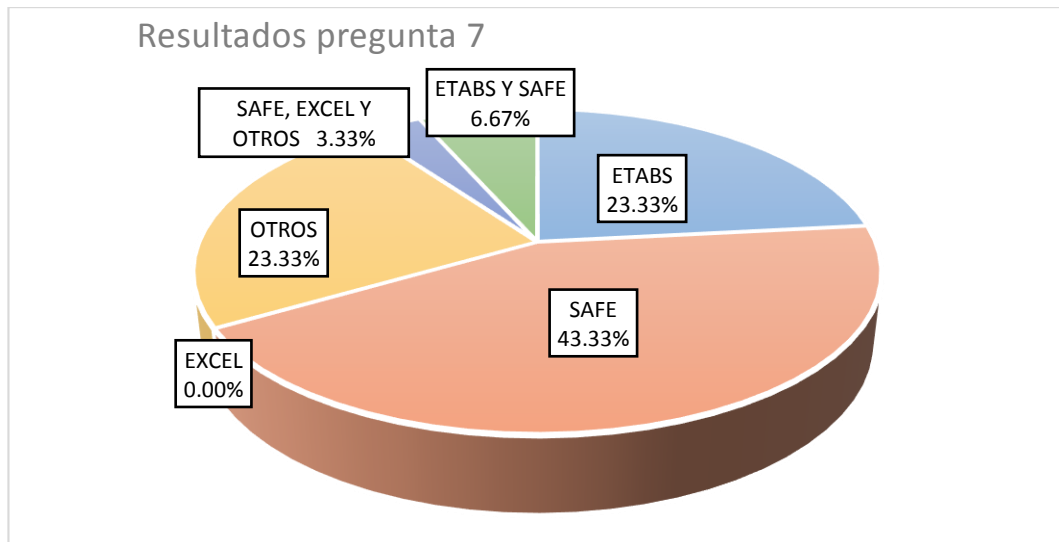


Conclusión:

En esta pregunta se coincide que sólo un 15% de los encuestados ha aplicado algún tipo de software para resolver problemas relacionados a los muros anclados.

Pregunta 7: De las herramientas computacionales que se aprenden en la universidad, ¿cuál cree usted que es el más adecuado para el cálculo de muros anclados?

RESPUESTA	ENCUESTADOS	PORCENTAJE
ETABS	14	23.33%
SAFE	26	43.33%
EXCEL	0	0.00%
OTROS	14	23.33%
SAFE, EXCEL Y OTROS	2	3.33%
ETABS Y SAFE	4	6.67%
TOTAL	60	100%

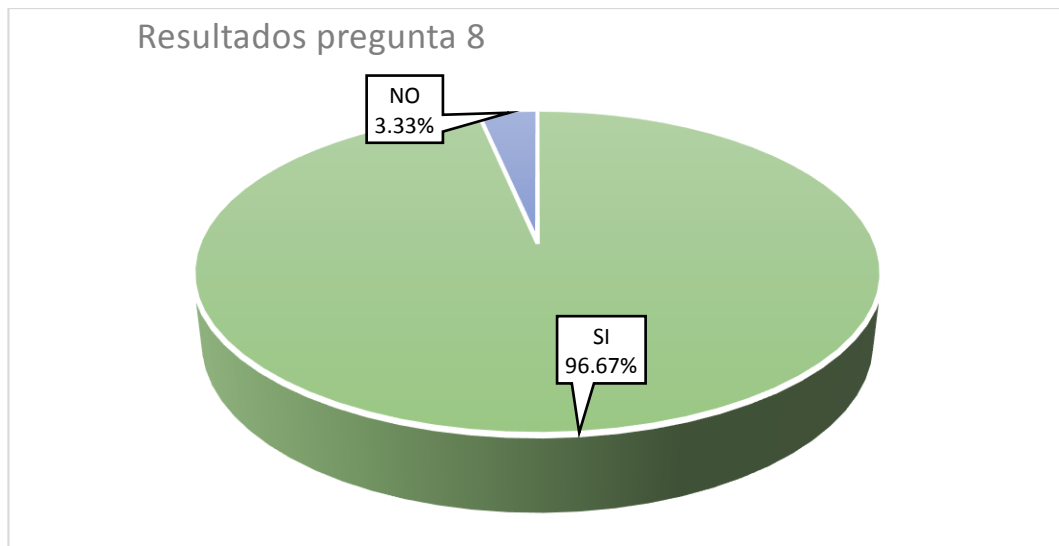


Conclusión:

Para esta pregunta hubo gran variedad de respuestas, de los encuestados sobre cuál sería la herramienta computacional más adecuada para realizar un cálculo de muros anclados un 23.33% afirmó que con el programa ETABS, el 43.33% con SAFE, el 0.00% EXCEL y el 23.33% otro tipo de software, sin embargo también se dieron también respuestas distintas como las de un 3.33% que contestó con SAFE, EXCEL y OTROS, y un 6.67% con ETABS y SAFE.

Pregunta 8: ¿Cree usted que es importante el conocer el proceso manual de cálculo de un elemento estructural, antes de que este sea calculado por computador?

RESPUESTA	ENCUESTADOS	PORCENTAJE
SI	58	96.67%
NO	2	3.33%
TOTAL	60	100%

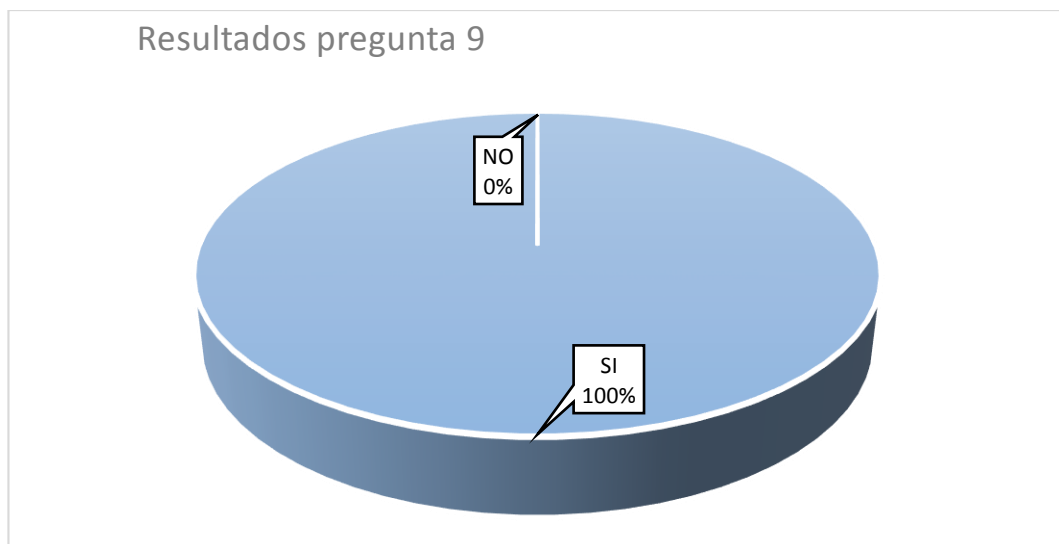


Conclusión:

Sobre lo importante de conocer acerca del proceso manual de cálculo de muros anclados antes de usar un programa informático, una gran mayoría del 96.67% manifestó que si es importante, frente a solo un 3.33% que negó la importancia de saber cómo se debe calcular manualmente.

Pregunta 9: ¿Considera conveniente la creación de una aplicación informática que permita un fácil ingreso de información y un rápido cálculo de muros anclados adaptado a las necesidades nacionales?

RESPUESTA	ENCUESTADOS	PORCENTAJE
SI	60	100.00%
NO	0	0.00%
TOTAL	60	100%



Conclusión:

Finalmente, la totalidad de los encuestados consideró conveniente la creación de una aplicación informática que permita un fácil ingreso de información y un rápido cálculo de muros anclados adaptado a las necesidades nacionales.

4.2 INTERPRETACIÓN DE DATOS

ASPECTO EVALUADO	INTERPRETACIÓN
Muros de contención.	Todos los estudiantes de décimo semestre tienen claro lo que es un muro de contención.
Tipos de muros de contención.	Un poco más de la mitad de alumnos afirma conocer sobre todos los tipos de muro.
Definición de muros anclados y sus aplicaciones o usos.	Un porcentaje mayoritario de estudiantes encuestados afirma conocer sobre el tema de muros anclados, aunque no tienen una clara idea sobre las aplicaciones o usos que se pueda dar a los mismos.
Procedimiento de análisis y diseño de muros anclados de hormigón armado e importancia sobre el cálculo de los mismos.	A pesar de que se manifiesta el conocimiento sobre la definición de muros anclados, al no tener claro las aplicaciones o usos que se pueden dar a estos muros, una gran mayoría de estudiantes encuestados de décimo semestre manifestaron el desconocer el procedimiento para el análisis y diseño de muros anclados de hormigón armado así como la importancia de conocer el proceso manual de cálculo de dichos muros.
Herramientas computacionales ocupadas en la universidad y manejo de este software para el cálculo de muros anclados.	Casi la mitad de los alumnos encuestados afirmaron que se podrían calcular problemas relacionados a muros anclados mediante el uso del programa SAFE, sin embargo dicho software está desarrollado para el cálculo y diseño de losas y cimentaciones, mas no para calcular algún tipo de muro de contención. Cerca de una cuarta parte señaló que el programa que se podría utilizar para el cálculo de muros anclados es el ETABS, y si bien es cierto que por los elementos que maneja este software se podría hacer un cálculo de muros, el proceso sería un poco complejo y se necesitaría tener en cuenta muchos parámetros que se manejan dentro de este programa para que el cálculo se acerque a la realidad.

	<p>Otra cuarta parte de alumnos señalaron que otro tipo de software sería el indicado, lo cual apunta a una clara idea para utilizar especializado para el cálculo de muros, a ejemplo se puede citar el programa Cype el cual posee un módulo para el cálculo de muros con anclajes.</p> <p>Realmente nadie ha tomado en cuenta el uso de una hoja electrónica como Excel por ejemplo, que si bien no es un programa en sí que cumpla una función específica de cálculo de elementos de una construcción, nosotros podemos realizar una aplicación práctica en base a los cálculos que realizamos manualmente para en un futuro agilizar el proceso de cálculo y presentar memorias técnicas de calidad sobre cualquier tipo de elemento que queramos calcular en base a procesos manuales que hayamos investigado, estudiado y aprendido.</p>
<p>Creación de una aplicación informática para facilitar el cálculo una vez aprendido el tema de muros anclados.</p>	<p>En su totalidad los estudiantes de décimo semestre encuestados manifestaron que sería conveniente como aspecto anexo al cálculo manual de muros anclados de hormigón armado, que se cree una aplicación que permita un fácil ingreso de información y un rápido cálculo de muros anclados adaptado a las necesidades nacionales</p>

4.3 VERIFICACIÓN DE LA HIPÓTESIS

Una vez analizados los resultados de las encuestas se determina que se desconoce el proceso de análisis y diseño de muros anclados y las aplicaciones de los mismos como es el uso en estabilización de excavaciones profundas de subsuelos, por lo cual se valida la hipótesis de la presente investigación, así como se señala que sería también un aporte importante el desarrollar una aplicación informática sobre el proceso de cálculo a utilizarse.

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

Una vez que se ha verificado la hipótesis se presenta las siguientes conclusiones:

- Aunque entre los estudiantes que están terminando la carrera de Ingeniería Civil se tiene una idea clara de lo que son los muros de contención, se desconoce sobre el tema específico de muros anclados, su definición, análisis y diseño, así como los usos determinados que se puede dar a este tipo de muros, como es el caso de la estabilización de excavaciones profundas de subsuelos.
- Está claro que se utilizan en la actualidad los programas de computador para ayudarnos a resolver rápidamente los problemas de cálculo estructural, sin embargo al no conocer el estudiante sobre los muros anclados, tampoco tiene claro que programa informático que debe utilizar para resolver este tipo de estructura.
- Dentro de las muchas actividades de cálculo de diversas estructuras, varias veces se recurre al programa de hoja electrónica para automatizar cálculos, sin embargo al momento de encuestar sobre el uso de programas como Excel no se lo toma en cuenta como un instrumento de ayuda para automatizar cálculos y obtener mejores dimensionamientos que nos permitirían trabajar con diseños más óptimos y en un menor tiempo.
- Los estudiantes afirman la importancia de conocer sobre el análisis y diseño de muros anclados así como el contar con una aplicación informática que ayude al cálculo de este tipo de elementos, por lo cual se considera interesante el trasladar los procedimientos manuales hacia una hoja electrónica en la que se puedan calcular fácil y rápidamente los muros anclados.

5.2 RECOMENDACIONES

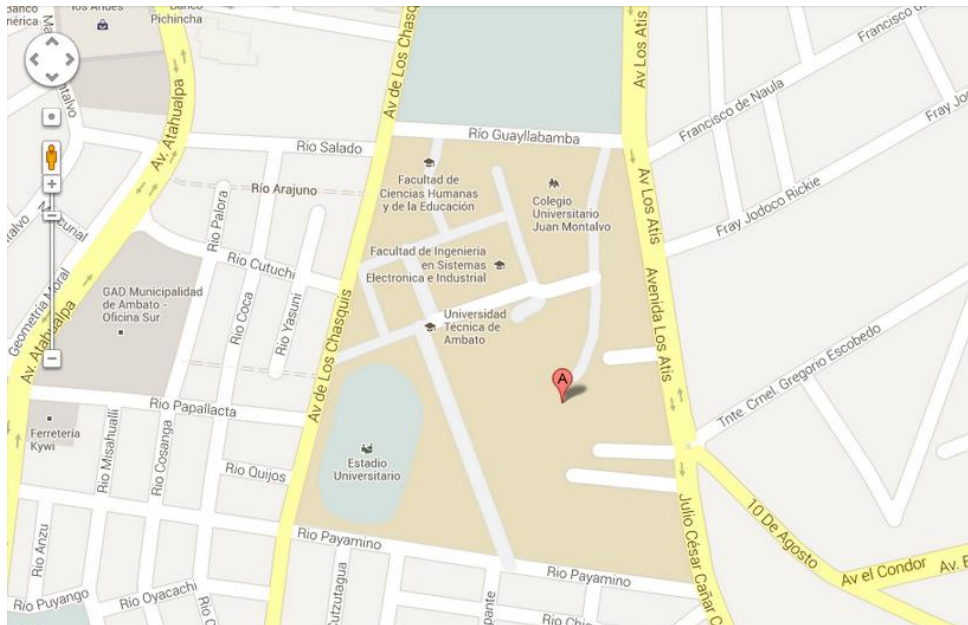
- Se recomienda que se facilite el presente trabajo de investigación principalmente a los estudiantes de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Ambato como una guía que pueda aportar de alguna forma para conocer los procedimientos que se necesitan para calcular muros anclados aplicados a la estabilización de excavaciones profundas de subsuelos.
- El uso de programas de computadora debe ir de la mano con un conocimiento sólido de los resultados que se espera obtener, ya que ingresar datos a un computador puede ser una tarea sencilla, pero un verdadero estudio de las estructuras es el que nos permite interpretar los resultados para llevarlos a la construcción real.
- Es importante tomar en consideración los códigos actuales al momento de realizar el análisis y diseño de muros anclados así como de cualquier tipo de estructura.

CAPITULO VI

PROPUESTA

6.1 DATOS INFORMATIVOS

La presente investigación se realizará en la Universidad Técnica de Ambato en la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica ubicada en la parroquia Huachi Chico, en las calles Av. De los Chasquis y Río Payamino, en el Cantón Ambato, provincia de Tungurahua.



6.2 ANTECEDENTES DE LA PROPUESTA

Debido a lo amplio que es el tema de muros de contención no es posible estudiarlo por completo dentro de la planificación brindada en la malla curricular, por lo cual temas específicos como el estudio de muros anclados quedan para la investigación personal del profesional o como un tema de especialidad o postgrado en el área de estructuras, razón por la cuál a nivel de estudiantes de pregrado no se conoce sobre dichos muros, sus aplicaciones, su análisis y diseño.

Los estudiantes de la Facultad de Ingeniería Civil conocen la importancia de conocer primero los conceptos y cálculos manuales de una estructura para luego hacer uso de herramientas informáticas, lo que hace necesario que luego del conocimiento sobre un tema de estructuras y los cálculos que se realizan sobre dicho tema se tenga una buena capacidad de manejar programas informáticos y orientarlos hacia un futuro laboral, incentivando el crear desempeños óptimos, pudiendo así mejorar su tiempo y rendimiento laboral ya sea estudiantil o profesional.

6.3 JUSTIFICACIÓN

El presente proyecto de investigación justifica su ejecución una vez que se ha conocido la importancia de contar con un documento con fundamentación teórica sobre el análisis y diseño de muros anclados, además de realizar un complemento adicional como es el de la creación de una aplicación informática útil para el posterior cálculo de dichos muros.

De la misma forma el presente es un proyecto inédito sin antecedentes en la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Ambato, lo que puede servir como aporte para profesionales y estudiantes de Ingeniería Civil que se interesen por el tema de muros anclados y su aplicación en la estabilización de excavaciones profundas de subsuelos.

6.4 OBJETIVOS

6.4.1.- GENERAL

Realizar como aporte principalmente a estudiantes de Ingeniería Civil una investigación que permita exponer los distintos elementos y cálculos estructurales que intervienen en el análisis y diseño de muros anclados.

6.4.2.- ESPECÍFICOS

- Realizar una investigación detallada que muestre paso a paso los distintos elementos y cálculos estructurales que se necesitan al momento de realizar un análisis y diseño de muros anclados.
- Realizar una aplicación informática propia en base a cada punto de la investigación que permita el fácil ingreso de datos para el cálculo de muros anclados y que esté disponible para los estudiantes que se interesen por el conocimiento sobre el tema de muros anclados.
- Realizar un ejercicio demostrativo con datos reales en el cual se resuma el procedimiento investigado y resulte más fácil para la comprensión de quién se interese en la presente investigación.
- Comprobar los resultados del ejercicio mediante la aplicación del software especializado GEO5 versión Demo, que se trata de una suite completa para el diseño de estructuras de contención y la verificación de la estabilidad del talud.

6.5 ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD

Es factible el realizar la propuesta desde el punto de vista técnico ya que se tiene información de libros en la biblioteca de la Facultad de Ingeniería Civil, acceso a información de documentos técnicos y libros en Internet, y se apoyará en las normas ASSHTO 2007 y en las consideraciones de la NEC14, además de contar con la guía y apoyo del Ingeniero Civil tutor de la tesis.

De la misma forma es factible económicamente ya que no se necesitan ensayos técnicos o levantamientos topográficos por ejemplo, sino únicamente gastos de movilización urbana, de imprenta y fotocopias, y de uso del computador e Internet.

6.6 FUNDAMENTACIÓN

6.6.1 CONSIDERACIONES INICIALES

Un talud, ya sea natural o construido, es una superficie de terreno expuesta que está situada a un ángulo con la horizontal de un terreno en relación a otro. Cuando el terreno no es horizontal, una componente de la gravedad ocasionará que el suelo se mueva hacia abajo, y si dicha componente es suficientemente grande ocurrirá la falla del talud, es decir la masa de suelo de la zona *abcdea* se deslizará como se muestra en la siguiente figura:

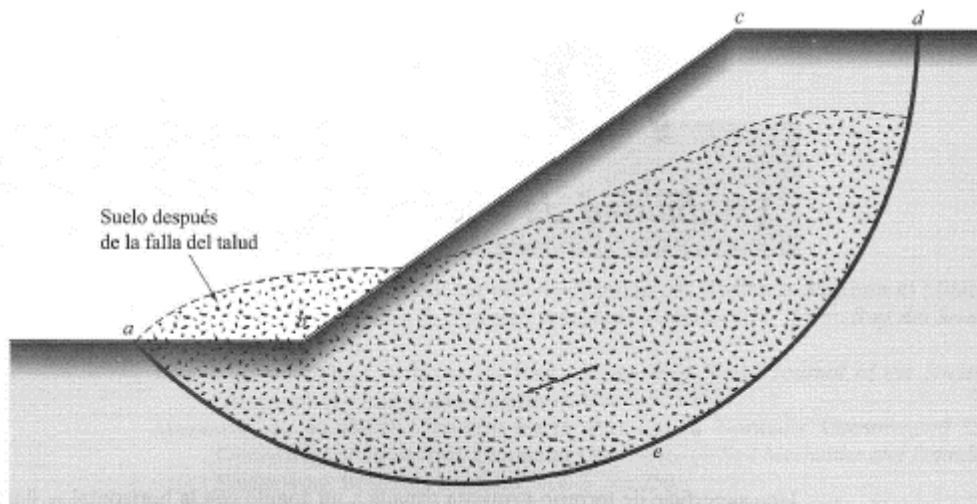


Figura 6.1 Falla de un talud

Fuente: BRAJA M. DAS, Fundamentos de ingeniería de cimentaciones

El ingeniero civil debe efectuar cálculos para verificar la seguridad y estabilidad de los taludes, lo que implica determinar y comparar el esfuerzo cortante desarrollado a lo largo de la superficie más probable de falla con resistencia cortante del suelo, lo cual no es tarea fácil, ya que se deben evaluar varias variables para tomar en cuenta el tipo de solución que se debe adoptar.

Una de las soluciones adoptadas para taludes verticales que se presentan durante la construcción de los subsuelos de edificios son los denominados muros anclados, pero se debe tomar en cuenta dentro del análisis de los mismos las

implicaciones que conlleva su uso para saber si es o no la solución correcta a aplicarse cuando se realizan excavaciones para la construcción de subsuelos.

6.6.2 ESTUDIO GEOTÉCNICO

Se debe llevar a cabo primeramente un correcto estudio geotécnico con el fin de conocer las condiciones geotécnicas del sitio que sean relevantes para un proyecto de muros anclados, dicho estudio debe abordar los siguientes aspectos:

Antecedentes.- Conocer los usos anteriores del predio, la existencia o no de problemas de inestabilidad previos o de construcciones anteriores.

Visitas de inspección.- Con las visitas, tanto proyectistas como constructores podrán planear más eficientemente la secuencia y el desarrollo de las actividades posteriores. En estas visitas debe recorrerse e inspeccionarse no sólo el sitio o el predio del proyecto sino también sus alrededores y si es posible entrevistar a los vecinos para conocer problemas en la zona de trabajo así como las soluciones aplicadas y su efectividad.

Geología regional.- A veces es necesario contratar a ingenieros geólogos para investigar sobre este aspecto, pero en ocasiones bastará revisar las cartas geológicas existentes, así como la bibliografía sobre el tema.

Geología local.- En algunos proyectos ubicados en zonas bien estudiadas, como en ciudades importantes del país, la colaboración de especialistas en geología puede no requerirse. En proyectos de gran envergadura la colaboración de los especialistas en geología es indispensable.

Geología estructural.- En diversos proyectos de anclaje, sobre todo en aquellos en donde existen rocas con discontinuidades, fracturas o grietas, deben llevarse a cabo estudios de geología estructural; estos trabajos permiten identificar bloques

potencialmente inestables y los diferentes mecanismos de falla factibles, lo cual es fundamental para proponer soluciones.

Estratigrafía.- Junto con el punto anterior, constituye la base para la identificación y comprensión de muchos problemas de inestabilidad que deben resolver los sistemas de anclaje. En ocasiones la estratigrafía puede conocerse a partir de visitas de campo, pero en otras debe recurrirse a la exploración directa mediante sondeos de diferentes tipos para conocer la secuencia de las formaciones térreas o rocosas presentes en el sitio del proyecto, ya que en muchas ocasiones el desconocimiento es el origen de los problemas de inestabilidad.

Propiedades índice.- Se deben realizar pruebas de clasificación e identificación de los materiales así como determinaciones de su granulometría, densidad, contenido de agua y límites de consistencia, para permitir al especialista predecir cualitativamente el tipo de comportamiento que tendrán los materiales, suelos o rocas, en cada caso particular.

Propiedades mecánicas.- La resistencia es la que más nos interesa en problemas de inestabilidades. Para obtener valores significativos de este parámetro deben tomarse en cuenta las condiciones de carga reales que operan en cada problema.

Condiciones hidráulicas.- Un exceso de humedad es el principal detonante de muchos deslizamientos y por ello debe conocerse cuál es el régimen de lluvias en la zona. Con base en las inspecciones visuales y en los resultados de los otros estudios geotécnicos habrá de estimarse cómo fluye o se almacena el agua o la humedad en el talud tanto interna como superficialmente para diseñar el sistema de drenaje idóneo.

Sismicidad.- En países de alta sismicidad como el nuestro, éste es un factor que no debe evitarse en el diseño de sistemas de anclaje, por lo cual hay que recurrir a las disposiciones reglamentarias de la Norma Ecuatoriana de la Construcción para definir los coeficientes sísmicos de diseño.

6.6.3 ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS ANCLADOS

Existen diversas técnicas para realizar el análisis y diseño de muros anclados en las cuales se basa el presente tema de investigación, entre estas se puede mencionar los métodos americanos RIGID1 o NLFEM que tienen correlación con la FHWA (Federal Highway Association), el manual NAVFAC (Naval Facilities Engineering Command) para fundaciones y estructuras de tierra, así como diversos métodos basados en manuales de diseño de anclajes en tierra que se pueden emplear dependiendo de las condiciones que se presenten en cada país siempre y cuando tengan concordancia con los códigos constructivos como las normas AASHTO. El resultado final debe reflejar un proyecto que, además de seguro, sea realizable dentro de las limitaciones económicas y operativas que normalmente existen en toda obra de Ingeniería Civil.

6.6.3.1 MODOS DE FALLA

Un muro de anclajes se verá expuesto a distintos modos de falla que dependen de las características propias del sistema mismo así como las del medio adyacente. De esta forma se considera que se pueden presentar los siguientes tipos de falla¹⁴:

6.6.3.1.1 FALLAS LOCALES POR FALTA DE RESISTENCIA DEL SUELO

- Falla rotacional del elemento de retención hacia la excavación antes de la instalación del ancla.- Falla que ocurre cuando la primera etapa de excavación no se planea adecuadamente, es decir, cuando la profundidad del corte es mayor que la mínima necesaria para conservar su estabilidad.

También se presenta cuando se deja abierta una excavación, sin las fuerzas estabilizadoras de anclaje, por periodos de tiempo suficientes para que ocurra una redistribución de presiones de poro que desestabilice a toda la excavación o bien,

¹⁴ SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA DE SUELOS, A.C., (2002); Manual de Construcción Geotécnica, Pág. 264

para que se generen deformaciones diferidas (creep) en la masa de suelo no retenida.

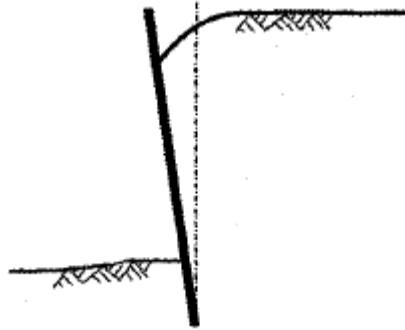


Figura 6.2 Falla rotacional del elemento de retención

Fuente: SOCIEDAD MEXICANA DE MECÁNICA DE SUELOS, A.C. Manual de Construcción Geotécnica, Tomo I

- **Falla en la masa de suelo.**- Es la falla resultante de la aplicación de fuerzas excesivas en el ancla o tendón como las que ocurren durante un deslizamiento y no a la que resulta por fuerzas externas. Este tipo de falla se presenta en anclas de poca profundidad y se caracteriza por el levantamiento del suelo frente al ancla. Eventualmente se forma una superficie de falla frente al ancla hasta que se moviliza la resistencia pasiva del suelo. En general, para fines prácticos, este tipo de falla no es un factor que suela ser importante en anclas colocadas a más de unos 4 a 5 m de profundidad.

- **Falla por extracción del bulbo.**- Falla que ocurre cuando se excede la resistencia friccionante en la interfaz entre el bulbo inyectado y el suelo adyacente. En anclas acampanadas, esta resistencia se moviliza en el perímetro del área aumentada por la campana. En un suelo uniforme, la resistencia se moviliza progresivamente conforme se aplican las cargas, dependiendo de las elongaciones que sufra el tendón, una vez que los esfuerzos que resultan de estas elongaciones llegan al extremo del ancla, puede excederse la resistencia friccionante en la interfaz suelo-mortero o suelo-lechada.

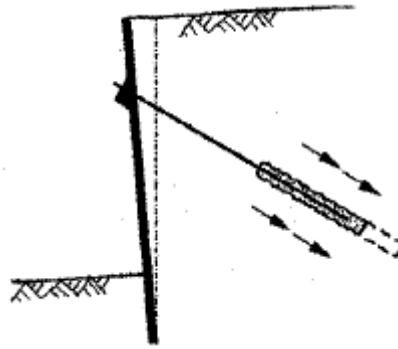


Figura 6.3 Falla por extracción del bulbo

Fuente: SOCIEDAD MEXICANA DE MECÁNICA DE SUELOS, A.C. Manual de Construcción Geotécnica, Tomo I

- Falla rotacional del elemento de retención por falta de resistencia pasiva.-

Para muchos sistemas de retención anclados, la estabilidad requiere de la movilización de la resistencia pasiva del suelo localizado frente al empotramiento. En general debe revisarse que ocurran las condiciones para que se movilice esta resistencia pasiva con un factor de seguridad adecuado que garantice que las deformaciones del suelo se mantengan dentro de límites aceptables.

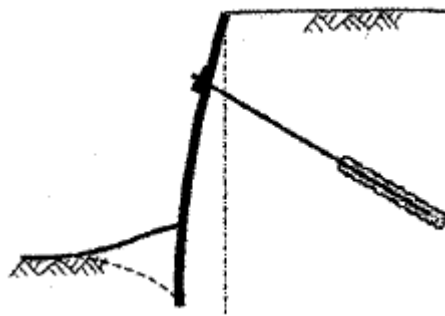


Figura 6.4 Falla rotacional por insuficiencia de capacidad pasiva

Fuente: SOCIEDAD MEXICANA DE MECÁNICA DE SUELOS, A.C. Manual de Construcción Geotécnica, Tomo I

- Falla por falta de capacidad de carga en la base del elemento de retención.-

Para este caso se debe tener en cuenta la resultante de los empujes actuando en el extremo inferior del elemento de retención, el cual debe estar apoyado sobre un material suficientemente resistente.

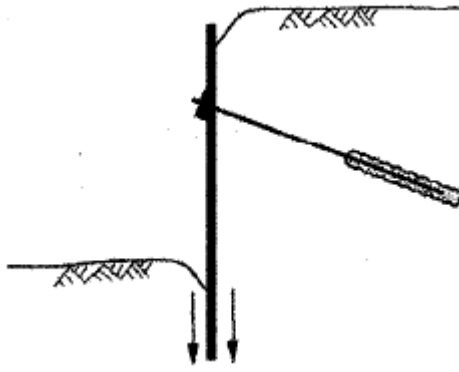


Figura 6.5 Falla por falta de capacidad de carga en el apoyo

Fuente: SOCIEDAD MEXICANA DE MECÁNICA DE SUELOS, A.C. Manual de Construcción Geotécnica, Tomo I

6.6.3.1.2 MECANISMOS DE FALLA GENERAL

Las superficies potenciales de deslizamiento pasan por fuera de los bulbos de inyección, y erróneamente la revisión de estos mecanismos suele pasarse por alto.

- **Falla generalizada por volteo.**- Aquí se deben tomar en cuenta todas las fuerzas que actúan sobre el elemento de retención y de ser necesario se debe analizar la posibilidad de que el volteo ocurra a diferentes profundidades, alrededor de uno o más puntos de giro.

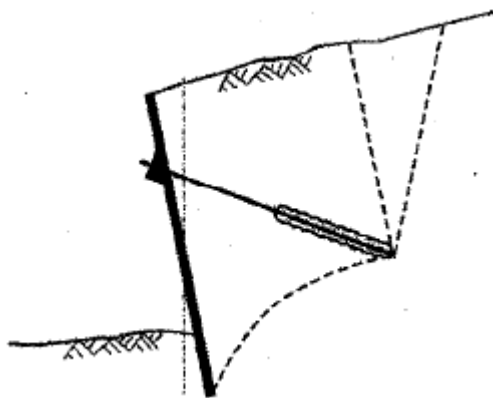


Figura 6.6 Falla generalizada por volteo

Fuente: SOCIEDAD MEXICANA DE MECÁNICA DE SUELOS, A.C. Manual de Construcción Geotécnica, Tomo I

- **Falla generalizada por deslizamiento.**- Para evitar esta falla se efectúan análisis convencionales en la base de la estructura de retención en los que intervengan todas las fuerzas actuantes. En este caso resulta crítico contar con estimaciones razonables de la resistencia del suelo involucrado.

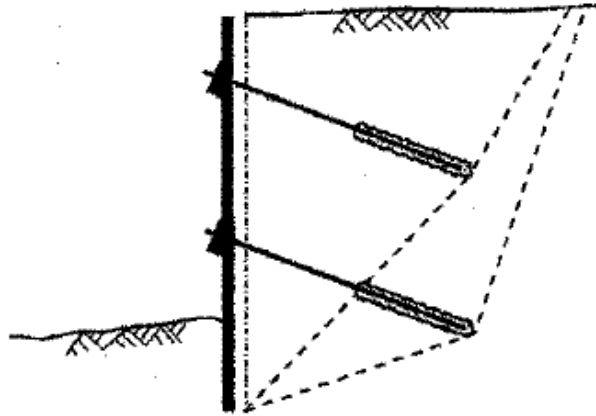


Figura 6.7 Falla generalizada por deslizamiento

Fuente: SOCIEDAD MEXICANA DE MECÁNICA DE SUELOS, A.C. Manual de Construcción Geotécnica, Tomo I

- **Falla generalizada rotacional.**- Aquí pueden aplicarse los métodos convencionales para el análisis de la estabilidad global del sistema. Conviene revisar la estabilidad antes y después de la instalación de las anclas.

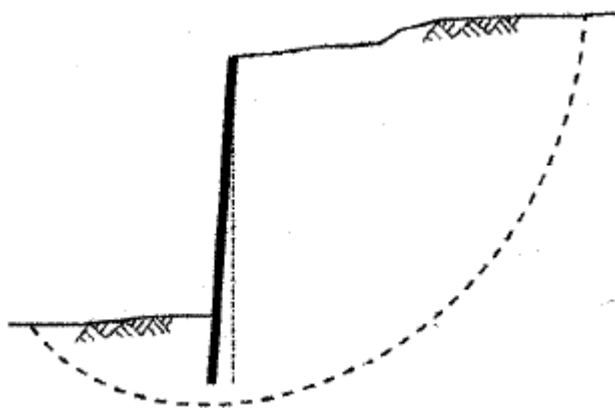


Figura 6.8 Falla generalizada rotacional de la masa del suelo

Fuente: SOCIEDAD MEXICANA DE MECÁNICA DE SUELOS, A.C. Manual de Construcción Geotécnica, Tomo I

6.6.3.1.3 FALLAS ESTRUCTURALES

- **Falla de adherencia entre el tendón y el mortero de inyección.**- Pasa si se presentan desplazamientos relativos entre el acero del ancla y el mortero inyectado en el bulbo. Involucra tres factores: la adherencia, la fricción y la unión mecánica. El primero depende de la coalescencia microscópica entre el acero y el mortero; se requieren deformaciones muy pequeñas para movilizarla. Una vez vencida la resistencia por adherencia, se moviliza la fricción entre el acero y el mortero; sin embargo, puede ocurrir que la falla se presente a lo largo de una superficie de deslizamiento dentro del mortero únicamente. La unión mecánica impide el deslizamiento relativo entre el mortero y el ancla debido a la rugosidad microscópica y macroscópica de la superficie potencial de deslizamiento. En sistemas de anclaje instalados en suelo, este modo de falla normalmente no es el más crítico pero en anclajes embebidos en materiales rocosos de buena calidad o en suelos cementados muy competentes su probabilidad de ocurrencia es mayor. Para evitarlo se procura que la fuerza de anclaje no exceda un cierto porcentaje de la resistencia al esfuerzo cortante del mortero.

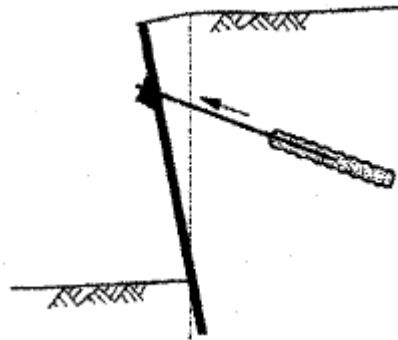


Figura 6.9 Falla de adherencia entre el tendón y el mortero

Fuente: SOCIEDAD MEXICANA DE MECÁNICA DE SUELOS, A.C. Manual de Construcción Geotécnica, Tomo I

- **Falla por tensión en el ancla o tendón.**- Sucede si se excede la capacidad estructural del tendón. Se recomienda que la carga de diseño final, a largo plazo, no sea mayor que el 60% de la resistencia nominal mínima, para condiciones de

carga temporal (por ejemplo, durante pruebas de carga) esta carga puede ser del 80 % de la resistencia nominal mínima.

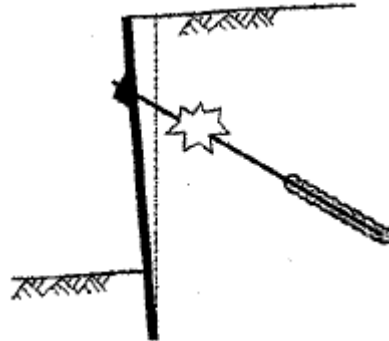


Figura 6.10 Falla por tensión en el ancla

Fuente: SOCIEDAD MEXICANA DE MECÁNICA DE SUELOS, A.C. Manual de Construcción Geotécnica, Tomo I

- **Falla por flexión del muro.**- Es un problema estructural cuyo análisis depende fundamentalmente de la distribución de presiones supuestas. Se puede revisar planteando el problema como uno de interacción suelo-estructura y resolviéndolo numéricamente con programas de elementos finitos, algunos de ellos de uso rutinario en empresas de consultoría geotécnica; este último método de análisis es indispensable en obras de importancia.

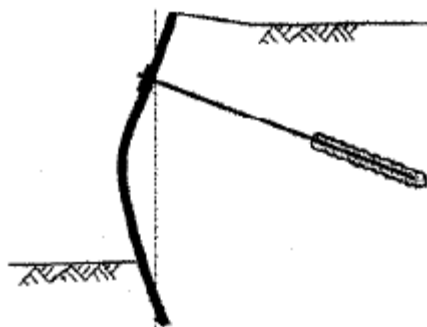


Figura 6.11 Falla del muro por flexión

Fuente: SOCIEDAD MEXICANA DE MECÁNICA DE SUELOS, A.C. Manual de Construcción Geotécnica, Tomo I

6.6.3.2 CARGAS QUE ACTÚAN EN LOS MUROS ANCLADOS

Entre las fuerzas a considerarse en el diseño de muros anclados, además de las fuerzas provocadas por pruebas de ensayos de tensionamiento o de aplicación de preesfuerzo de trabajo de anclas, tenemos las siguientes:

6.6.3.2.1 CARGAS LATERALES.- Pueden ser:

- a) Esfuerzos laterales del suelo, que dependen de la magnitud de las tensiones que se desarrollan en el terreno.
- b) Presiones laterales causadas por sobrecargas que actúan en la superficie.
- c) Esfuerzos laterales inducidos por cargas concentradas, como zapatas dentro de la masa de suelo.
- d) Presión del agua.
- e) Presiones de tierra sobre muros anclados, que depende de la magnitud y distribución lateral de las deformaciones del muro, así como de la rigidez de la pantalla o pared de revestimiento a anclar.

6.6.3.2.2 CARGAS VERTICALES

Aquí consta el peso de la estructura anclada y las reacciones producto de las cargas interactuantes que alcanzan a los anclajes indirectamente. Por eso se debe verificar la capacidad de carga la base de la estructura, para evitar la penetración del estrato de apoyo. Además dentro de las cargas verticales deben considerarse las asociadas con las operaciones de construcción.

6.6.3.2.3 CARGAS DINÁMICAS

Aquí se pueden tomar en cuenta los efectos vibratorios de la actividad sísmica o el impacto de grandes cargas en movimiento y que por su intensidad deben ser consideradas en el diseño.

6.6.3.3 CÁLCULO DE CARGAS QUE ACTÚAN EN LOS MUROS ANCLADOS

Para el cálculo de cargas de tierra hay que tomar en distintos factores, como son: tipo de suelo, sobrecargas, vida útil del muro anclado (temporal o permanente), contemplar la posibilidad de que existan o no desplazamientos del muro, lo cual nos lleva a tener claro el panorama de desarrollo del cálculo.

6.6.3.3.1 MUROS ANCLADOS SIN POSIBILIDAD DE DESPLAZAMIENTO

Según el método de análisis de soportes rígidos el cuál considera fundamentos teóricos geotécnicos, el cálculo de carga total de tierras T_L (Total load) para muros permanentes sin posibilidad de desplazamiento está fundamentado en una comparación entre el coeficiente de reposo K_o , y, el coeficiente de Rankine modificado K_{amob} afectado por un factor de seguridad, generalmente recomendado de 1.5 sobre la resistencia a cortante del suelo, de donde usamos el mayor coeficiente obtenido. Para empezar el con el cálculo tenemos la siguiente ecuación:

$$\varphi_{mob} = \tan^{-1} * (\tan \varphi / FS) \quad \text{Ec. 6.1}$$

Donde:

φ = ángulo de fricción interna del suelo

FS = factor de seguridad

φ_{amob} = ángulo de fricción interna del suelo afectado por un factor de seguridad

De allí se calcula el valor de K_{amob} :

$$K_{amob} = (1 - \text{sen } \varphi_{mob}) / (1 + \text{sen } \varphi_{mob}) \quad \text{Ec. 6.2}$$

Finalmente se realiza el cálculo de la carga total de presión de tierras en condición activa T_L (KN/m) según la siguiente ecuación:

$$T_L = (1/2) * K_{amob} \gamma H^2 \quad \text{Ec. 6.3}$$

Donde:

K_{amob} = coeficiente de presión de tierras movilizado en condición activa

γ = peso específico del suelo (KN/m³)

H = altura del muro (m)

Cuando se utilice una condición de presión de tierra en reposo usamos la misma ecuación 6.3 para la carga total de presión de tierras, pero en lugar de K_{amob} usamos el coeficiente de presión de tierra en condición de reposo K_o según la ecuación de Jaky(1948):

$$K_o = 1 - \text{sen } \varphi \quad \text{Ec. 6.4}$$

6.6.3.3.2 MUROS ANCLADOS CON POSIBILIDAD DE DESPLAZAMIENTO

El cálculo de carga total de tierras T_L (Total load) para muros permanentes con posibilidad de desplazamiento se presenta cuando los anclajes son preesforzados a niveles permanentes con presiones activas, lo que induce desplazamientos en el muro. Se supone un valor de desplazamiento entre 0.002H a 0.005H en arenas y arcillas rígidas, donde la carga total T_L utilizada para determinar la presión aparente está calculada con un factor de seguridad generalmente de 1.3 sobre la resistencia a cortante del suelo, la ecuación a utilizarse es la 6.3 simplemente el cambio está en multiplicar por el valor tomado como factor de seguridad.

Cabe anotar que el cálculo de la carga total de tierras T_L que estabiliza el corte según los puntos 6.6.3.3.1 y 6.6.3.3.2 debían ser luego transformados por medio

de los diagramas de presión aparente de Terzaghi y Peck a un valor de presión que estabiliza el corte, para lo cual existen fórmulas que nos ayudan según el tipo de diagrama de presión aparente de empuje de suelo que varía en función del tipo de suelo en el que trabajemos, sin embargo no se ha profundizado en conocer dicha teoría puesto que en las normas AASHTO se parte de un nuevo enfoque más actualizado sobre el cálculo de presión aparente con diagramas que se acercan un poco más a la realidad del comportamiento del suelo y han sido experimentados por distintas entidades para abalizar los resultados.

6.6.3.3 EMPUJES APARENTES DE SUELO EN MUROS ANCLADOS

Los muros anclados en subsuelos de edificios son construidos de arriba hacia abajo y existen varios diagramas de distribución de empuje aparente usados para diseñar muros anclados como los de Sabatini et al. (1999), Cheney (1988) y U.S. Department of the Navy (1982a) que en sí son una versión modificada de los diagramas de Terzaghi y Peck. La función de estos diagramas es igual que en los puntos recién revisados es calcular la carga total de tierras que estabilizará el corte de talud, es decir la superficie potencial de falla que deseamos retener con el muro.

Algunos de los diagramas de empuje aparente, pueden ser el resultado de mediciones realizadas en muros anclados, en excavaciones apuntaladas, resultados de estudios analíticos y modelos a escala, o la observación de muros anclados ya instalados.

Aunque dichos resultados son algo diferentes y a veces discordantes, todos afirman que cerca de la parte superior del muro los empujes laterales son mayores que los que se conseguirían si usamos las teorías clásicas de mecánica de suelos, pero esto se debe a la restricción provista por el nivel superior de anclajes y en general porque el empuje se distribuye de manera uniforme en la altura. El empuje de diseño para un muro anclado debe considerar los desplazamientos que podrían afectar estructuras vecinas y/o instalaciones de servicios públicos.

6.6.3.3.1 EMPUJES APARENTES EN SUELOS NO COHESIVOS

Para Calcular el empuje del suelo sobre muros anclados temporales o permanentes construidos en suelos no cohesivos se puede determinar usando la Figura 6.12, para la cual la máxima ordenada del diagrama de empuje, P_a , se calcula:

Para muros con un solo nivel de anclajes:

$$p_a = k_a \gamma'_s g H \times 10^{-9} \quad \text{Ec. 6.5}$$

Para muros con múltiples niveles de anclajes:

$$p_a = \frac{k_a \gamma'_s g H^2 \times 10^{-9}}{1,5H - 0,5H_1 - 0,5H_{n+1}} \quad \text{Ec. 6.6}$$

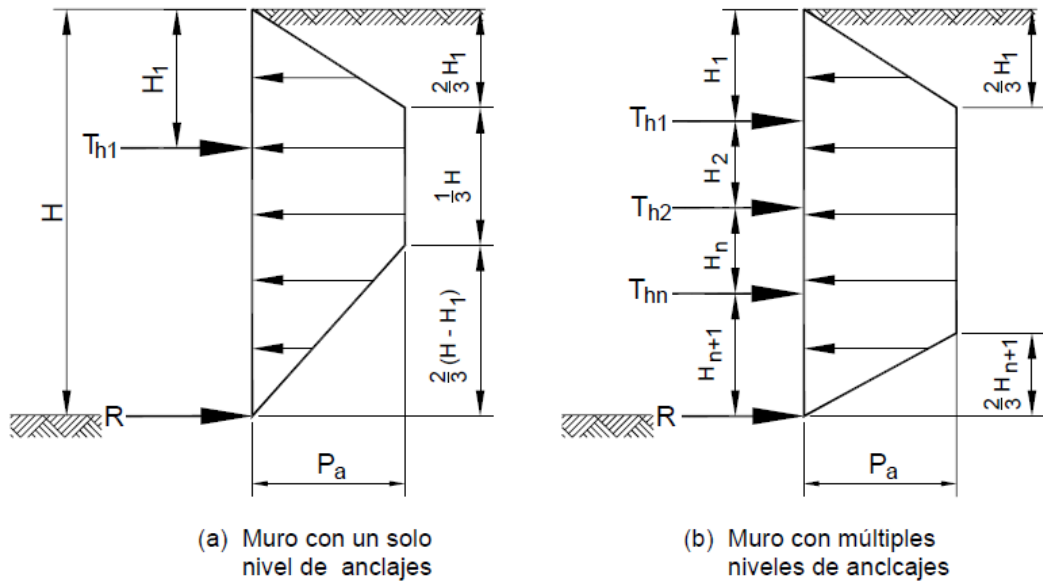


Figura 6.12 Distribuciones del empuje aparente en suelos no cohesivos.

Fuente: Normas AASHTO 2007, Sección 3 (SI) Cargas y Factores de Carga

Donde:

P_a = máxima ordenada del diagrama de empuje (MPa)

k_a = coeficiente de empuje activo del suelo, $k_a = \tan^2(45^\circ - \phi/2)$ si $\beta = 0$

β = pendiente de la superficie del relleno detrás de un muro de sostenimiento¹⁵

ϕ_f = ángulo efectivo de fricción interna

γ_s = densidad efectiva del suelo (kg/m^3)

H = profundidad total de excavación (mm)

H_1 = distancia entre la superficie del terreno y anclaje puesto a mayor altura (mm)

H_{n+1} = distancia entre base de excavación y anclaje ubicado a menor altura (mm)

T_{hi} = carga horizontal en el anclaje i (N/mm)

R = reacción a ser resistida por la subrasante (es decir, debajo de la base de la excavación) (N/mm)

g = aceleración de la gravedad (m/s^2)

Adicionalmente es recomendable en suelos no cohesivos donde el ángulo β es de 0° que se trabaje con un aumento del 10% sobre la fórmula 6.6.

6.6.3.3.2 EMPUJES APARENTES EN SUELOS COHESIVOS

El cálculo de la distribución del empuje aparente en suelos cohesivos se relaciona con el número de estabilidad, N_s , el cual se define como:

$$N_s = \frac{\gamma_s g H \times 10^{-9}}{S_u} \quad \text{Ec. 6.7}$$

Donde:

γ_s = densidad total del suelo (kg/m^3)

H = profundidad total de excavación (mm)

S_u = resistencia media al corte del suelo no drenado (MPa)

g = aceleración de la gravedad (m/s^2)

Suelos Rígidos a Duros

Para muros anclados temporales en suelos cohesivos rígidos a duros ($N_s \leq 4$), el empuje del suelo se puede determinar utilizando la Figura 6.12, calculando la máxima ordenada del diagrama de empuje, Pa , como:

¹⁵ Generalmente $\beta=0$ en construcción de subsuelos de edificios, caso contrario se puede buscar el coeficiente ka en normas AASHTO 2007 3.11.5.3

$$p_a = 0,2 \times 10^{-9} \gamma_s g H \text{ a } 0,4 \times 10^{-9} \gamma_s g H \quad \text{Ec. 6.8}$$

Donde:

P_a = máxima ordenada del diagrama de empuje (MPa)

γ_s = densidad total del suelo (kg/m^3)

H = profundidad total de excavación (mm)

g = aceleración de la gravedad (m/s^2)

Para muros anclados permanentes en este tipo de suelo se pueden utilizar las distribuciones de empuje aparente descritas para suelos no cohesivos basando k_a en el ángulo de fricción del suelo cohesivo drenado y se deberá utilizar la distribución permanente o temporal que provoque la máxima fuerza total.

Suelos Blandos a Medianamente Rígidos

Para calcular el empuje del suelo sobre muros temporales o permanentes en este tipo de suelos ($N_s \geq 6$) se puede determinar utilizando la Figura 6.13, para la cual la máxima ordenada del diagrama de empuje, P_a , se calcula:

$$p_a = k_a \gamma_s g H \times 10^{-9} \quad \text{Ec.6.9}$$

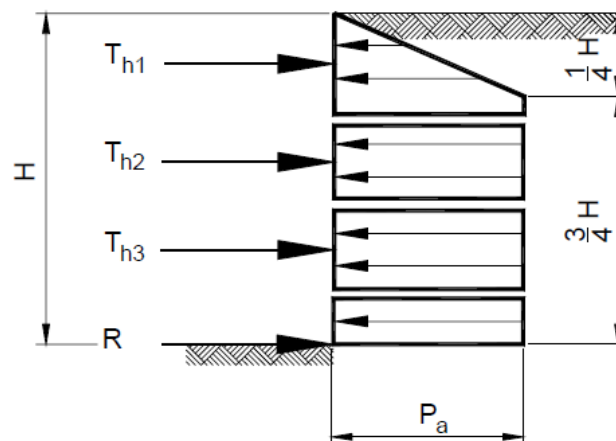


Figura 6.13 Distribuciones del empuje aparente en suelos cohesivos blandos a medianamente rígidos.

Fuente: Normas AASHTO 2007, Sección 3 (SI) Cargas y Factores de Carga

Donde:

P_a = máxima ordenada del diagrama de empuje (MPa)

γ_s = densidad total del suelo (kg/m^3)

H = profundidad total de excavación (mm)

g = aceleración de la gravedad (m/s^2)

k_a = coeficiente de empuje activo del suelo, se puede determinar como:

$$k_a = 1 - \frac{4S_u}{\gamma_s g H \times 10^{-9}} + 2\sqrt{2} \frac{d}{H} \left(\frac{0,048 - 5,14S_{ub}}{\gamma_s g H \times 10^{-9}} \right) \geq 0,22 \quad \text{Ec. 6.10}$$

Donde:

S_u = resistencia del suelo retenido no drenado (MPa)

S_{ub} = resistencia del suelo no drenado debajo de la base de la excavación (MPa)

γ_s = densidad total del suelo retenido (kg/m^3)

H = profundidad total de excavación (mm)

d = altura de la superficie potencial de falla bajo la base de la excavación (mm)

El valor de d se toma como el espesor de suelo cohesivo blando a medianamente rígido debajo de la base de la excavación, hasta un valor máximo de $B_e / 2$, siendo B_e el ancho de la excavación.

6.6.3.4. PRESIÓN POR SOBRECARGA

Cuando se construyen muros anclados para subsuelos de edificios el terreno donde se construyen puede estar vacío, pero lo más común es que se requieran utilizar este tipo de muros al lado de una estructura, ya sea, una edificación, una vía, etc., la cual genera una sobrecarga (q_s), que se debe convertir de carga vertical a horizontal P_s multiplicando por un factor k , como se muestra a continuación:

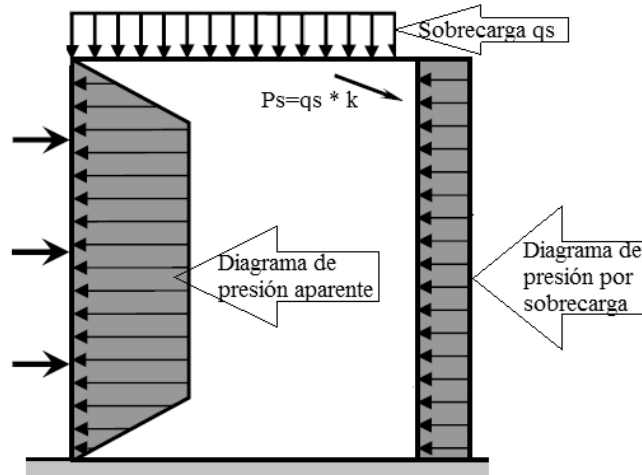


Figura 6.14 Transformación de sobrecarga vertical a presión de carga horizontal

Fuente: Elaboración propia

El factor k depende del estado del suelo a analizar y a su vez dependen del factor de seguridad con el que se diseña el sistema. Se recomienda¹⁶ utilizar como sobrecarga una altura de suelo equivalente de 0.6m en proyectos donde existan vías de circulación e instalaciones de servicios públicos a una distancia equivalente a la mitad de la altura del muro, medida horizontalmente sobre la corona del mismo.

El factor k podrá ser k_o si se considera coeficiente en reposo o k_{amob} si se considera el coeficiente de Rankine movilizado por un factor de seguridad, se deberá tomar el mayor valor resultante entre estos coeficientes.

Para presión en reposo¹⁷ en suelos consolidados:

$$k_o = 1 - \text{sen}\varphi \quad , \quad \varphi = \text{ángulo de fricción interna} \quad \text{Ec. 6.4}$$

Para presión activa por Rankine movilizado¹⁸:

$$\varphi_{amob} = \tan^{-1} * (\tan \varphi / \text{FS}) \quad , \quad \varphi_{amob} = \text{ángulo de fricción interna afectado por un factor de seguridad} \quad \text{Ec. 6.2}$$

¹⁶ Normas AASHTO Bridge Design Specifications 2012

¹⁷ Jaky (1948) Pressure in soils, 2nd ICSMFE, London, Vol. 1, pp 103-107.

¹⁸ Método RIGID1, U.S. Army Corps of Engineers

$$k_{amob} = (1 - \text{sen } \varphi_{amob}) / (1 + \text{sen } \varphi_{amob})$$

Ec. 6.3

Se utilizará usualmente un factor de seguridad FS^{19} de 1.5 a 2, en condiciones estáticas de corto y largo plazo, respectivamente; en condiciones sísmicas, el FS mínimo comúnmente es de 1.3.

6.6.3.5 ESPACIAMIENTO ENTRE LOS ANCLAJES

Las distancias de espaciamiento horizontal y vertical entre anclajes en suelos varía en función de los requisitos propios de un proyecto y las limitaciones presentes tales como la necesidad de un sistema muy rígido, estructuras subterráneas existentes que pueden afectar posición e inclinación de los anclajes, además el tipo de elementos de pared vertical escogida para el diseño. Estas separaciones por lo general son iguales para ambas direcciones.

Los bulbos inyectados deben separarse verticalmente una distancia superior a cuatro veces el diámetro efectivo del bulbo Db , considerando que las inclinaciones de los anclajes pueden diferir unas de otras.

La separación vertical S_v , se puede calcular en función de la altura del voladizo del muro (H_1) donde se encuentra el primer nivel de anclajes, determinando espaciamientos iguales o casi iguales entre los diferentes niveles de anclajes a medida del avance de la excavación, esto para que la distribución de presiones y momentos flectores sea balanceada en toda la altura del muro (H). Cuando se presenta el cálculo de las separaciones verticales se lo realiza en función de la altura del voladizo, que siempre debe ser menor que el valor calculado con el balance de momentos aunque no se conserve dicho balance.

¹⁹ SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA DE SUELOS; Manual de Construcción Geotécnica

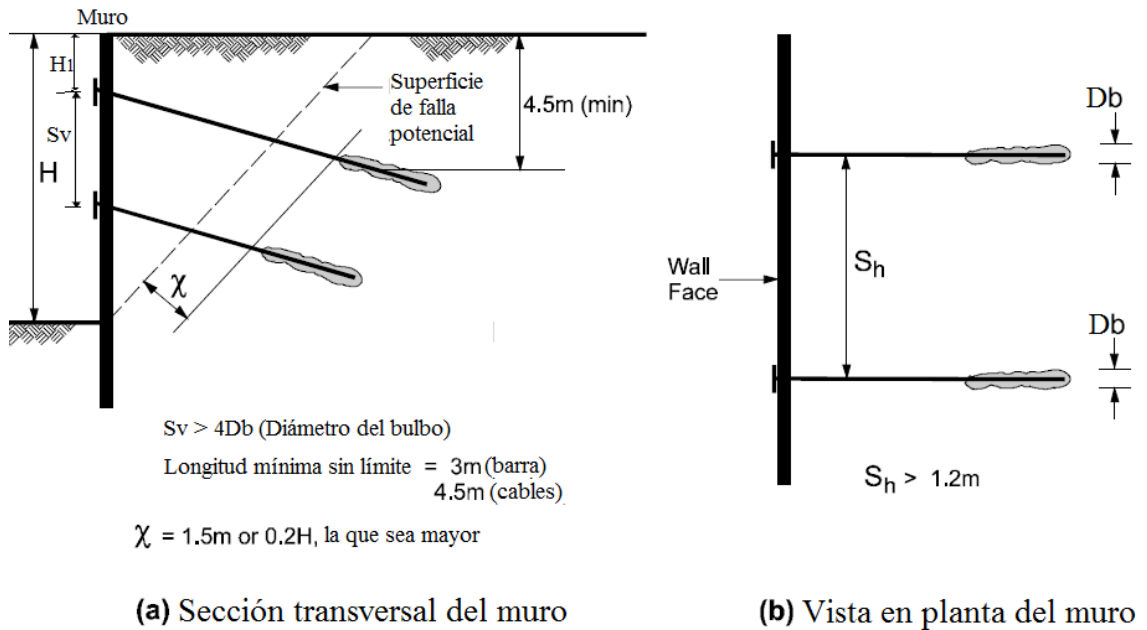


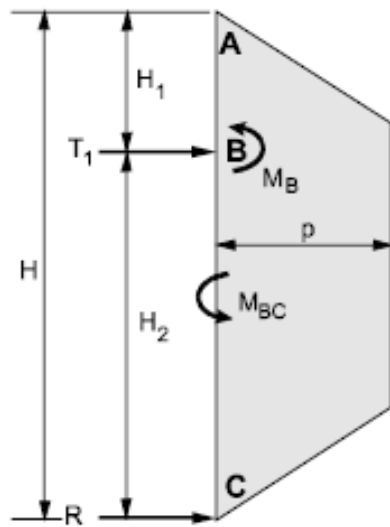
Figura 6.16 Transformación de sobrecarga vertical a presión de carga horizontal

Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering

Circular N°4.

La distancia horizontal S_h debe ser mayor a 1.2 m para garantizar que los efectos entre las anclas de tierra vecinas se reduzcan al mínimo y así evitar la intersección de anclajes debido a diversos factores como desviaciones de perforación.

Para el espaciamiento vertical de los anclajes se determinará mediante el balance de momentos flexionantes, que se calculan según el siguiente gráfico:



$$M_B = \frac{13}{54} H_1^2 p$$

$$T_1 = \frac{(23H^2 - 10HH_1)}{54(H-H_1)} p$$

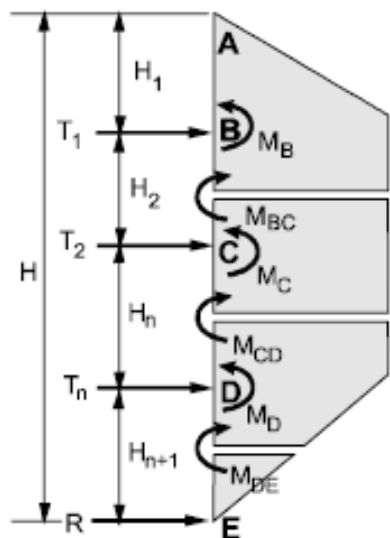
$$R = \frac{2}{3}Hp - T_1$$

Resolviendo para el punto en corte cero:

$$x = \frac{1}{9} \sqrt{(26H^2 - 52HH_1)}$$

$$M_{BC} = Rx - \frac{px^3}{4(H-H_1)}$$

(a) Muros con un nivel de anclaje



$$M_B = \frac{13}{54} H_1^2 p$$

$$T_1 = \left(\frac{2}{3} H_1 + \frac{H_2}{2} \right) p$$

$$T_2 = \left(\frac{H_2}{2} + \frac{H_n}{2} \right) p$$

$$T_n = \left(\frac{H_n}{2} + \frac{23H_{n+1}}{48} \right) p$$

$$R = \left(\frac{3}{16} H_{n+1} \right) p$$

Momento máximo bajo B = $pL^2/10$
 donde L=alturas de H_2, H_n, H_{n+1}

(b) Muros con varios niveles de anclajes

Figura 6.17 Cálculo de momentos flexionantes del muro anclado usando el método de áreas tributarias

Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4.

De la figura mostrada se pueden igualar los momentos positivo y negativo para eliminar el factor presión $PH_n^2/10=(13/54)PH_1^2$ y en base al dato altura encontrar

los valores de distribución vertical. De aquí parte que la altura para cada anclaje se calculará como:

$$H_n = (130/54)^{1/2} * H_1 \quad \text{Ec. 6.11}$$

La altura total es:

$$H = H_1 + H_2 + H_3 + \dots + H_n \quad \text{Ec. 6.12}$$

H_n representa cada altura igual a partir de H_2 , es decir, $H_2 = H_3 = H_n$, de allí se puede despejar el valor de cada altura en función de la altura H_1 para de esta forma obtener con relación a la altura total de muro el valor de la primera altura y a partir de esta calcular el resto de distancias verticales de cada anclaje, así:

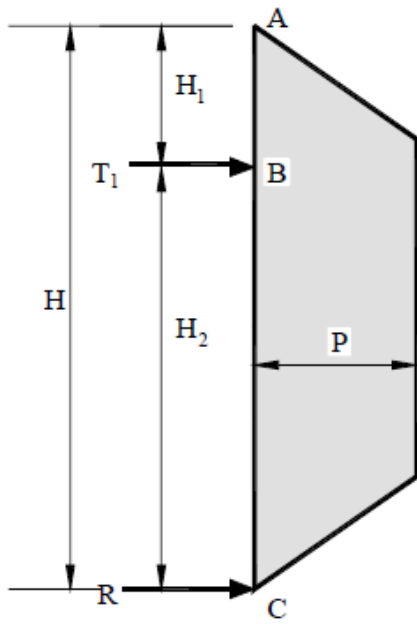
$$H = H_1 + (130/54)^{1/2} * H_1 + (130/54)^{1/2} * H_1 + \dots + (130/54)^{1/2} * H_1 \quad \text{Ec. 6.13}$$

6.6.3.6. DETERMINACIÓN DE CARGAS EN LOS ANCLAJES

Los tendones de anclaje normalmente consisten en barras, alambres o cables de acero y la selección del tipo de anclaje generalmente es responsabilidad del consultor según el método usado para determinar las cargas en los anclajes.

Existen dos métodos²⁰ que se pueden utilizar: el Método de las Áreas Tributarias y el Método de la Altura Contribuyente o de las Articulaciones. Estos métodos se ilustran en las Figuras 6.16 y 6.17, las cuales suponen que el suelo debajo de la base de la excavación tiene resistencia suficiente para resistir la reacción R.

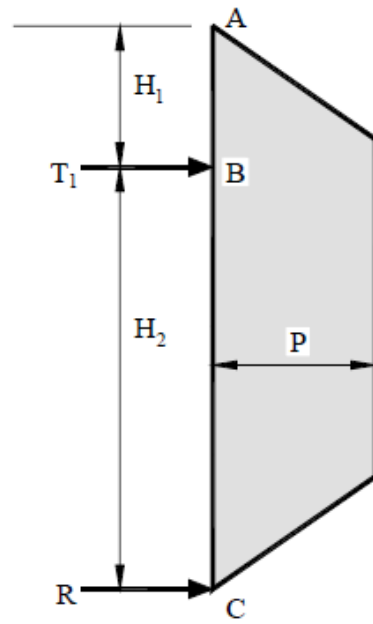
²⁰ Sabatini et al. (1999), Normas AASHTO 2007, comentario C11.9.5.1



Método de las áreas tributarias

T_1 = Carga en la longitud $H_1+H_2/2$

R = Reacción en la longitud $H_2/2$



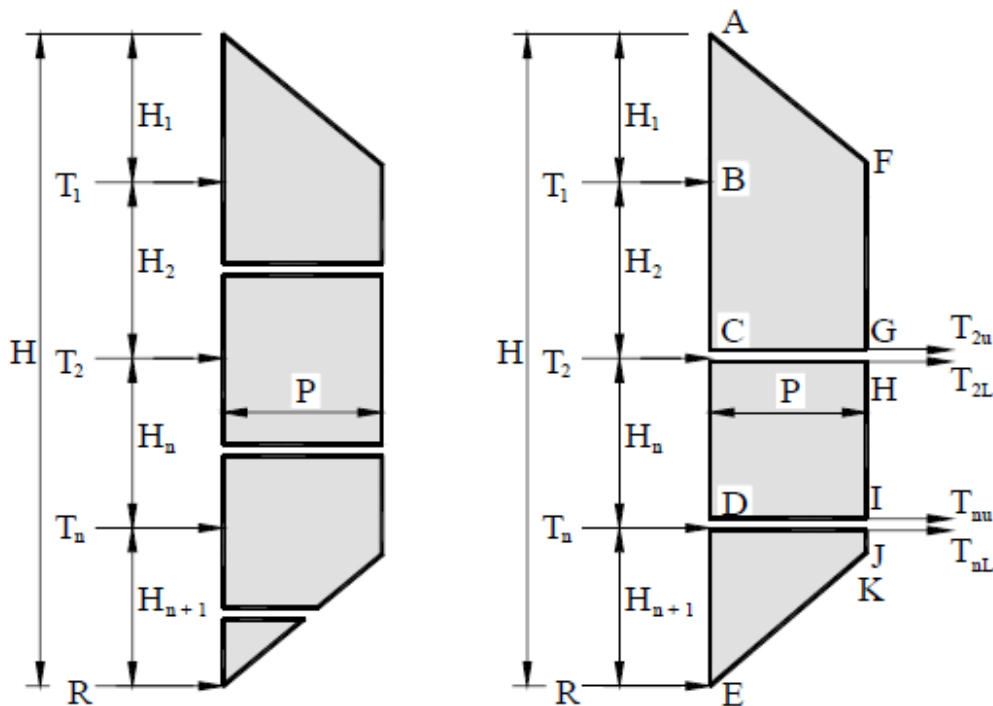
Método de las articulaciones

T_1 = Calculada de $\sum M_C = 0$

R = Empuje total del suelo - T_1

Figura 6.18 Cálculo de cargas para muro con un solo nivel de anclajes.

Fuente: Normas AASHTO 2007, Sección 11.9.5.1 (SI) Anclajes



Método de las áreas tributarias

- T_1 = Carga en la longitud $H_1 + H_2/2$
- T_2 = Carga en la longitud $H_2/2 + H_n/2$
- T_n = Carga en la longitud $H_n/2 + H_{n+1}/2$
- R = Carga en la longitud $H_{n+1}/2$

Método de las Articulaciones

- T_1 = Calculada a partir de $\sum M_C = 0$
- T_{2u} = Empuje total del suelo (ABCGF) - T_1
- T_{2L} = Calculada a partir de $\sum M_D = 0$
- T_{nu} = Empuje total del suelo (CDIH) - T_{2L}
- T_{nL} = Calculada a partir de $\sum M_E = 0$
- R = Empuje total del suelo - $T_1 - T_2 - T_n$
- $T_2 = T_{2u} = T_{2L}$
- $T_n = T_{nu} = T_{nL}$

Figura 6.19 Cálculo de cargas para muro con un solo nivel de anclajes.

Fuente: Normas AASHTO 2007, Sección 11.9.5.1 (SI) Anclajes

Si el suelo que provee resistencia pasiva debajo de la base de la excavación es débil e inadecuado para soportar la reacción R, el anclaje instalado a menor cota se debería diseñar de manera que soporte tanto la carga del anclaje como la reacción como se muestra en las figuras.

Alternativamente se pueden utilizar análisis de interacción suelo-estructura (por ejemplo viga sobre fundación elástica) para diseñar vigas continuas considerando pequeñas reacciones en la base, ya que suponer que toda la carga es soportada por el anclaje de menor cota podría ser una hipótesis excesivamente conservadora. En ningún caso la máxima carga de ensayo debe ser menor que la carga mayorada del anclaje.

- Fuerzas de anclajes en suelos no cohesivos

Para un muro con un solo nivel de anclajes en suelo no cohesivo y teniendo en cuenta la sobrecarga (P_s), la fuerza en el anclaje y la reacción en la base se calculan de la siguiente manera:

$$T_{H1} = \left[\frac{23H^2 - 10HH_1}{54(H - H_1)} \right] P + \left[\frac{H^2}{2} \left(\frac{1}{H - H_1} \right) \right] P_s \quad \text{Ec. 6.14}$$

$$R_B = \frac{2}{3} HP + HP_s - T_{H1} \quad \text{Ec. 6.15}$$

Para muros anclados que tengan más de un nivel de anclajes, las fuerzas de anclaje en el suelo se desarrollaron en base a los mencionados métodos (de las Áreas Tributarias y el de las Articulaciones) para permitir realizar manualmente los cálculos de los sistemas estáticamente indeterminados. Ambos métodos, cuando se utilizan con los correspondientes diagramas de presión de tierra, proporcionan estimaciones razonables de las cargas de anclaje al suelo y momentos de flexión en la pared o pantalla de revestimiento para los sistemas anclados construidos.

Se hace énfasis en el método de áreas tributarias por que representa mayor simplicidad en los cálculos. Las fórmulas utilizadas para el cálculo de las componentes horizontales de las fuerzas de anclajes de los diagramas de presión aparente, incluyendo sobrecarga uniforme con el método de áreas tributarias y la fuerza de reacción en la base del muro, son:

$$T_{H1} = \left[\left(\frac{2}{3} \right) H_1 + \left(\frac{1}{2} \right) H_2 \right] . P + \left(H_1 + \frac{H_2}{2} \right) . P_s \quad \text{Ec. 6.16}$$

$$T_{H2} = \left[\left(\frac{1}{2} \right) H_2 + \left(\frac{1}{2} \right) H_n \right] . P + \left(\frac{H_2}{2} + \frac{H_n}{2} \right) . P_s \quad \text{Ec. 6.17}$$

$$T_{Hn} = \left[\left(\frac{1}{2} \right) H_n + \left(\frac{23}{48} \right) H_{n+1} \right] . P + \left(\frac{H_n}{2} + \frac{H_{n+1}}{2} \right) . P_s \quad \text{Ec. 6.18}$$

$$R_B = \left[\left(\frac{3}{16} \right) H_{n+1} \right] . P + \left(\frac{H_{n+1}}{2} \right) . P_s \quad \text{Ec. 6.19}$$

- Fuerzas de anclajes en suelos cohesivos de consistencias rígidas a duras

Para suelos cohesivos rígidos o duros las fuerzas en los anclajes se calculan igual que para suelos no cohesivos ya que las fuerzas obtenidas de los diagramas de presión para suelos son los mismos.

- Fuerzas de anclajes en suelos cohesivos de consistencias blandas a medianamente rígidos.

Para un muro de un solo nivel de anclajes y con una sobrecarga (P_s) se usará:

$$T_{H1} = \frac{7}{8} PH - \frac{1}{2} PH_2 + P_s \left(H - \frac{1}{2} H_2 \right) \quad \text{Ec. 6.20}$$

$$R_B = \frac{1}{2} PH_2 + \frac{1}{2} P_s H_2 \quad \text{Ec. 6.21}$$

Para un muro de varios niveles de anclaje y con presencia de sobrecarga, las fuerzas en los anclajes serán:

$$T_{H1} = \frac{7}{8} PH - \frac{1}{2} PH_2 + P_s \left(H - \frac{1}{2} H_2 \right) \quad \text{Ec. 6.22}$$

$$T_{H2} = \frac{1}{2} PH_2 + \frac{1}{2} PH_n + \frac{1}{2} P_s (H_2 + H_n) \quad \text{Ec. 6.23}$$

$$T_{Hn} = \frac{1}{2}PH_n + \frac{1}{2}PH_{n+1} + \frac{1}{2}P_s(H_n + H_{n+1}) \quad \text{Ec. 6.24}$$

$$R_B = \frac{1}{2}PH_n + \frac{1}{2}P_sH_{n+1} \quad \text{Ec. 6.25}$$

Los valores que hemos calculado para las cargas de anclaje, son las componentes horizontales de la carga de anclaje por unidad de ancho del muro, TH. Para la carga de anclaje, TD, que es para el diseño de la zona del bulbo en el anclaje, o sea la fuerza de diseño, se calcula de la siguiente manera:

$$T_D = \frac{T_H \times S_H}{\cos \psi} \quad \text{Ec. 6.26}$$

Donde:

SH = distancia horizontal entre anclajes

Ψ = ángulo asumido de inclinación del anclaje con respecto a la horizontal, se tomará entre²¹ 10° a 30°.

Finalmente dentro de esta fase del cálculo la componente vertical de la fuerza del anclaje, TV, se calcula de la siguiente manera:

$$TV = TD * \text{sen} \psi \quad \text{Ec. 6.27}$$

- **Ángulo de inclinación de los anclajes (Ψ)**

Es recomendable que los ángulos de inclinación de los anclajes con la horizontal, ψ , varíen de 10° a 30°, ya que si el ángulo de inclinación es menor de 10°, se requerirán técnicas especiales de inyección del bulbo y si es mayor que 30° se da una ligera disminución en la componente de la capacidad de carga horizontal de la fuerza del anclaje. En el caso de que no existan restricciones por derecho de vía, se puede asumir una inclinación de 15°.

²¹ Ground Anchors and Anchored Structures, Petros P. Xanthakos

6.6.3.7 CÁLCULO DE LA LONGITUD DE LOS ANCLAJES

La longitud total de un anclaje (L_t) debido a los requerimientos de estabilidad, se recomienda que sea mayor a 9m pero sin exceder los 45m, ya que la eficiencia del anclaje después de 45 m es reducida y se vuelve antieconómico²². La longitud total se conforma por la longitud libre (L_l) y la longitud del bulbo (L_b) y para lograr un factor de seguridad adecuado en el diseño deben seleccionarse de tal forma que el bulbo se localice por debajo de la superficie crítica de falla. Para instalaciones normales de anclajes, principalmente las asociadas con muros de contención, una longitud total de 12.50m a 21.0m es bastante común, con una longitud de bulbo mínima de 6m para que una buena economía del sistema. Se debe también verificar la distancia vertical desde el punto de entrada del anclaje hasta el primer estrato adecuado de suelo. Si esta distancia excede 30m la viabilidad económica del anclaje disminuye.

La longitud del bulbo del anclaje, L_b , es la parte que contribuye a la estabilidad del suelo retenido y debe ubicarse detrás de la superficie crítica de falla. Cualquier porción del anclaje ubicada dentro de la superficie de falla o deslizamiento no favorece a la estabilidad del corte o la excavación, por lo que es muy importante identificar y estimar la ubicación de dicha superficie crítica para determinar la longitud libre preliminar del anclaje, L_{l1} .

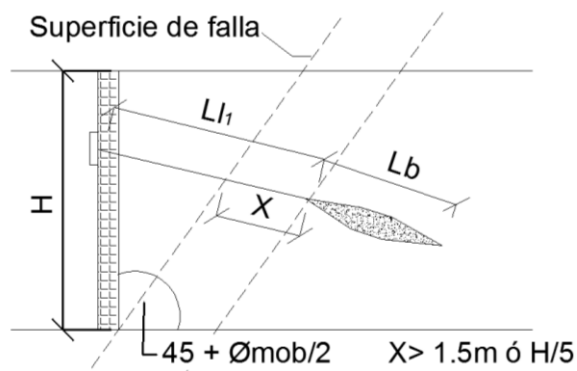


Figura 6.20 Esquema de longitudes del anclaje

Fuente: Elaboración propia

²² Sabatini y otros, 1999

Rankine establece que debe asumirse una superficie crítica de falla que pasa por el fondo de la excavación y forma un ángulo (α) de $45^\circ - \phi_{mob}/2$ con respecto a la horizontal y la longitud del bulbo debe pasar por detrás de dicha superficie.

Posteriormente Peck recomendó que como medida de seguridad se incremente la longitud libre mínima de los anclajes en una distancia X, que deberá ser la que tenga el mayor valor entre 1.5m o H/5 a partir de la ubicación de la superficie de falla, para asegurar que ninguna carga de la zona del bulbo se transfiera hacia la zona libre del anclaje.

Para calcular la longitud libre del anclaje se recurre a la geometría del muro como se muestra a continuación para el cálculo de la longitud libre del primer anclaje.

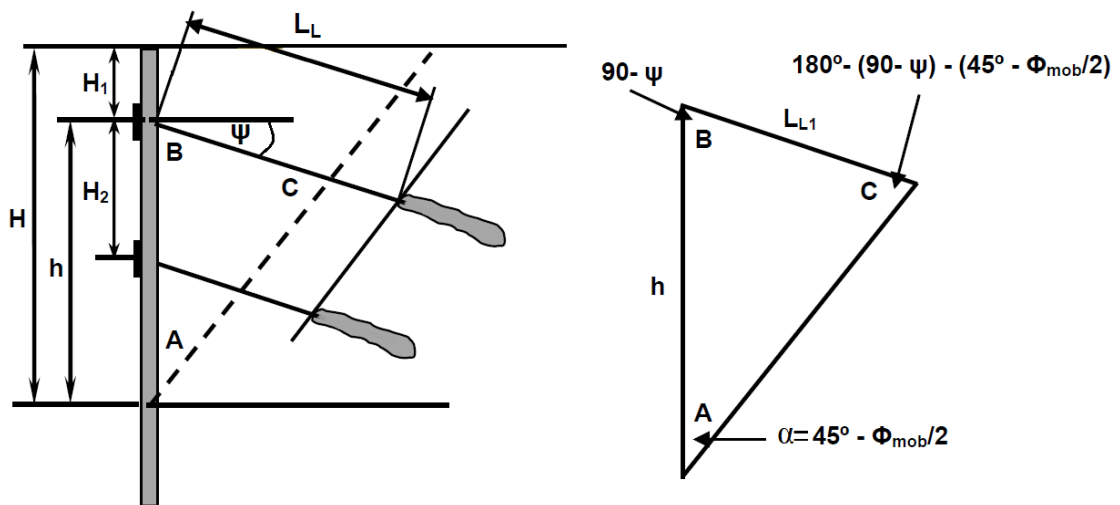


Figura 6.21 Esquema de longitudes del anclaje

Fuente: <http://www.deMECÁNICA.com/Geotecnia/geotecnia10.htm>

Resolviendo el gráfico anterior por ley de senos obtenemos:

$$\frac{L_{L1}}{\text{sen}\left(45^\circ - \frac{\phi_{mob}}{2}\right)} = \frac{h}{\text{sen}\left[180^\circ - (90^\circ - \psi) - \left(45^\circ - \frac{\phi_{mob}}{2}\right)\right]}$$

Ec. 6.28

Luego aumentando la consideración de Peck la longitud libre del anclaje quedará de la siguiente forma:

$$Ll = Ll_1 + X \quad \text{Ec. 6.29}$$

Luego se procederá de la misma manera para obtener la longitud libre de los demás anclajes.

Es importante señalar que si se diseñan muros anclados permanentes en suelos cohesivos se debe revisar la condición a corto plazo, que representa la condición de resistencia no drenada ($\phi = 0^\circ$) y la de largo plazo, que es la condición drenada ($\phi \neq 0^\circ$), con la particularidad que para calcular la longitud libre de los anclajes, la condición a corto plazo será la que rijas el proceso, dado que el ángulo al cual se ubique la superficie de falla será de 45° porque el ángulo de fricción interna es 0° .

6.6.3.8 CÁLCULO DE LA LONGITUD DEL BULBO DE INYECCIÓN

Para iniciar el cálculo de longitud del bulbo lo primero es encontrar la máxima carga permisible del ancla considerando la longitud máxima de bulbo que es de 12 m en suelos y de 10 m en rocas, a continuación comprobar que la carga de diseño sea menor que la carga máxima permisible para encontrar la longitud mínima o necesaria del bulbo utilizando la carga de diseño. Las longitudes de bulbo en lugares con mayores restricciones de derecho de vía, pueden ser iguales a la distancia a partir del final de la longitud libre hasta 0.60 m dentro del límite de derecho de vía.

- Longitud de bulbo para anclajes en suelo

En anclajes para suelo el rango de la longitud del bulbo varía entre 4.5m y 12m y para propósitos de prediseño, la capacidad de carga última transferida por el bulbo hacia el suelo se puede conseguir de la tabla 6.1 cuyos valores toman en cuenta la adherencia y la fricción del suelo.

TIPO DE SUELO	DENSIDAD RELATIVA (SPT)	CAPACIDAD DE CARGA DE TRANSFERENCIA (Kg/m)	CAPACIDAD DE CARGA DE TRANSFERENCIA (kN/m)
Arena y Grava	Suelta (5-10)	14.69	144
	Media (11-30)	22.45	220
	Densa (31-50)	29.59	290
Arena	Suelta (5-10)	10.2	100
	Media (11-30)	14.8	145
	Densa (31-50)	19.39	190
Arenas y Limos	Suelta (5-10)	7.14	70
	Media (11-30)	10.2	100
	Densa (31-50)	13.27	130
Mezcla de limo arcilloso con baja plasticidad o arena fina o mezclas de limo	Dura (30 - 60)	3.06	30
	Muy dura (> 60)	6.12	60

Tabla 6.1 Valores últimos presuntivos de transferencia de carga para el diseño preliminar de anclas de tierra rectas de lechada a gravedad en el suelo.

Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4.

Dichos valores consideran lo siguiente:

- El valor de “N” del ensayo SPT.
- Un diámetro pequeño de agujero perforado (10 a 15 cm).
- Un anclaje común de eje recto cuya lechada es inyectada por gravedad o presiones pequeñas.

La carga máxima de diseño permisible para el anclaje en un suelo puede determinarse multiplicando la longitud del bulbo por la capacidad de carga última de transferencia y luego dividirlo por un factor de seguridad de 2.0 ó mayor²³:

$$T_{\max} = \frac{L_b Q_u}{FS} \Rightarrow L_b = \frac{T_{\max} FS}{Q_u}$$

Ec. 6.30

²³ Sabatini y otros, 1998

Dónde:

Q_u = Capacidad de carga última de transferencia del bulbo del anclaje (Kg/m)

T_{max} = Carga máxima de diseño (Kg)

FS = Factor de seguridad

L_b = Longitud del bulbo del anclaje (m)

- Longitud de bulbo para anclajes en rocas

La longitud del bulbo para anclajes en rocas lo más común es que esté dentro de 3m a 10m. La capacidad de carga última que transfiere el bulbo hacia la roca competente, o sea donde no existen planos de discontinuidad o de debilidad a lo largo de la cual se puedan producir roturas, puede ser obtenida de la tabla 6.2. La calidad de la roca para propósitos de resistencia dentro de ingeniería puede ser estimada mediante la extracción de núcleos, tipo de roca, el índice de la calidad de la roca, la orientación y frecuencia de las discontinuidades. Existen diversos ensayos que se realizan para determinar la masa rocosa y se los puede encontrar dentro de las normas de la Sociedad Americana de Ensayos de Materiales ASTM.

Para determinar la carga máxima de diseño permisible para anclajes en rocas se puede usar la ecuación 6.27, es decir, se multiplica la longitud del bulbo por la capacidad de carga última de transferencia y luego se la divide por un factor de seguridad de 2.0, excepto para pizarras de arcillas donde hay que considerar un factor de seguridad de 3.0 por su baja capacidad de transferencia de carga. Estos factores de seguridad son para asegurarse de cubrir las incertidumbres asociadas a discontinuidades potenciales como juntas o fisuras en la masa rocosa.

TIPO DE ROCA	CAPACIDAD DE CARGA DE TRANSFERENCIA (Kg/m)	CAPACIDAD DE CARGA DE TRANSFERENCIA (kN/m)
GRANITO O BASALTO	74.49	730
CALIZA DOLOMÍTICA	59.18	580
CALIZA SUAVE	44.9	440
ARENISCA	44.9	440
PIZARRAS DURAS	36.73	360
PIZARRAS SUAVES	15.31	150

Tabla 6.2 Valores últimos presuntivo de transferencia de carga para el diseño preliminar de anclajes en roca.

Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems Geotechnical Engineering CN^o4.

6.6.3.9 LONGITUD FINAL DEL ANCLAJE

Una vez que se han encontrado los valores de longitud libre (Ll) y longitud del bulbo (Lb), se procede a sumar dichas longitudes para obtener la longitud total del anclaje (Lt), así:

$$L_t = L_l + L_b \quad \text{Ec. 6.31}$$

En este punto también se puede controlar la altura del suelo sobre el primer anclaje, que como ya se mencionó anteriormente en el punto 6.6.3.5 que trata sobre los espaciamientos, debe ser mayor a 4.5m, y para ello tenemos la siguiente ecuación en base a trigonometría:

$$Z = H_1 + \left(L_T - \frac{1}{2} L_B \right) \text{sen} \psi \quad \text{Ec. 6.32}$$

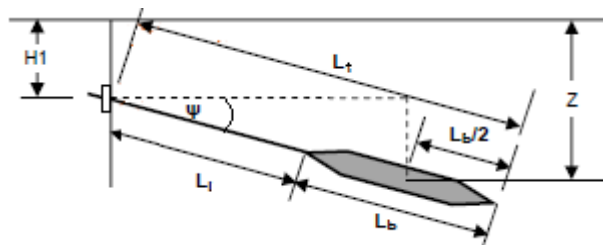


Figura 6.22 Altura del suelo sobre el bulbo inyectado del primer anclaje

Fuente: Elaboración propia

6.6.3.10 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD GLOBAL DEL MURO ANCLADO

Para la estabilidad global de muros de sostenimiento, talud retenido y el suelo o roca de fundación se deberán evaluar utilizando métodos de análisis basados en el equilibrio límite. Los análisis de estabilidad presentados en este documento de investigación se centran en la resistencia de la masa del suelo y la ubicación y magnitud de las fuerzas de retención proporcionadas por las anclas de tierra suficientes para proporcionar un factor de seguridad aceptable con respecto a una potencial inestabilidad de masas. Para la estabilidad de muros anclados se hace referencia a la estabilidad interna, estabilidad externa y estabilidad basal del muro, así como la estabilidad bajo condiciones sísmicas.

6.6.3.10.1 ESTABILIDAD INTERNA DEL MURO ANCLADO

Para calcular la fuerza requerida para estabilizar el corte o excavación se puede utilizar el método de equilibrio de fuerzas mediante el análisis de una cuña de suelo deslizante para encontrar la carga total horizontal necesaria para proveer estabilidad a una excavación vertical.

Para el enfoque simplificado de equilibrio límite²⁴ vamos a partir del ejemplo de una superficie de falla, diagrama de cuerpo libre y diagrama de vectores de fuerzas que actúan como se muestran en la figura 6.23 para un muro de altura H con suelo detrás y delante de la pantalla de revestimiento, determinado por un ángulo de fricción efectivo, ϕ_{mob} . Se asume que la superficie crítica de falla potencial pasa delante de la zona del bulbo de tal manera que las cargas completas del anclaje contribuya a la estabilidad del muro. La resistencia al corte del suelo es afectada por un factor de seguridad, tal que $\phi_{mob} = \tan^{-1}((\tan \phi)/FS)$. Se asume también que la resistencia pasiva movilizada se desarrolla con la altura total empotrada del muro, d . Para la superficie de falla asumida, el ángulo de fricción interna de la interfaz, δ_{mob} igual a ϕ_{mob} puede ser usado para calcular el coeficiente de presión pasiva de tierra.

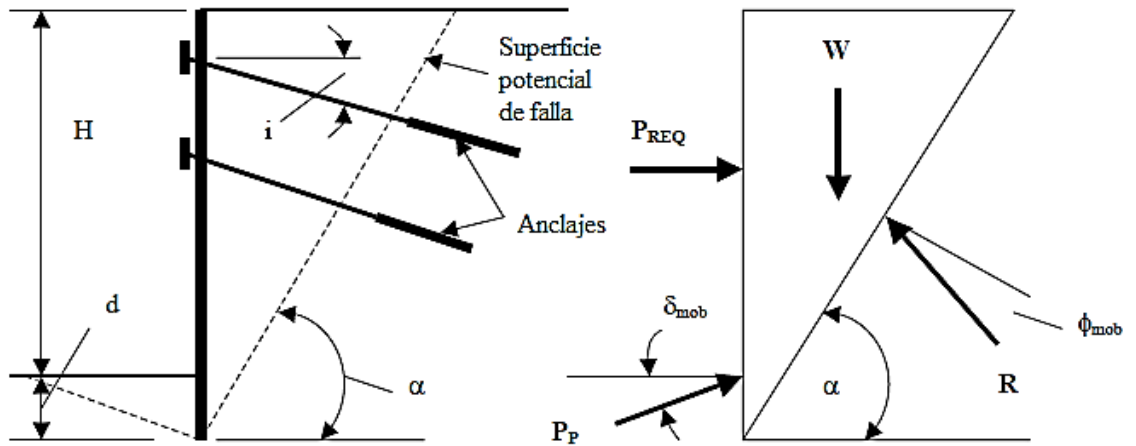
²⁴ FHWA-SA-99-015, párrafo 5.2.8

En el análisis P_{REQ} representa la fuerza horizontal externa requerida para estabilizar un corte vertical. Esta fuerza representa la resistencia combinada que produce la componente horizontal de la fuerza en el anclaje, $TD \cdot \cos(\psi)$ y la resistencia lateral producida por la parte empotrada del muro, SP_H . Si suponemos que P_{REQ} es horizontal implica que la resistencia vertical producida por la parte empotrada del muro, SP_V , es igual en magnitud y opuesta a la componente vertical de la carga en el anclaje, $TD \cdot \sin(\psi)$. La fuerza requerida P_{REQ} se calcula según la siguiente fórmula y tomando en cuenta todos los términos que aparecen en la figura 6.23:

$$P_{REQ} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\frac{(1 + \xi)^2}{\tan \alpha - \tan \beta} - K_{P_{mob}} \xi^2 \left(\text{sen } \delta_{mob} + \frac{\cos \delta_{mob}}{\tan(\alpha - \phi_{mob})} \right) \right] \tan(\alpha - \phi_{mob})$$

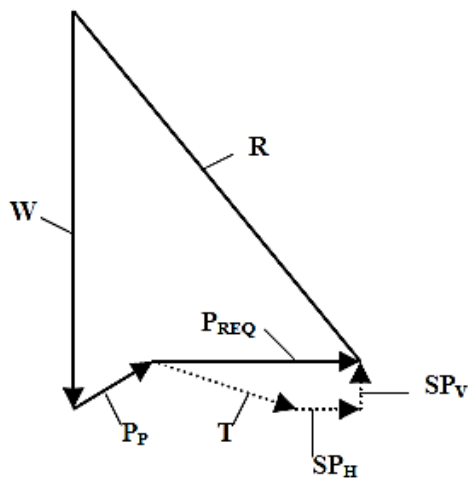
Ec. 6.33

Se resuelve de forma iterativa para encontrar el ángulo de la superficie potencial de falla α , y la altura empotrada d , hasta que el valor más grande de P_{REQ} sea encontrado. El valor para $K_{P_{mob}}$ en la ecuación 6.30 está basada suponiendo que la falla que surge en la parte inferior del corte de la parte pasiva del suelo tiene la forma de una espiral logarítmica por lo cual $K_{P_{mob}}$, puede ser obtenido para una solución de espiral logarítmica mediante el uso del gráfico 6.24 que muestra coeficientes de presión activa y pasiva según el ángulo de fricción interna efectiva (ϕ_{mob}) y el ángulo de la superficie de relleno tras el muro (β). La carga P_{REQ} puede ser convertida a una envolvente de presión aparente para calcular las cargas de los anclajes.



a. Sistema de muro anclado

b. Diagrama de cuerpo libre



c. Vectores fuerza

- H = Altura del muro (m)
- d = Profundidad de empotramiento (m)
- W = Peso del suelo (Kg/m)
- R = Componente friccionante de la resistencia del suelo (Kg/m)
- P_{REQ} = Carga de presión necesaria para estabilizar el corte (Kg/m)
- E_P = Fuerza resultante de presión pasiva (Kg/m)
- T = Fuerza total del ancla (Kg/m)
- SP_H = Fuerza horizontal resistente del muro (Kg/m)
- SP_V = Fuerza vertical resistente del muro (Kg/m)
- Φ = Ángulo de fricción interna del suelo ($^\circ$)
- δ_{mob} = Ángulo de fricción en la interfaz suelo-muro ($^\circ$)
- Ψ = Angulo de inclinación de las anclas ($^\circ$)
- α = Ángulo de inclinación de superficie potencial de falla ($^\circ$)
- ξ = Relación d/H

Figura 6.23 Método de equilibrio de fuerzas para muros anclados

Fuente: Methods Used in Tieback Wall Design and Construction to Prevent Local Anchor Failure, Progressive Anchorage Failure and Ground Mass Stability Failure

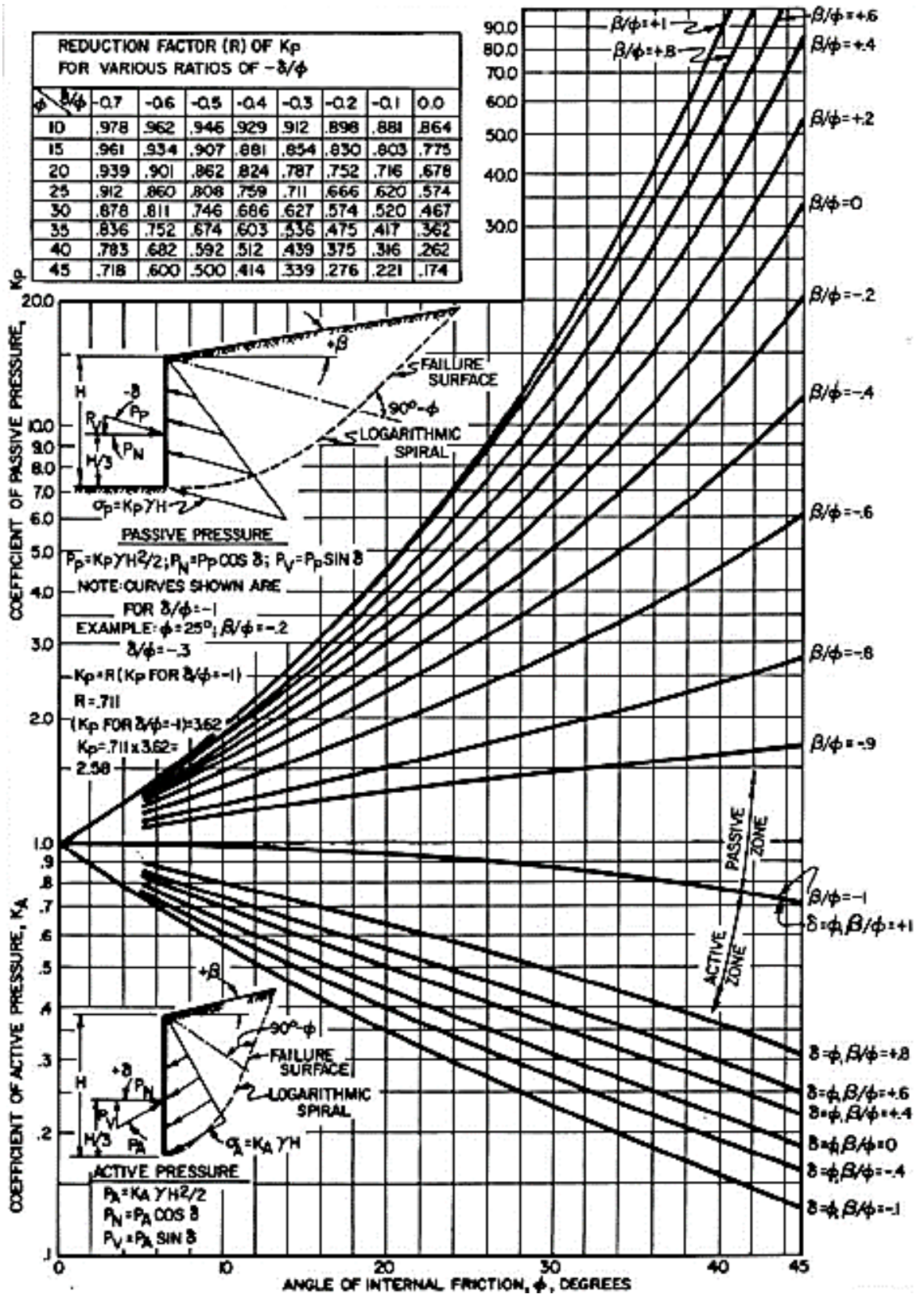


Figura 6.24 Coeficientes de presión activa y pasiva

Fuente: NAVFAC Design Manual 7.2, Foundations and Earth Structures

Una vez que se realice las iteraciones para encontrar el valor de P_{REQ} se lo debe comparar con el valor de la sumatoria de las componentes horizontales de las fuerzas en los anclajes (T_H) y la reacción en la base (R_B), y revisar que el valor de P_{REQ} sea el menor.

El valor de profundidad de empotramiento d oscila normalmente entre el 10% al 20% de la altura H del muro anclado, pudiendo esta ser mayor o no necesitarse dependiendo de la capacidad del suelo hasta donde se haya llegado como base para el asentamiento del muro anclado.

Como observamos en la figura 6.23 ahora se debe tomar una nueva superficie de falla que debe pasar a una inclinación α , determinada en base a la profundidad de empotramiento (d), a la cual se registra el mayor valor de P_{REQ} , por lo cual se debe revisar la longitud libre propuesta en la parte inicial del diseño y recalcularla según la fórmula:

$$L_{I1} = \frac{\text{sen}(90^\circ - \alpha)(h + d)}{\text{sen}(\alpha + \psi)} \quad \text{Ec. 6.34}$$

Si el nuevo valor calculado de L_{I1} es mayor que el hallado en la Ec. 6.28, deberemos sustituir este nuevo valor de L_{I1} y utilizar una nueva longitud de anclaje.

6.6.3.10.2 ESTABILIDAD EXTERNA DEL MURO ANCLADO

El análisis de estabilidad externa puede ser muy amplio ya que entraría dentro de un tema más específico que es el de estabilidad de taludes, sin embargo hay métodos para establecer un enfoque simplificado de estabilidad externa en muros anclados. La estabilidad externa de una pared anclada tiene que ver con la estabilidad de la pared y la masa del suelo con respecto a las superficies de falla que pasa detrás de los anclajes del suelo. La longitud total de un ancla debe ser diseñada para lograr el factor de seguridad requerido.

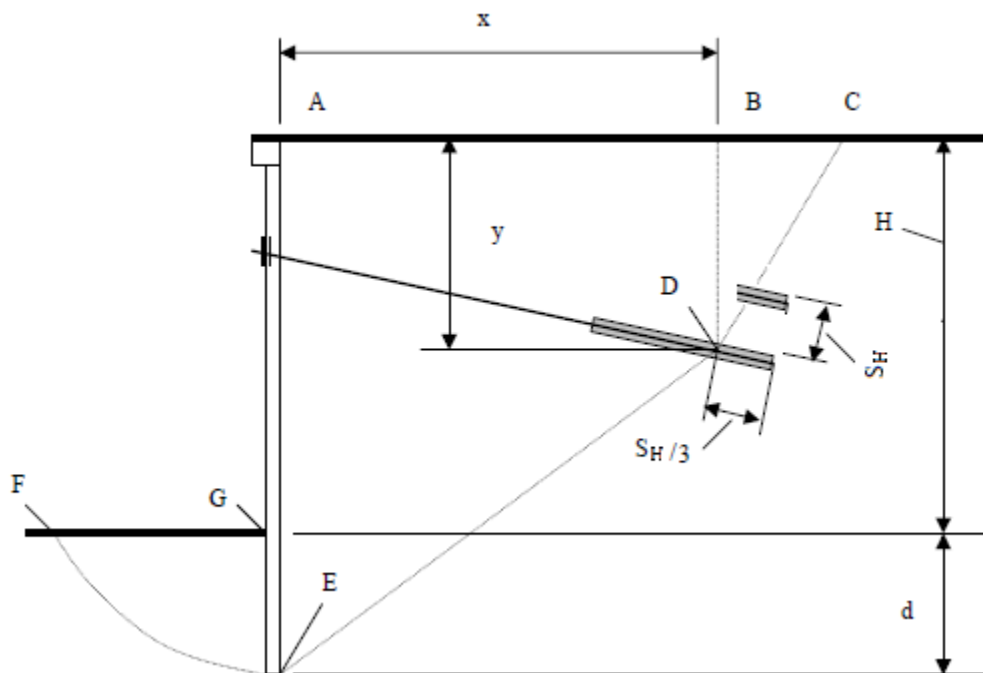


Figura 6.25 Estabilidad Externa – modelo simple de equilibrio de fuerzas

Fuente: Methods Used in Tieback Wall Design and Construction to Prevent Local Anchor Failure, Progressive Anchorage Failure and Ground Mass Stability Failure

Se determina la estabilidad externa de un muro anclado²⁵ asumiendo que el plano potencial de deslizamiento pasa detrás del ancla y en la parte inferior de la pared. Ya que las anclas son espaciadas a una distancia horizontal, S_H (en planta), la superficie de falla potencial puede asumir una forma tridimensional, más que la forma de 2D usada con una base idealizada para el análisis, sin embargo es una buena aproximación y muy conservadora. Cuando una superficie de 2D es usada para aproximar una superficie de falla en 3D, usualmente se asume que dicha superficie atraviesa el bulbo de anclaje desde la parte inferior a una distancia $S_H/3$ como se ve en la figura 6.25.

Las fuerzas mostradas sobre la masa de suelo actúan sobre el área ABCDEF de la figura 6.25 y son observadas en el diagrama de vectores de la figura 6.26. De estas fuerzas, el peso de la masa de suelo actúa hacia abajo con una magnitud igual al peso W . Sobre la cara izquierda (AE), la resistencia pasiva del suelo movilizada,

²⁵ FHWA-RD-98-065, Summary Report of Research on Permanent Ground Anchor Walls, Volume 1: Current Practice and Limiting Equilibrium Analyses, Pág. 76.

$E_{P_{mob}}$, actúa en un ángulo movilizado de fricción entre suelo y muro, δ_{mob} , por lo que el coeficiente de presión pasiva movilizada $K_{P_{mob}}$ se puede calcular en base gráfico 6.24, propuesto por Caquot y Kerisel.

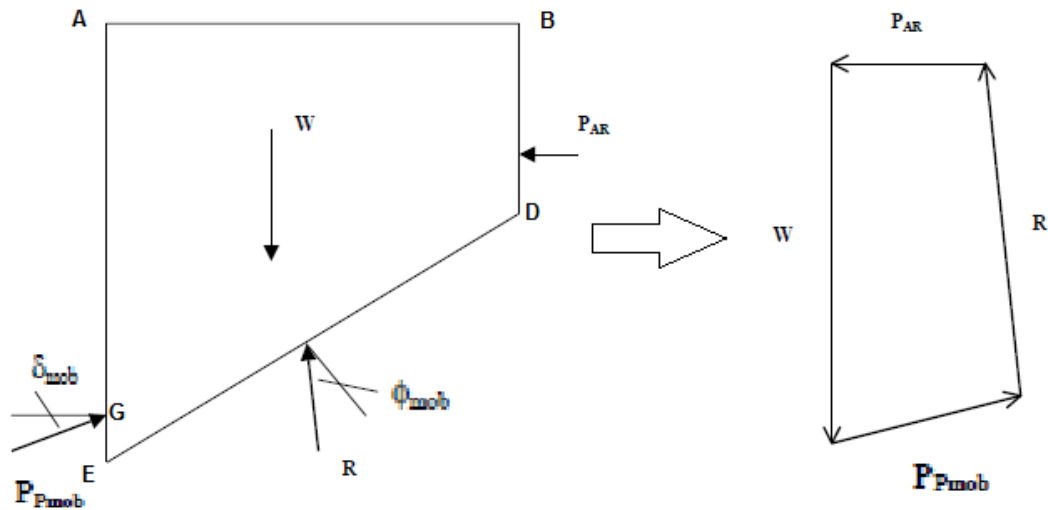


Figura 6.26 Diagrama de cuerpo libre y su transformación a vectores fuerza actuantes sobre el área ABCDEG

Fuente: Methods Used in Tieback Wall Design and Construction to Prevent Local Anchor Failure, Progressive Anchorage Failure and Ground Mass Stability Failure

El empuje de presión activa, P_A , se asume que actúa sobre la cara derecha vertical BD, detrás de la superficie de falla y es calculada con la teoría de Rankine. Sobre la cara inferior DE, la resistencia de suelo actúa en un ángulo, ϕ_{mob} , perpendicular al plano de falla. El ángulo de fricción de interfaz suelo-estructura δ , se asume con un valor de cero para la presión activa del suelo, P_A . Por lo que $\delta = \delta_{mob} = \phi_{mob}$, y así se inicia un proceso iterativo que consistirá en buscar aquel ángulo de fricción interna ϕ_{mob} que satisfaga el equilibrio límite planteado según la ecuación²⁶:

$$(1 + \xi + \lambda)X - K_{P_{mob}} \xi^2 \text{sen}(\delta_{mob}) + \frac{K_{P_{mob}} \xi^2 \cos(\delta_{mob}) - K_{A_{mob}} \lambda^2}{\tan(\phi_{mob} - \alpha)} \approx 0$$

Ec. 6.32

²⁶ Ralph W. Strom and Robert M. Ebeling, 2002 Methods Used in Tieback Wall Design and Construction to Prevent Local Anchor Failure, Progressive Anchorage Failure and Ground Mass Stability Failure, Pág. 68

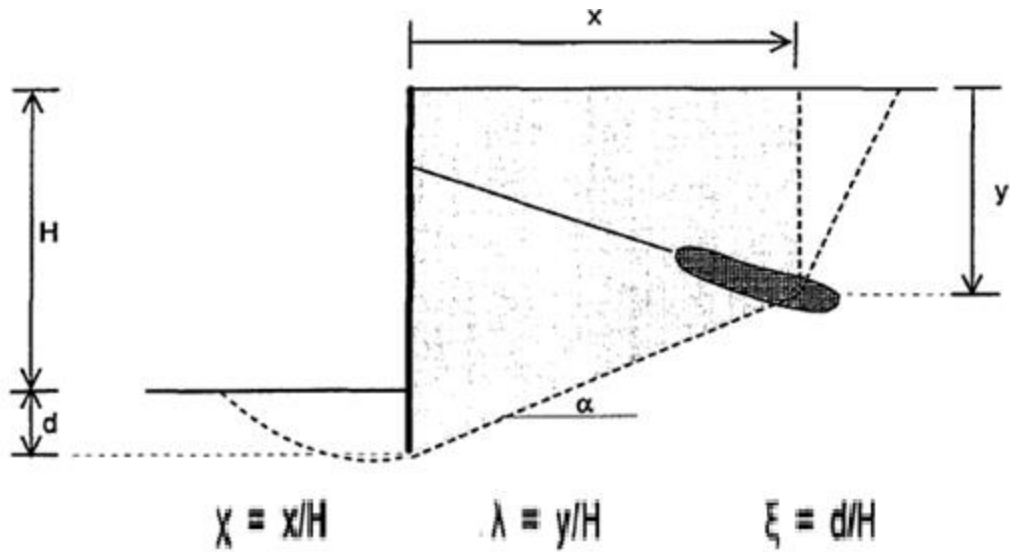


Figura 6.27 Definición de los parámetros adimensionales X, λ, ξ

Fuente: Summary Report of Research on Permanent Ground Anchor Walls V.1

A su vez las coordenada x e y , así como el ángulo de inclinación de la falla α se obtienen con las siguientes ecuaciones:

$$x = \left(L_T - \frac{S_H}{3} \right) \cos \psi \quad \text{Ec. 6.36}$$

$$y = \left(L_T - \frac{S_H}{3} \right) \text{sen} \psi + H_1 + n \quad \text{Ec. 6.37}$$

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{H + d + n - y}{x} \right) \quad \text{Ec. 6.38}$$

Para el valor de altura H usado en las ecuaciones mostradas en la figura 6.27 se debe considerar que la sobrecarga puede ser transformada a una altura equivalente de suelo n , misma que deberá sumarse al valor de H para calcular los valores de X, λ, ξ . El valor n se calcula con la siguiente fórmula:

$$n = \frac{q_s}{\gamma} \quad \text{Ec. 6.39}$$

Una vez encontrado el ángulo ϕ_{mob} que satisface la ecuación de estabilidad aproximándose al valor cero se calcula el factor de seguridad, el mismo que debe ser mayor al asumido al inicio del cálculo y, en caso de que dicha condición no se cumpla, pues se tendrá que aumentar la longitud libre del anclaje hasta encontrar un valor que permita un mayor factor de seguridad. El factor de seguridad de estabilidad externa viene dado por la fórmula:

$$FS_e = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_{mob}} \geq FS \quad \text{Ec. 6.40}$$

6.6.3.10.3 ESTABILIDAD BASAL DEL MURO ANCLADO

Los modos de falla comunes con respecto a la estabilidad basal incluyen levantamiento del fondo en la base de excavaciones en suelos cohesivos y erosión para las excavaciones en suelos no cohesivos. El levantamiento del fondo se produce cuando los suelos en la base de la excavación son relativamente débiles en comparación con las tensiones de sobrecarga inducida por el lado de retenido de la excavación. El levantamiento del fondo puede ser un elemento crucial para sistemas anclados temporales construidos en suelos cohesivos medianos a blandos, pero no se considera crítico para otro tipo de suelo. La erosión se produce si hay suficiente agua para producir velocidades críticas en la base de la excavación pero ese no es un tema que se discuta en este documento ya que se requiere de mayor especialización en el tema geotécnico.

6.6.3.10.4 ESTABILIDAD INTERNA DEL MURO ANCLADO BAJO CONDICIÓN SÍSMICA

Los efectos del terremoto se pueden considerar en el diseño de muros de contención que soportan estribos de puentes, edificios, paredes contra el ruido, los servicios públicos esenciales, u otras instalaciones para las que existe una baja tolerancia a fallar. Los efectos de la inercia de la pared y la amplificación probable

de empuje activo y/o la movilización de las masas de tierra pasiva por el terremoto pueden ser considerados.

En muros anclados se puede evaluar su comportamiento sísmico con las teorías de diseño sísmico convencionales. Por ello los empujes laterales de tierra, incluyendo los efectos sísmicos, pueden ser analizados y evaluados utilizando una extensión de la teoría de Coulomb, teoría que fue desarrollado por Okabe(1926) y Mononobe(1929), denominada Método de Mononobe-Okabe, la misma que asume lo siguiente:

- El muro es libre de moverse lo suficiente como para inducir condiciones de empuje activo.
- El relleno está completamente drenado, sin cohesión y no es susceptible a licuefacción.
- El muro se considera como elemento rígido, lo que muestra que la aceleración del suelo se transmite al sistema.
- El efecto del movimiento del suelo terremoto está representado por una fuerza horizontal pseudo-estática de inercia $k_h W_s$, y, una fuerza vertical pseudo-estática de inercia $k_v W_s$, si actúa hacia arriba, o $-k_v W_s$, si la fuerza vertical actúa hacia abajo.

En el método Mononobe-Okabe se incorporan de manera pseudoestática las aceleraciones que representan el movimiento sísmico que se quiere aplicar a la estructura. Posteriormente, por equilibrio de fuerzas se encuentra el empuje pseudoestático resultante.

En la figura 6.29, W_s es el peso de la cuña deslizante y k_h y k_v son los coeficientes sísmicos horizontal y vertical, respectivamente. El coeficiente sísmico k_h y k_v se expresan como una fracción de la aceleración de la gravedad g .

El método de Mononobe-Okabe se propuso originalmente para análisis de muros de gravedad rígidos que fallan por deslizamiento de la base, pero su aplicación a muros que fallan por rotación alrededor de la base o la coronación, ha resultado satisfactoria. También ha sido aplicado a paredes flexibles con movimiento de flexión.

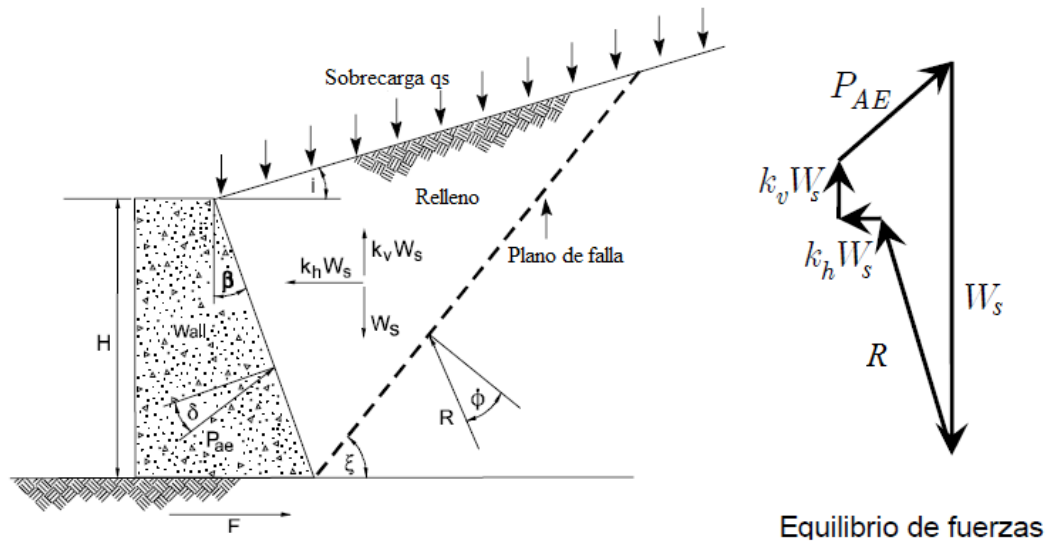


Figura 6.29 Fuerzas detrás de un muro de contención

Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering

Circular N°4

Una forma general²⁷ de expresar el empuje activo total o combinado detrás del sistema de muro reforzado se consigue mediante la utilización de la siguiente ecuación:

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{AE} (1 - k_v) \left\{ 1 + \frac{2q_s}{\gamma H} \left[\frac{\cos \theta}{\cos (\beta - \theta)} \right] \right\} \quad \text{Ec. 6.41}$$

Dónde:

E_{AE} = fuerza total de empuje activo combinado (KN/m)

K_{AE} = coeficiente de presión de tierras activo combinado

²⁷ Ebeling and Morrison, 1992

q_s = presión de sobrecarga (KN/m²)

θ = ángulo de la cara del muro con respecto a la vertical (°)

β = ángulo de la pendiente del suelo retenido (°)

γ = peso específico del suelo (KN/m³)

En la ecuación 6.41 se enuncia la suma del empuje activo gravitacional con el empuje debido a la acción sísmica, por lo que el empuje sísmico E_E es el resultado de la diferencia entre el empuje activo combinado E_{AE} y el empuje activo gravitacional E_A .

$$E_{AE} = E_A + E_E \text{ por tanto: } E_E = E_{AE} - E_A \quad \text{Ec. 6.42}$$

La ecuación de cálculo del coeficiente K_{AE} se define como:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \omega_1 - \theta)}{\cos \omega_1 \cos^2 \theta \cos(\theta + \delta + \omega_1) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \omega_1 - \beta)}{\cos(\delta + \theta + \omega_1) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad \text{Ec. 6.43}$$

Dónde:

δ = ángulo de fricción entre el suelo y el muro (°)

ϕ = ángulo de fricción interna del suelo (°)

θ = ángulo de la cara del muro con respecto a la vertical (°)

β = ángulo de la pendiente del suelo retenido (°)

ω_1 = ángulo entre coeficientes sísmicos horizontal y vertical (°)

$$\omega_1 = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right) \quad \text{Ec. 6.44}$$

k_h = coeficiente sísmico horizontal

k_v = coeficiente sísmico vertical

El coeficiente sísmico vertical en el cálculo de muros es cero ya que no se considera la construcción de volados en muros anclados para subsuelos de

edificios. El valor de coeficiente sísmico horizontal es por lo general el valor de zona sísmica considerado para una zona específica dentro de los países que sufren de movimientos sísmicos, en nuestro país contamos con el siguiente mapa de zonificación:

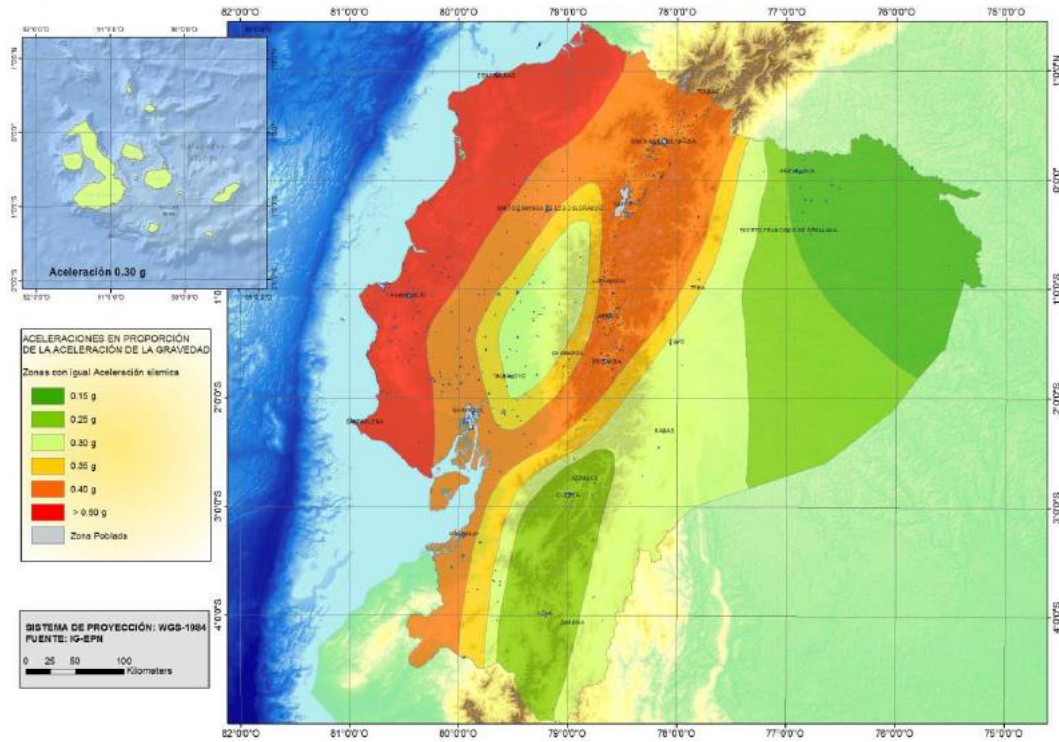


Figura 6.30 Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción, Capítulo II

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Tabla 6.3 Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción, Capítulo II

Según lo anotado anteriormente se tomarán los coeficientes $k_h=Z$ y $k_v=0$.

El punto de aplicación para el empuje activo gravitacional se ubicará a 1/3 de la altura del muro detrás de la zona de suelo que está anclada, mientras que el empuje sísmico estará ubicado a 2/3 de la altura del muro.

Según estudios realizados²⁸ podemos utilizar la siguiente secuencia de cálculo para obtener los resultados sobre lo que sucede cuando se presenta un sismo. En primer lugar se calcula el coeficiente de empuje activo de tierras por Rankine mediante la ecuación:

$$k_a = \tan^2(45^\circ - \phi/2) \text{ si } \beta=0 \quad \text{Ec. 6.45}$$

De allí que se deben tomar en cuenta, adicionalmente del empuje activo de tierras, el empuje activo por sobrecarga y el empuje de sobrecarga por sismo, valores que respectivamente vienen dados por las siguientes ecuaciones:

$$E_A = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot k_a \cdot H^2 \quad \text{Ec. 6.46}$$

$$E_S = q_s \cdot k_a \cdot H \quad \text{Ec. 6.47}$$

$$E_{SE} = q_s \cdot (k_{AE} - k_a) \cdot H \quad \text{Ec. 6.48}$$

Tomando en cuenta los nuevos parámetros la ecuación 6.42 se modificaría de la siguiente forma:

$$E_E = E_{AE} - E_A - E_S - E_{SE} \quad \text{Ec. 6.49}$$

Este empuje aparente por sismo deberá transformarse a un valor de presión de tierras para lo cual se puede usar la ecuación:

$$PE = \frac{EE}{H - \frac{1}{3}H \quad 1 - \frac{1}{3}Hn + 1} \quad \text{Ec. 6.50}$$

Y las ecuaciones para transformar esta presión a una tensión de anclaje y calcular la fuerza de reacción en la base vienen dadas por:

²⁸ CARLOS JURADO CABAÑES, Problemas de interacción suelo estructura en cimentaciones y muros de contención. influencia de los fenómenos de despegue y deslizamiento (TESIS DOCTORAL), Madrid 2012

$$T_{HEQ} = \frac{1}{2H} P_E \left(H_1 + \frac{1}{2} H_2 \right) \left(2H - H_1 - \frac{1}{2} H_2 \right) \quad \text{Ec. 6.51}$$

$$R_B = \frac{P_E}{8H} H_2^2 \quad \text{Ec. 6.52}$$

6.6.3.10.5 ESTABILIDAD EXTERNA DEL MURO ANCLADO BAJO CONDICIÓN SÍSMICA

Para analizar la estabilidad externa se efectúa el análisis de estabilidad de equilibrio límite pseudo-estático del sistema de muro anclado, que trata de que las superficies de falla pasen delante de la zona de anclaje y bajo el pie del muro. El análisis pseudo-estático muestra la ubicación de la o las superficies de falla críticas, las cuales sirven para verificar las longitudes de los anclajes propuestas en condición estática.

La longitud del bulbo debe estar situada fuera de la superficie de falla según el análisis de Mononobe-Okabe. A medida que la aceleración del suelo aumenta la pendiente de la superficie de falla se torna plana de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$\rho_A = (\phi - \omega_1) + \tan^{-1} \left(\frac{\sqrt{A(A^2 + 1)(A + B)} - A^2}{1 + B(A^2 + 1)} \right) \quad \text{Ec. 6.53}$$

Dónde:

ϕ = Ángulo de fricción interna del suelo (°)

Θ = Ángulo de la cara del muro respecto a la vertical (°)

B = Ángulo de la pendiente del suelo retenido (°)

A = Ángulo de fricción entre suelo y el muro (°)

ρ_A = Ángulo de inclinación respecto a la horizontal de la superficie de falla (°)

Los valores de A y B se calculan como:

$$A = \tan(\phi - \beta - \omega_1) \quad \text{Ec. 6.54}$$

$$B = \tan(\delta + \beta + \omega_1) \quad \text{Ec. 6.55}$$

La superficie de falla se extiende en dirección horizontal y a causa que las longitudes de los anclajes determinadas en el diseño estático muchas veces tengan que aumentarse para proporcionar un anclaje adecuado al terreno bajo condiciones sísmicas. Podemos utilizar un factor de seguridad de 1.2 para el análisis de estabilidad externa por actividad sísmica, o bien trabajar con condiciones normales de resistencia del suelo.

Una vez calculado el ángulo de inclinación de la superficie de falla ρA generado por eventos sísmicos, se debe calcular una nuevamente las longitudes libres de los anclajes de modo que la superficie de falla pase por delante de la longitud del bulbo del anclaje lo cual representa el último requerimiento para determinar la longitud total de los anclajes, y para ello contamos con la siguiente fórmula que se aplicará según cada anclaje que exista:

$$L_{Lx} = \frac{(H_{x+1} + H_{x+2} + H_n + d) * \text{sen}(90^\circ - \rho A)}{\text{sen}(\rho A + \phi)} \quad \text{Ec. 6.56}$$

6.6.3.11 CÁLCULO DE ÁREAS DE ACERO PARA LOS ANCLAJES

Cuando se realizan los cálculos para las áreas de acero de los anclajes, hay que considerar que deben soportar la suma de las fuerzas de tensión. Dicha fuerza se reparte entre el área de la sección transversal total del conjunto de barras, cables o torones. Para calcular el área de acero tenemos la siguiente ecuación:

$$A_s = \frac{T}{0.6f'_y} \quad \text{Ec. 6.57}$$

Donde:

As : Área de acero

T : Carga que se vaya a usar para el diseño del anclaje

f_y : Límite de fluencia del acero (barras, cables o torones 10550-11250 kg/cm²), también se puede tener como resistencia mínima de tensión f_{pu} .

En el cálculo se debe tomar en cuenta la acción de agentes erosivos que atacan el acero. También deben instalarse fundas protectoras, pintura anticorrosiva, grasas, etc., para tomar en cuenta el efecto de la corrosión y problemas que se presentan por la variación entre el diámetro total de anclaje y el diámetro de perforación. Existen tablas que muestran las diferentes características para barras, cables o torones que se usen para anclaje.

El elemento de acero debe ser de tipo preesforzado y capaz de transmitir de forma segura la carga en la zona de unión de anclaje a la estructura sin la rotura del tendón. Los factores independientes de seguridad se aplican con respecto a la posible quiebra mecanismo de rotura del tendón. La carga de proyecto no superará el 60 por ciento de la resistencia especificada a la tracción mínima (SMTS) del acero. La carga de cierre no podrá ser superior a 70 por ciento de la SMTS y la carga máxima de prueba no podrá superar el 80 por ciento de la SMTS.

A manera de ejemplo, si la carga de prueba máxima es 133 por ciento de la carga de diseño, entonces el ancla de tierra debe ser seleccionada sobre la base de una carga máxima admisible de diseño de $(0,8 / 1,33)$ SMTS o 0.6 SMTS. Si la carga de prueba máxima es 150 por ciento de la carga de diseño, entonces la carga máxima permisible es de diseño $(0,8 / 1,5)$ SMTS o 0,53 SMTS.

En las tablas 6.4 y 6.5 se muestran las dimensiones y resistencias comúnmente usadas para aplicaciones de muros anclados que se puede encontrar en la normas ASTM A722 y ASTM A416.

Grado del acero	Diámetro nominal	Esfuerzo último fpu	Área nominal de sección transversal Aps	Esfuerzo último fpu Aps	Fuerza de preesfuerzo		
					0.8 fpu Aps	0.7 fpu Aps	0.6 fpu Aps
(ksi)	(mm)	(N/mm ²)	(mm ²)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
150	26	1035	548	568	454	398	341
	32	1035	806	835	668	585	501
	36	1035	1019	1055	844	739	633
	45	1035	1716	1779	1423	1246	1068
	64	1035	3348	3461	2769	2423	2077
160	26	1104	548	605	484	424	363
	32	1104	806	890	712	623	534
	36	1104	1019	1125	900	788	675

Tabla 6.4 Propiedades de barras de acero preesforzadas (ASTM A722)

Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering

Circular N°4

Número de cables de 15mm de diámetro	Área nominal de (mm ²)	Resistencia Tpu (kN)	Fuerza de preesfuerzo		
			0.8 fpu Aps (kN)	0.7 fpu Aps (kN)	0.6 fpu Aps (kN)
1	140	260.7	209	182	156
3	420	782.1	626	547	469
4	560	1043	834	730	626
5	700	1304	1043	912	782
7	980	1825	1460	1277	1095
9	1260	2346	1877	1642	1408
12	1680	3128	2503	2190	1877
15	2100	3911	3128	2737	2346
19	2660	4953	3963	3467	2972

Tabla 6.5 Propiedades de cables de acero Preesforzados de 15mm (ASTM A416)

Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering

Circular N°4

El tipo y el tamaño de los anclajes deben ser evaluados antes del diseño de la zona de unión de anclaje porque el diámetro del agujero requerido varía como una función del tamaño del tendón. La tabla 6.6 se puede utilizar para estimar la apertura de trompeta mínima para hilos o tendones de barra.

Tipo de tendón	Tamaño de apertura mínimo sugerido de trompeta (mm)	
	Class II corrosion protection	Class I corrosion protection
Número de cables de 15mm de diámetro		
4	102	150
7	115	165
9	127	178
11	140	191
13	153	203
17	165	216
Diámetro de barra (mm)		
26	64	89
32	70	95
36	76	102

Tabla 6.6 Relación entre el tamaño del tendón y el tamaño de abertura de trompeta

Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering

Circular N°4

Para algunos proyectos se explora la necesidad de un diseño más conservador como el uso de $0.625f_{pu}$ como esfuerzo de trabajo para tendones de acero en instalaciones temporales, mientras que para los anclajes de carácter permanente del esfuerzo de trabajo $0.5f_{pu}$ es ahora reconocido para efectos de diseño. Así, el factor de seguridad contra la falla de tracción del tendón de acero es de 1.6 para anclajes de carácter temporal y el 2.0 para los anclajes permanentes. Estas recomendaciones se utilizan en escenarios muy críticos.

6.6.3.12 ESTIMACIÓN DE PREESFUERZO INICIAL DE LOS ANCLAJES

La fuerza de preesfuerzo va decreciendo con el tiempo debido a algunas causas. La mayoría de las pérdidas de tensión se producen al principio, luego decrecen progresivamente acercándose a un valor límite. La fuerza de preesfuerzo inicial es la fuerza que existe inmediatamente después de la transmisión de la carga desde los gatos hidráulicos al concreto del bulbo de anclaje, y es inferior a la fuerza ejercida por los gatos debido a las pérdidas por rozamiento y al deslizamiento del cable en el anclaje. La fuerza de preesfuerzo final, representada por el 100% de la fuerza de diseño, es la obtenida una vez que han ocurrido todas las pérdidas, incluidas las que dependen del tiempo, como flujo plástico en el suelo, flujo

plástico en los componentes del anclaje y la relajación del acero. A continuación se dará una breve descripción de cada una de ellas, así como también las expresiones para calcularlas.

6.6.3.12.1 DESLIZAMIENTO EN LOS ANCLAJES

El deslizamiento en los anclajes se presenta cuando se transfiere carga al dispositivo de anclaje en la construcción lo que causa un ligero movimiento hacia adentro del cable cuando las cuñas se asientan y al deformarse el anclaje bajo la tensión.

La escala de este movimiento varía según el tipo de anclaje y las técnicas constructivas manejadas. La cantidad de movimiento debido al asentamiento y la deformación por tensión asociada con un tipo determinado de anclaje se determina de mejor forma mediante un ensayo directo. Cuando se determina esta cantidad ΔL , se calcula fácilmente la pérdida de tensión mediante la siguiente ecuación:

$$\Delta f_{DA} = \frac{\Delta L}{L} E_e \quad \text{Ec. 6.58}$$

Dónde:

Δf_{DA} = Pérdida de preesfuerzo debido al deslizamiento en el anclaje (MPa)

ΔL = Movimiento causado por el asentamiento y deformación por tensión (mm)

E_e = Módulo de elasticidad del acero de preesfuerzo (MPa), generalmente se considera un valor de 0.2×10^6 .

L = Longitud libre del anclaje (mm)

La cantidad de deslizamiento es casi independiente de la longitud del cable, por lo que las pérdidas de tensión serán grandes en cables cortos y relativamente pequeñas en los largos, usualmente varían entre 3.2mm a 9.5mm.

6.6.3.12.2 FLUJO PLÁSTICO Y CARGAS A LARGO PLAZO

El efecto de flujo plástico, conocido también como creep, es un efecto que obedece al tiempo de carga estática en el anclaje. Una carga estática a largo plazo puede ocasionar desplazamientos en el anclaje que cambian con el tiempo. Este efecto acumulativo representa la fluencia entre suelo y componentes del anclaje, es decir, el flujo plástico de la lechada en el bulbo, la unión parcial entre acero y lechada, relajación del acero, y el flujo plástico de la conexión del tendón con la pantalla del muro y la cabeza de anclaje.

En resumen, los anclajes se deberán diseñar e instalar considerando estos efectos de modo que los desplazamientos durante la vida útil de la estructura no represente un movimiento significativo que pueda dañar o causar roturas en el muro construido.

6.6.3.12.3 FLUJO PLÁSTICO O FLUENCIA DEL SUELO

La arcilla no experimenta cambios rápidos en volumen o en el contenido de agua con la carga a corto plazo, sin embargo, el incremento de carga habitualmente causará cierta distorsión de la zona esforzada. Con el tiempo se presentan cambios significativos en la tensión efectiva que unidos a cambios en la configuración de suelo pueden producir condiciones inestables y hacer que este suelo entre en un estado de flujo plástico. De esta manera, los suelos que cambian sus condiciones en función del tiempo pueden experimentar desplazamientos de flujo plástico bajo carga constante y antes de que haya una falla estructural del anclaje.

Consiguientemente en el diseño de anclajes permanentes el comportamiento de flujo plástico del suelo deberá ser considerado y la información puede ser obtenida en torno a los desplazamientos por flujo plástico en función del tiempo.

Las teorías actuales enuncian la relación entre el desplazamiento y el tiempo en forma de función matemática exponencial, de esta forma, una línea recta es

obtenida cuando esta función es trazada a una escala semilogarítmica²⁹. La inclinación de esta línea se define como el coeficiente de fluencia y crece para cada siguiente etapa de carga. Cuando el desplazamiento no decrece con el tiempo se asume que la carga última ha sido alcanzada aunque aún permanece bajo carga.

Este estado provee la definición de la falla del anclaje y sirve como base para establecer las cargas de trabajo. El coeficiente de fluencia se puede calcular usando la siguiente ecuación:

$$K_{\Delta} = \frac{\Delta_2 - \Delta_1}{\log\left(\frac{t_2}{t_1}\right)}$$

Ec. 6.59

Misma que se deduce del siguiente gráfico:

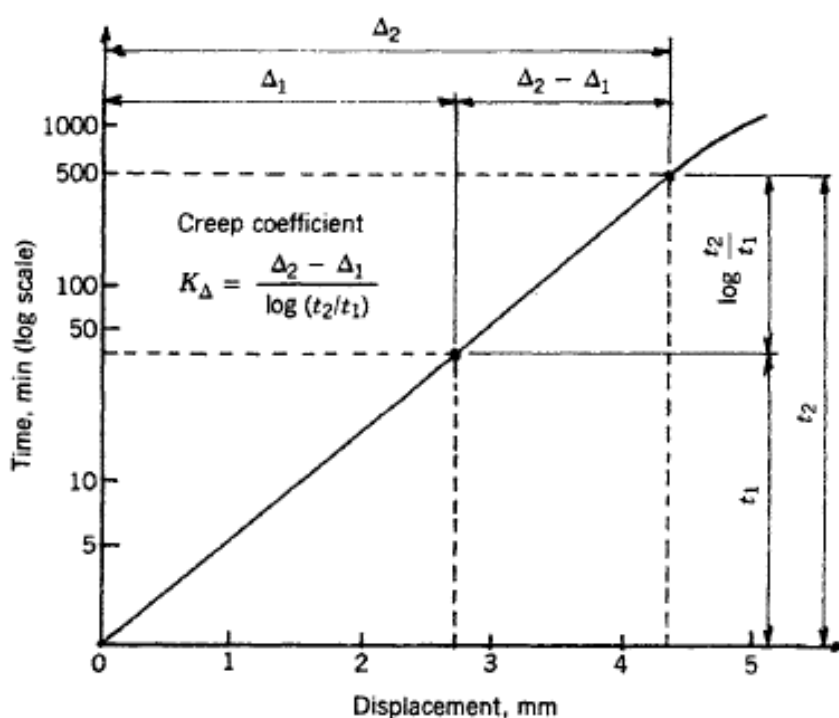


Figura 6.31 Curva tiempo-desplazamiento para anclajes en arcilla, trazada en escala logarítmica

Fuente: Ground Anchors and Anchored Structures, Petros Xanthakos, 1991

²⁹ Ostermayer, Foundation Engineering Handbook, 1974

En la ecuación 6.31 la contribución a la fluencia está asociada con los elementos del anclaje de manera vinculada. Los desplazamientos por fluencia debido a la desunión parcial en la interfaz acero-lechada, flujo plástico de la lechada y relajación del tendón de acero pueden aumentar el coeficiente de fluencia a 0.4mm. Incrementando más allá de este valor es el resultado de la fluencia en la interfaz lechada-suelo.

Los valores de K_{Δ} son relativamente pequeños al comienzo de la aplicación de carga pero se incrementan rápidamente ($K_{\Delta} > 1$) como sigue:

- Para arcillas medias a altamente plásticas de consistencia rígida en un 40% de la carga de falla.
- Para arcillas medias a altamente plásticas de la consistencia rígida a muy rígida en un 55% de la carga de falla.
- Para arcillas medias a altamente plásticas de la consistencia muy rígida a dura en un 80% de la carga de falla.
- Para la arena uniforme en un 80% de la carga de falla.

Esto es evidente ya que estos límites indican el comienzo del flujo plástico alrededor de la lechada, esta fase se debe evitar para anclajes permanentes. Estos resultados son únicamente para anclajes de ejes rectos. Ostermayer³⁰ obtuvo grandes desplazamientos de flujo plástico en anclajes con bulbo acampanado, posiblemente ligados a las concentraciones de esfuerzos locales que dan como resultado la consolidación y deformación plástica del suelo.

Ya que el fenómeno de flujo plástico y la respuesta de los anclajes no son absolutamente entendidos, la construcción de anclajes permanentes no se recomienda en lugares donde el suelo tiene un alto contenido de materia orgánica, donde prevalezca arena suelta, o donde prevalezcan materiales cohesivos con

³⁰ Ostermayer, Foundation Engineering Handbook, 1974

consistencias pequeñas (Índice de Compresibilidad, $IC < 0.9$) o que tengan un límite líquido menor del 50%.

6.6.3.12.4 CÁLCULO DE LA CARGA DE TRANSFERENCIA

Este cálculo se efectúa considerando la cuantificación de desplazamiento que se forman en el tendón por la carga de diseño y las pérdidas de carga esperadas a través de la vida útil del sistema anclado.

Comenzamos calculando una elongación inicial del tendón ΔL , relacionando la carga de diseño, el módulo de elasticidad del acero del tendón, la longitud libre y el área de acero del tendón, según la siguiente fórmula:

$$\Delta L = \frac{T_D L_L}{A_s E_e} \quad \text{Ec. 6.60}$$

A continuación obtenemos una elongación adicional que garantice que cuando ocurran pérdidas de preesfuerzo a través del tiempo se conserve la carga de diseño T_D . Generalmente se le aplica un porcentaje adicional a la elongación inicial³¹ que varíe entre 5 al 10% para absorber la elongación esperada por pérdidas.

Incluyendo el desplazamiento causado por las pérdidas esperadas se calcula el desplazamiento total con la ecuación:

$$\Delta L_T = \Delta L + \Delta L_P \quad \text{Ec. 6.61}$$

Debido a que la elongación se incrementa se desprende que la carga de transferencia aumentará y esto permitirá que el anclaje no pierda la fuerza que soporta y para la que fue diseñada inicialmente, para ello recalculamos la carga según la ecuación:

³¹ Ground Anchors and Anchored Structures, Petros Xanthakos, 1991

$$T = \frac{\Delta L_T A_s E_s}{L_t} \quad \text{Ec. 6.62}$$

Calculada la carga de transferencia lo que procede es especificar el valor de la presión en el dispositivo hidráulico de tensado (conocido como Jack), para aplicar dicha carga la cual se determina mediante la ecuación:

$$f_j = \frac{T}{T_{pu}} f_{pu} \quad \text{Ec. 6.63}$$

Donde:

f_j : presión en el Jack

T_{pu} : capacidad última del tendón

f_{pu} : resistencia mínima de preesfuerzo del acero (generalmente se toma acero grado 270, 1862 MPa)

6.6.3.13 CÁLCULO DEL REVESTIMIENTO O PANTALLA DEL MURO

En muros anclados su pantalla de hormigón está planteada para resistir cargas laterales resultantes de las envolventes de presión aparente de tierras, incluyendo las fuerzas de sobrecarga y las fuerzas sísmicas.

Además de las fuerzas indicadas, están también las fuerzas de reacción de los anclajes, por lo cual se debe diseñar la pantalla del muro para resistir momentos flexionantes y fuerzas de punzonamiento.

El revestimiento se puede diseñar asumiendo un apoyo simple entre los elementos, considerando o no la acción de arco del suelo o arqueado de suelo. En ausencia de otros métodos adecuados, para el diseño preliminar los máximos momentos flectores en el revestimiento se pueden determinar de la siguiente manera³²:

³² Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD 2007 11.8.5.2

- Para tramos simples sin acción de arco del suelo (revestimientos simplemente apoyados detrás de los cuales el suelo no se arqueará entre apoyos verticales, por ejemplo en suelos cohesivos blandos o para revestimientos rígidos de hormigón en contacto firme con el suelo in situ.):

$$M_{\text{máx}} = 0,125 PH^2 \quad \text{Ec. 6.64}$$

- Para tramos simples con acción de arco del suelo (revestimientos simplemente apoyados detrás de los cuales el suelo se arqueará entre apoyos verticales, por ejemplo en suelos granulares o suelos cohesivos rígidos con un revestimiento flexible o rígido detrás del cual hay suficiente espacio para permitir la acción de arco del suelo in situ.):

$$M_{\text{máx}} = 0,083 PH^2 \quad \text{Ec. 6.65}$$

- Para tramos continuos sin acción de arco del suelo (revestimientos continuos sobre varios apoyos verticales, por ejemplo revestimientos de hormigón armado o proyectado.):

$$M_{\text{máx}} = 0,1 PH^2 \quad \text{Ec. 6.66}$$

- Para tramos continuos con acción de arco del suelo (revestimientos continuos sobre varios apoyos verticales, por ejemplo revestimientos de hormigón armado o proyectado.):

$$M_{\text{máx}} = 0.083PH^2 \quad \text{Ec. 6.67}$$

Donde:

$M_{\text{máx}}$: momento flector mayorado en un ancho unitario o altura unitaria del revestimiento (Nmm/mm)

P : empuje lateral promedio mayorado, incluyendo el suelo, la sobrecarga y la presión hidrostática que actúa en la sección de revestimiento considerada (MPa/mm)

H : separación entre elementos verticales u otros apoyos del revestimiento (mm)

Cálculo de momentos en condiciones sísmicas

Cuando se presenta un sismo actúa la condición activa de tierras con sobrecargas y la contribución sísmica de tierras con sobrecarga, lo cual genera momentos sobre la pantalla. Aquí se deben usar factores³³ de mayoración de carga $\Gamma_{EH} = 1.5$, $\Gamma_S = 1.50$ y $\Gamma_{EQ} = 1.00$. Dichos factores se multiplicarán por cada fuerza de empuje a la que corresponda y se multiplicarán según se indicó en las ecuaciones de la 6.64 a la 6.67.

Como ejemplo se escribe la siguiente ecuación, que corresponde a uno de los casos más usados dentro del cálculo de muros anclados, es una modificación de la ecuación básica 6.67 que incluye todas las fuerzas de empuje que actúan:

$$Mu = \frac{1}{10}(\Gamma_{EH}P_A + \Gamma_S P_S + \Gamma_{EQ}P_{EQ} + \Gamma_{EQ}P_{En})H_n^2 \quad \text{Ec. 6.68}$$

Donde:

P_A : presión aparente de tierras

P_S : presión por sobrecarga

P_{EQ} : presión de tierras en condición sísmica.

P_{En} : presión uniforme en el claro que se esté analizando, se calcula según:

$$P_{En} = \frac{P_E(H - H_1)}{H} \quad \text{Ec. 6.69}$$

Cálculo de área de acero requerido para la pantalla

Asumimos una franja de muro con espesor $b=1.0$ m y un espesor recomendado como mínimo de 30 cm. Para obtener la profundidad efectiva de se debe restar el recubrimiento de la pantalla. De acuerdo a esto despejaremos el valor de cuantía de acero ω de la siguiente ecuación:

$$M_u = \omega f'_c (1 - 0.59\omega) b d_e^2 \quad \text{Ec. 6.70}$$

³³ Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD 2007 3.4.1

De allí calculamos nuestro porcentaje de acero según la ecuación:

$$\rho = \frac{\omega f'_c}{f_y} \quad \text{Ec. 6.71}$$

Y obtenemos el área de acero requerida según:

$$A_{s req} = \rho b d_e \quad \text{Ec. 6.72}$$

Siempre y cuando el porcentaje de refuerzo se encuentre entre ρ_{min} y ρ_{max} según las ecuaciones:

$$\rho_{min} = \frac{0.25 \sqrt{f'_c}}{f_y} \quad \text{Ec. 6.73}$$

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \left[0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \right] \quad \text{Ec. 6.74}$$

Para la separación del acero debemos proponer un diámetro de barra, multiplicarlo por el ancho de la franja analizada y dividirlo para el área requerida según la siguiente ecuación:

$$S = \frac{A_v(b)}{A_{s req}} \quad \text{Ec. 6.75}$$

Hasta aquí se han calculado las barras de acero en dirección vertical, para el cálculo de acero en dirección horizontal se procederá de la misma forma, simplemente en lugar de usar la distancia vertical entre anclajes H se utilizará la separación horizontal S_H .

Como parte final se debe anotar que el área de acero calculada en el sentido horizontal deberá ir en ambas caras del muro pues absorberá tanto momentos positivos como negativos.

6.6.3.14 PLACA DE APOYO DE LA CABEZA DEL ANCLAJE

Incluye tuercas, placas de apoyo, barras, etc. En ciertas ocasiones estos elementos quedan embebidos en concreto, otras veces deben tomarse provisiones para ajustar o verificar periódicamente la carga en las anclas, por lo cual deben protegerse con barriles o cápsulas, usualmente de plástico o PVC, retacados con grasa o productos bituminosos.

Si se prevé que el muro anclado sufra desplazamientos (tablestacado flexible, por ejemplo), los barriles o cápsulas deberán ajustarse y volver a engrasarse periódicamente. La mayoría de las anclas temporales no ameritan estas precauciones.

El dimensionamiento y posición de la placa de la cabeza del anclaje, debe ser perpendicular a dicho anclaje, y deben ser diseñadas para evitar deformaciones excesivas de la misma, concentración de tensiones en la estructura a anclar, asentamientos inadmisibles sobre el terreno de apoyo, levantamiento de cuñas pasivas, declinaciones de las cabezas, entre otros efectos.

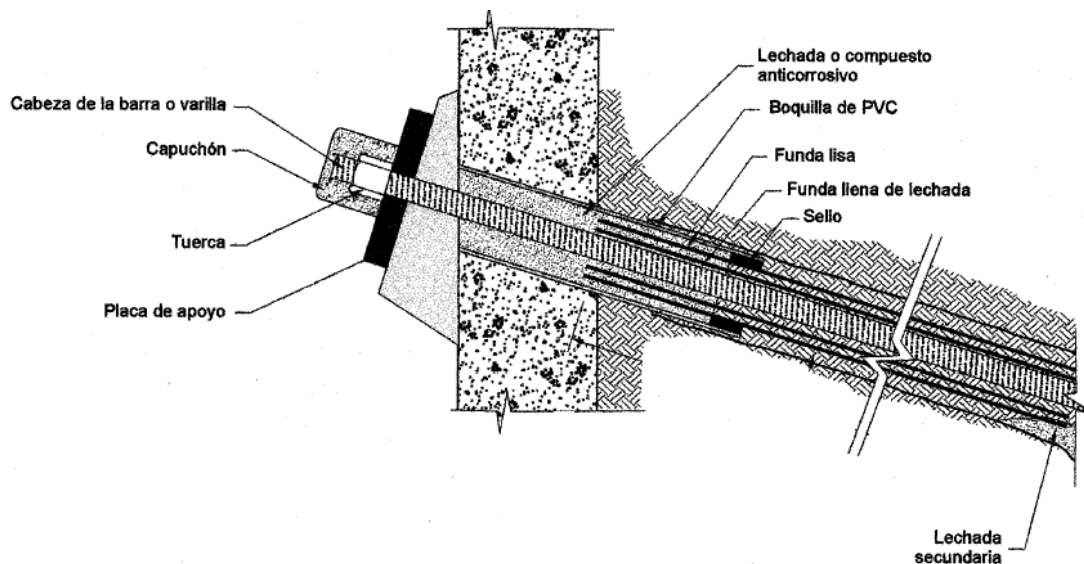


Figura 6.32 Dispositivos y elementos de protección en la cabeza de sistemas de anclaje

Fuente: SOCIEDAD MEXICANA DE MECÁNICA DE SUELOS, A.C. Manual de Construcción Geotécnica, Tomo I

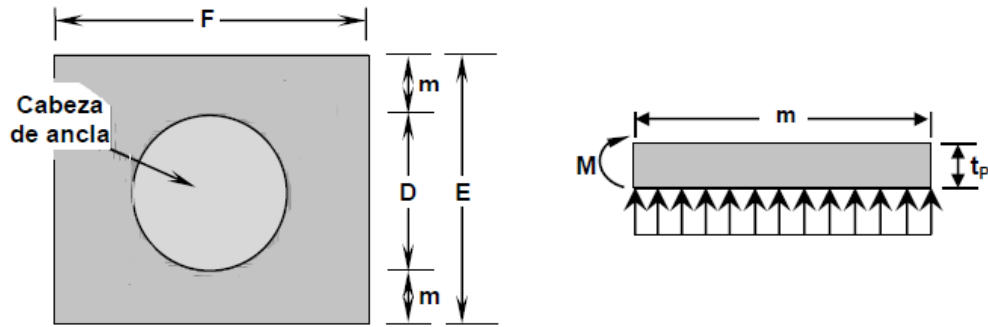


Figura 6.33 Placa de cabeza de anclaje

Fuente: JOSEPH E. BOWLES, Diseño de acero estructural

El espesor de la placa base se calcula considerando la flexión en una sección crítica a la distancia m del borde libre considerando una placa cuadrada (figura 33). Para una presión uniforme y una franja m * unidad de ancho * espesor (t_p), el momento que produce esta sección es:

$$M = \left(\frac{T_D}{A_p} \right) (m) \left(\frac{m}{2} \right) \quad \text{Ec. 6.75}$$

Donde m se despeja de la siguiente fórmula:

$$A_{crit} = (D + 2m) \times (D + 2m) \Rightarrow A_{crit} = \left(\frac{T_D}{350 f'_c} \right) \quad \text{Ec. 6.76}$$

Donde el área de la placa será:

$$A_p = (D + 2m) \times (D + 2m) = E \times F \quad \text{Ec. 6.77}$$

El valor de “D” en la fórmula es entre 2 y 3 veces el diámetro de la cabeza de anclaje.

Para el cálculo del espesor de la placa se debe utilizar el valor del momento con la ecuación siguiente:

$$f_b = F_b = \frac{M}{S} = \frac{6M}{t_p^2} \Rightarrow t_p = \sqrt{\frac{6M}{F_b}}$$

Ec. 6.78

Donde:

M: Momento necesario para calcular espesor de placa

TD: Carga de diseño del anclaje (KN)

Fb: Esfuerzo permisible del acero de la placa (0.75fy) (MPa)

tP: Espesor de la placa de apoyo (m)

Ap: Área de la placa (ExF) (m²)

m: Incremento de longitud de sección crítica de la placa (m)

A_{crit}: Sección crítica de placa de apoyo (m²)

D: Diámetro de elemento de apoyo para barras o cables (m)

S: Módulo de sección de la placa de apoyo (m³)

f'c: Resistencia a la compresión simple del concreto (MPa)

El ancho de la placa de apoyo como mínimo debe ser el doble del diámetro de la perforación realizada en el muro a anclar, en ningún caso inferior a 20 cm. Su espesor será el suficiente para que no se registren deformaciones apreciables durante el tensado y nunca menor de 1 cm.

6.6.3.14.1 CAPACIDAD DE PUNZONAMIENTO DE LA PANTALLA DEL MURO

La capacidad para resistir el cortante que se presenta por punzonamiento es calculada tomando en cuenta una fuerza cortante que actúa en una zona de perímetro efectivo determinada por el diámetro del cono truncado y por la profundidad del mismo (espesor del muro). El diámetro efectivo del cono está definido por una superficie de ruptura que comienza en el borde de la placa de soporte hacia el suelo a través de la pantalla en un ángulo de 45°. La fuerza de punzonamiento que actúa en el muro puede calcularse con la ecuación 6.79, la cual no considera la contribución del suelo que es el caso más conservador.

$$\phi_P V_P = 330 \sqrt{f'_c} \pi D'_c t_F$$

Ec. 6.79

$$D'_c = L_P + 2\left(\frac{t_F}{2}\right) = L_P + t_F \quad \text{Ec. 6.80}$$

Dónde:

Φ_P : Factor de reducción de punzonamiento según AASHTO (0.90)

V_P : Resistencia al cortante por punzonamiento (KN)

D_C : Longitud de la base de la superficie de punzonamiento al centro del espesor de la pantalla (m)

D'_C : Longitud de la base imaginaria de la superficie de punzonamiento al refuerzo

t_F : Espesor total de la pantalla (m)

L_P : Longitud de la placa, $L_P = E$ ó F (m)

El valor calculado anteriormente debe ser comparado con la fuerza de diseño del anclaje TD, multiplicado por un factor de seguridad (FS) de 1.35 para muros provisionales y 1.5 para muros permanentes, cumpliendo la siguiente condición:

$$(FS)T_D \leq \phi_P V_P \quad \text{Ec. 6.81}$$

6.6.3.15 CONSIDERACIONES ADICIONALES DE DISEÑO

Centralizadores.- Los centralizadores son elementos de plástico o PVC que se encargan de mantener la barra de acero centrada y asegura que tenga el recubrimiento adecuado de grout. Se instalan a distancias regulares, sin exceder los 2.5 m en la longitud intermedia del tendón y a 0.5 m desde cada extremo del mismo.

Espaciadores.- Comúnmente fabricados en plástico o acero, se utilizan en la longitud libre y en la longitud de bulbo del anclaje, encargándose de mantener los elementos del anclaje de manera paralela, así como mantener su alineamiento, además los protegen de daños por la fricción que podría generarse. Los espaciadores son colocados en un intervalo de 4 m a 8 m, respectivamente.

Drenaje.- Se pueden utilizar tuberías de PVC con una sección surcada cubierta de geotextil y que están embebidas en el suelo a cierta inclinación (10° a 15°), y que sobresalen de la pantalla de revestimiento (mínimo 5 cm), de tal manera que el agua entre en la sección surcada y salga por fuera de la cara del muro. Se debe usar también drenajes superficiales en la corona y el pie del muro conformados por canales colectores de agua generada por escorrentía.

Compuestos que inhiben la corrosión.- Son compuestos que protegen los componentes de acero del anclaje y la longitud libre, no se endurecen e incluyen grasas y ceras especiales.

Lechada o grout.- Protege el acero de preesfuerzo, longitud libre y longitud del bulbo y puede ser a base de cemento o de resinas epóxica compuestas de otros materiales. Las lechadas también son usadas para llenar vainas protectoras, encapsulaciones, cubiertas, y trompetas.

Trompeta.- La trompeta preserva la parte trasera de la placa de soporte y el acero de preesfuerzo en la transición del anclaje a la longitud libre y es fabricada de tubo de PVC o de acero.

Vainas.- Son de tubo plástico liso o corrugado, o de tubería extruida y es comúnmente usada para proteger el acero de preesfuerzo en la longitud libre del anclaje. Los anclajes de hilos o cables individuales de acero contienen comúnmente compuestos que inhiben la corrosión y que pueden ser izados o extruidos. Una funda cubre todo elemento de preesfuerzo del tendón y es halado o llenado con grout.

Mangas protectoras.- Son mangas utilizadas principalmente para dar protección a los acopladores que unen o conectan las longitudes de la barra de preesfuerzo y las vainas para los tendones.

Encapsulaciones.- Se trata de tubos de plástico de tipo corrugado que protegen el acero del tendón en el bulbo de grout.

6.7 METODOLOGÍA Y MODELO OPERATIVO

La metodología de este tema se orienta en el análisis y diseño de muros anclados de hormigón armado y su aplicación en la estabilización de excavaciones profundas de subsuelos y para un mejor entendimiento de lo indagado se ha desarrollado un programa informático de hoja electrónica que plasme de forma práctica cada punto de esta investigación.

6.7.1. PROGRAMA PARA REALIZAR EL CÁLCULO DE MUROS ANCLADOS DE HORMIGÓN ARMADO “CMA v1.0”

Para que el uso del programa sea lo más sencillo posible, además de emplear el formato de hoja electrónica que es muy usado en la actualidad, se adjuntan notas, gráficos y temas a los que se hace referencia dentro del presente documento en cada sección del programa CMA v1.0 con sus respectivas ecuaciones. Así mismo para los datos que se deben ingresar las celdas están desbloqueadas y marcadas con un sombreado azul, para datos importantes que deban introducirse al programa GEO5 se han sombreado las celdas de la variable con gris, y las celdas que contienen cálculos se han bloqueado para evitar que se editen campos calculados automáticamente. En algunas secciones se hace mención también a tablas auxiliares que se han creado para una mejor presentación de los datos calculados.

Se ha restringido la cantidad de anclajes verticales a un máximo de 10 ya que se trata de una aplicación de uso académico, esto nos permite calcular, dependiendo también de las características del terreno, un muro de hasta 40 metros de profundidad. Se ha controlado también el uso de mensajes cuando no se cumple una condición de cálculo con la respectiva recomendación para resolver el problema.

Las figuras mostradas a continuación tienen como fuente la elaboración propia para una mejor apreciación del ingreso de datos y funcionamiento del programa.

Como primer punto encontramos los datos iniciales de entrada, los cuales deben provenir de un análisis de suelos y los requerimientos de espacio y materiales:

DATOS DE ENTRADA	SÍMBOLO	MAGNITUD	UNIDAD
Longitud o ancho del muro	L :	15	m
Profundidad del muro	H :	10	m
Esfuerzo de compresión del hormigón	f'c :	24	Mpa
Esfuerzo de fluencia del acero	fy :	420	MPa
Factor de seguridad	FS :	1.5	(adimensional, elegir entre 1.3 y 2)
Peso específico del suelo	γ :	19	kN/m ³
Ángulo de fricción interna del suelo	ϕ :	30	°
Consideración de tipo de suelo :	Suelos no cohesivos		

Figura 6.34 Datos de entrada

Dentro de la consideración de tipo de suelo tenemos un menú en el cual se puede escoger los distintos suelos que se pueden presentar:

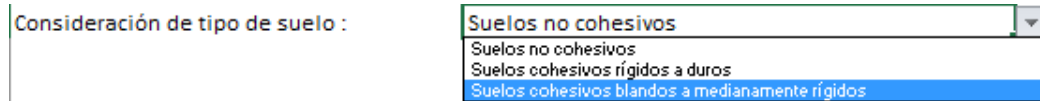


Figura 6.35 Datos de entrada

Si se elige suelo cohesivo blando a medianamente rígido deberemos estar atentos a llenar 3 casilleros más por efectos de cálculo adicional para este tipo de suelo.

Consideración de tipo de suelo :	Suelos cohesivos blandos a medianamente rígidos		
Resistencia del suelo retenido no drenado :	Su :		MPa
Resist. del suelo retenido no drenado bajo base:	Sub :		MPa
Altura de superficie de falla bajo excavación :	d :		m

Figura 6.36 Datos de entrada

Una vez que se ha ingresado los primeros datos la siguiente sección del programa hace referencia al punto 6.6.3.3, en este punto solo debemos ingresar la posibilidad o no de que haya desplazamiento en el muro, cuando la consideración

es “Si” debemos ingresar un factor de seguridad, esta opción se da por anclajes preesforzados a niveles permanentes con presiones activas, lo que induce deslizamientos en el muro.

CÁLCULO DE CARGAS QUE ACTÚAN EN LOS MUROS ANCLADOS		
- Coeficiente de Rankine modificado	$\phi_{mob} =$	21.05 °
	$K_{amob} =$	0.47
- Coeficiente de reposo	$K_o =$	0.5
Mayor valor entre K_{amob} y K_o : 0.5		
Por tanto:	TL =	475.00 kN/m
Considerar posibilidad de desplazamiento	<input type="button" value="No"/> <input checked="" type="button" value="Si"/> <input type="button" value="No"/>	

Figura 6.37 Cálculo de cargas

La siguiente sección hace referencia al punto 6.6.3.5 y tiene que ver con el cálculo de espaciamientos tanto verticales como horizontales entre los anclajes, aquí debemos ingresar la separación horizontal y el número de anclajes que deseamos, el programa calculará la separación vertical automáticamente.

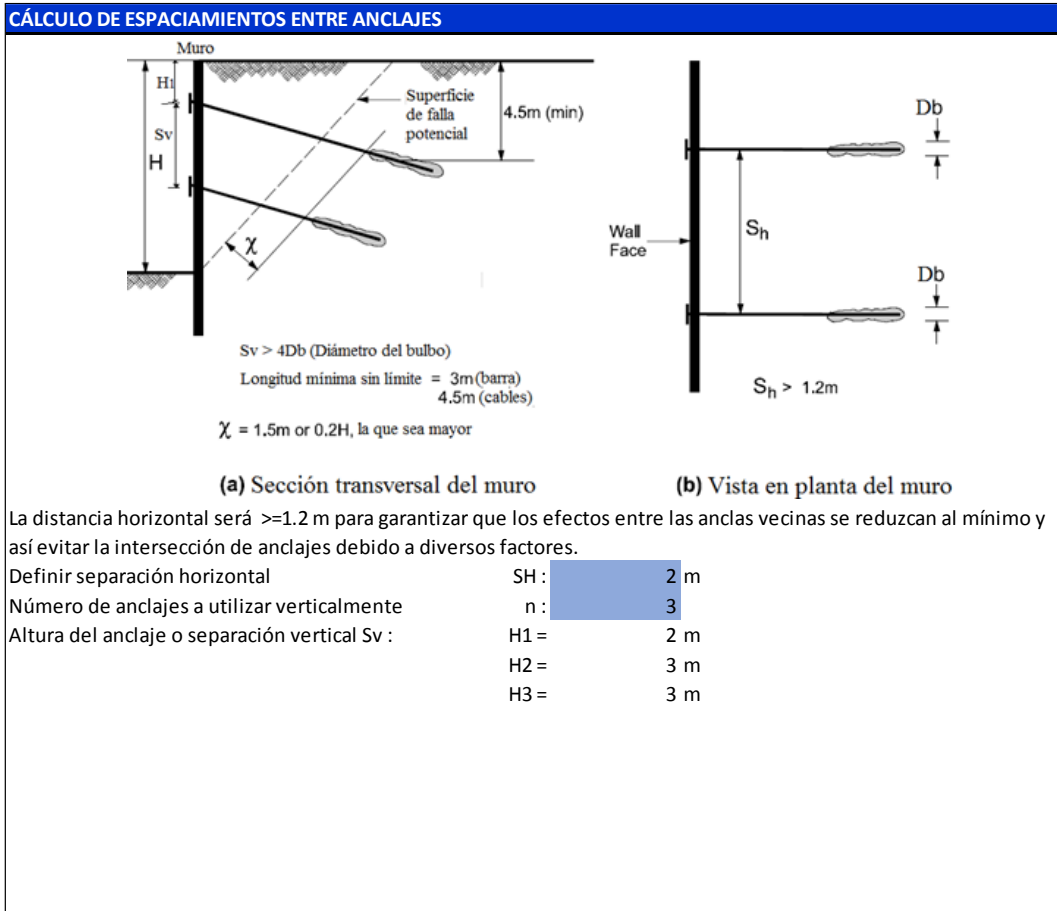


Figura 6.38 Cálculo de espaciamiento entre anclajes

A continuación se muestra el cálculo de empujes aparentes sobre muros anclados, lo cual hace referencia al punto 6.6.3.3.3, no es necesario la introducción de datos.

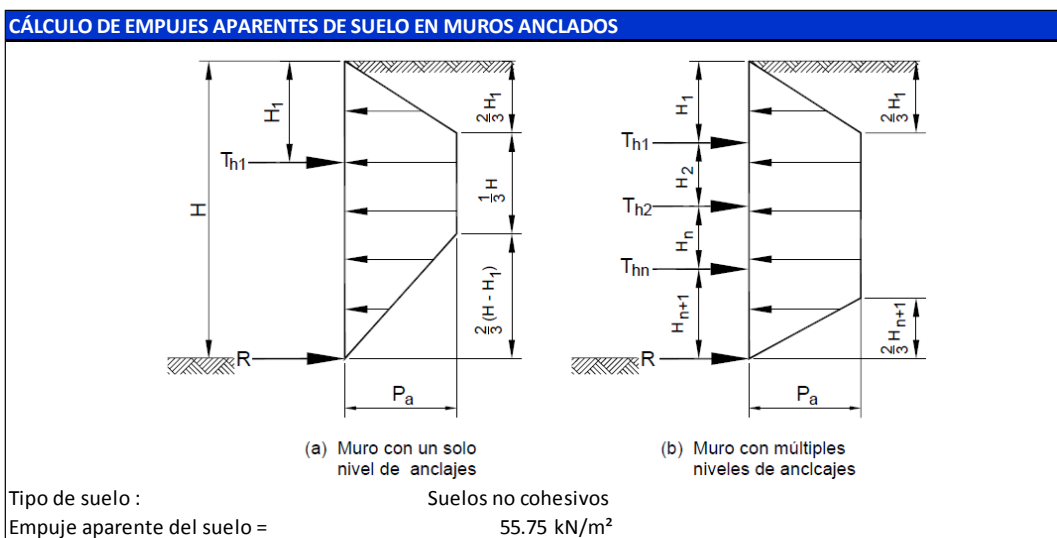


Figura 6.39 Cálculo de empujes aparentes

Luego llegamos al punto 6.6.3.4 que tiene que ver con el cálculo de presión de sobrecarga que producen las estructuras aledañas a nuestro proyecto, aquí debemos ingresar la carga estimada por este efecto.

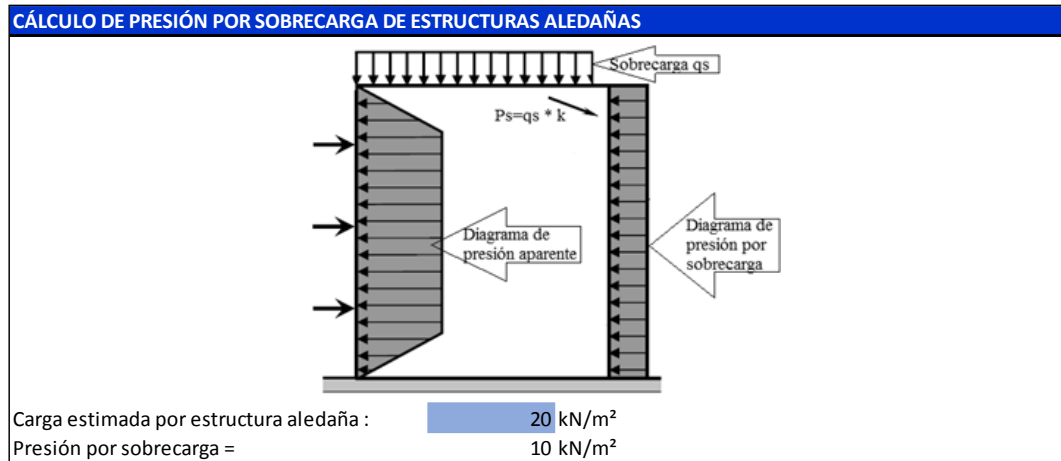


Figura 6.40 Cálculo de presión por sobrecarga de estructuras aledañas

Seguidamente llegamos a la sección donde se determinan las cargas de los anclajes y corresponde al punto 6.6.3.6, se debe ingresar únicamente el ángulo de inclinación de las anclas según las indicaciones que se dan en el mismo programa.

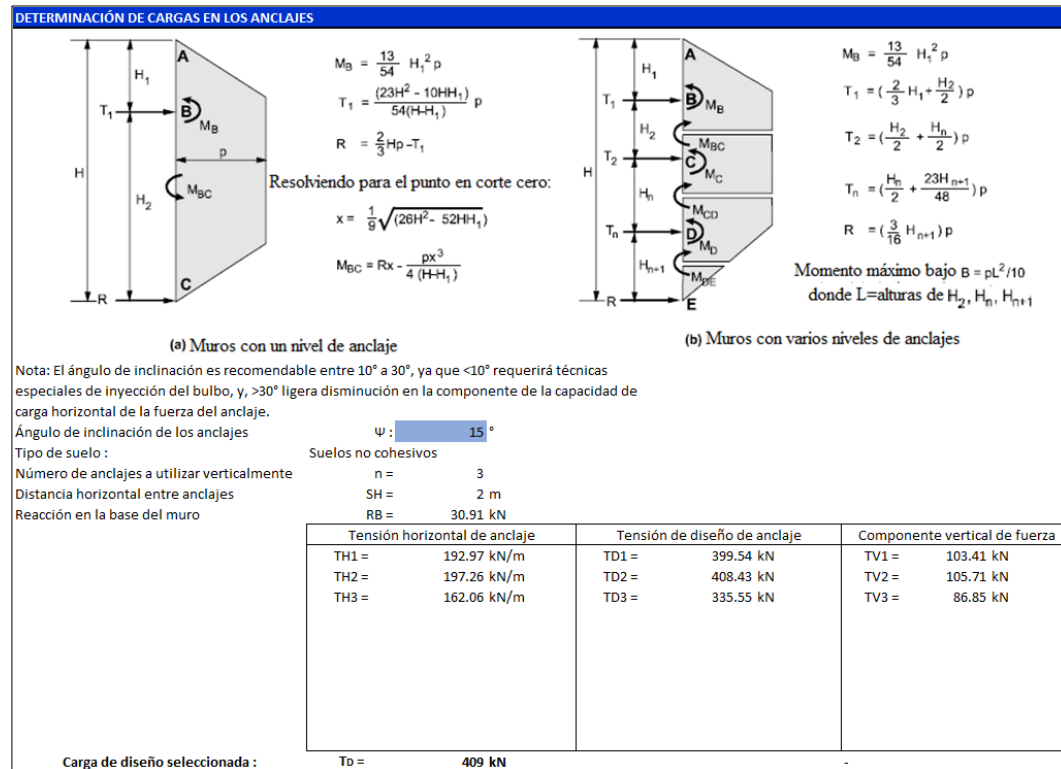


Figura 6.41 Determinación de cargas en los anclajes

Continuando llegamos a la sección del cálculo de longitud de los anclajes perteneciente al punto 6.6.3.7, aquí no debemos ingresar ningún dato.

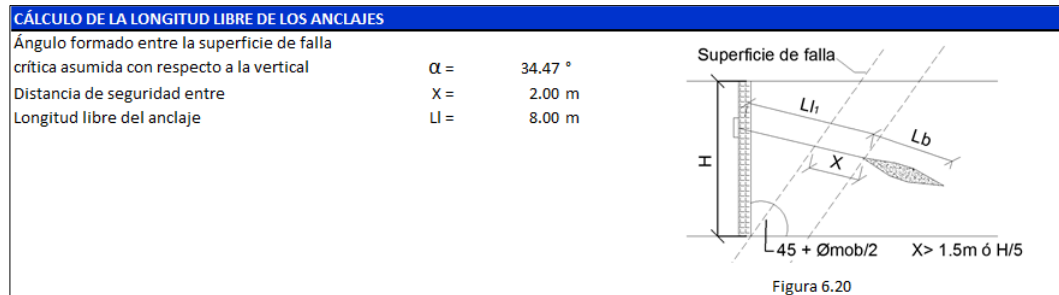


Figura 6.42 Cálculo de la longitud libre de anclajes

El siguiente paso es el cálculo de la longitud del bulbo de inyección, estudiado en el punto 6.6.3.8. En esta sección debemos ingresar una longitud que consideremos y un factor de seguridad, además para el valor de transferencia de carga para el diseño del anclaje tenemos un enlace a otra página donde seleccionaremos un valor según nuestras condiciones del terreno.

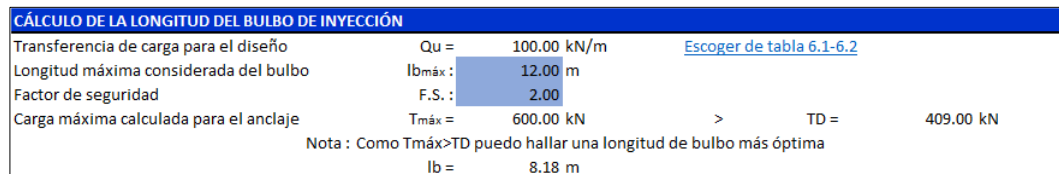


Figura 6.42 Cálculo de la longitud del bulbo de inyección

Consideración de tipo de suelo = Suelos no cohesivos
 Transferencia de carga para el diseño Q_u : 100 kN/m
[Regresar a página de cálculo](#)

TIPO DE SUELO	DENSIDAD RELATIVA (SPT)	CAPACIDAD DE CARGA DE TRANSFERENCIA (Kg/m)	CAPACIDAD DE CARGA DE TRANSFERENCIA (kN/m)
Arena y Grava	Suelta (5-10)	14.69	144
	Media (11-30)	22.45	220
	Densa (31-50)	29.59	290
Arena	Suelta (5-10)	10.2	100
	Media (11-30)	14.8	145
	Densa (31-50)	19.39	190
Arenas y Limos	Suelta (5-10)	7.14	70
	Media (11-30)	10.2	100
	Densa (31-50)	13.27	130
Mezcla de limo arcilloso con baja plasticidad o arena fina o mezclas de limo	Dura (30 - 60)	3.06	30
	Muy dura (> 60)	6.12	60

TIPO DE ROCA	CAPACIDAD DE CARGA DE TRANSFERENCIA (Kg/m)	CAPACIDAD DE CARGA DE TRANSFERENCIA (kN/m)
GRANITO O BASALTO	74.49	730
CALIZA DOLOMÍTICA	59.18	580
CALIZA SUAVE	44.9	440
ARENISCA	44.9	440
PIZARRAS DURAS	36.73	360
PIZARRAS SUAVES	15.31	150

Valores últimos presuntivos de transferencia de carga para el diseño preliminar de anclajes en roca.

Valores últimos presuntivos de transferencia de carga para el diseño preliminar de anclas de tierra rectas de lechada a gravedad en el suelo.

Figura 6.43 Selección de la transferencia de carga para el diseño

Una vez obtenidas la longitud libre y la longitud del bulbo el programa calcula la longitud final del anclaje según el punto 6.6.3.9.

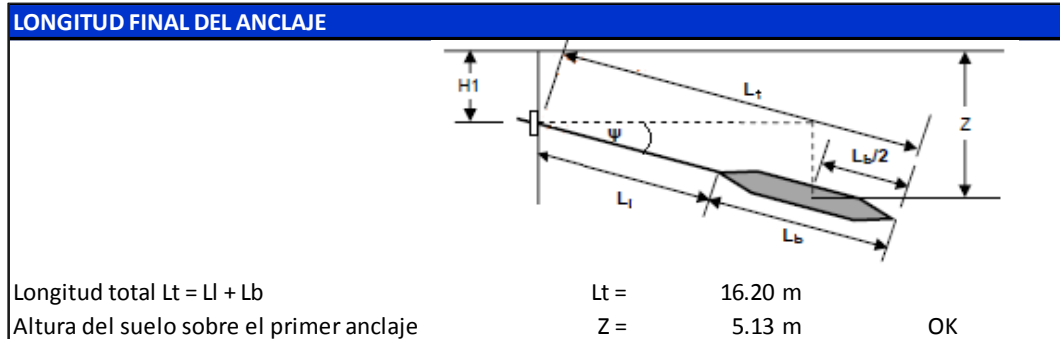


Figura 6.44 Cálculo de la longitud final del anclaje

A continuación se realizan los distintos análisis de estabilidad global del muro como se investigó en el punto 6.6.3.10, aquí constan los análisis de estabilidad interna y externa del muro en condición normal y sísmica.

Iniciamos con el análisis de estabilidad interna, proponiendo la profundidad de empotramiento que tendrá el muro en la base, el resto se calcula automáticamente:

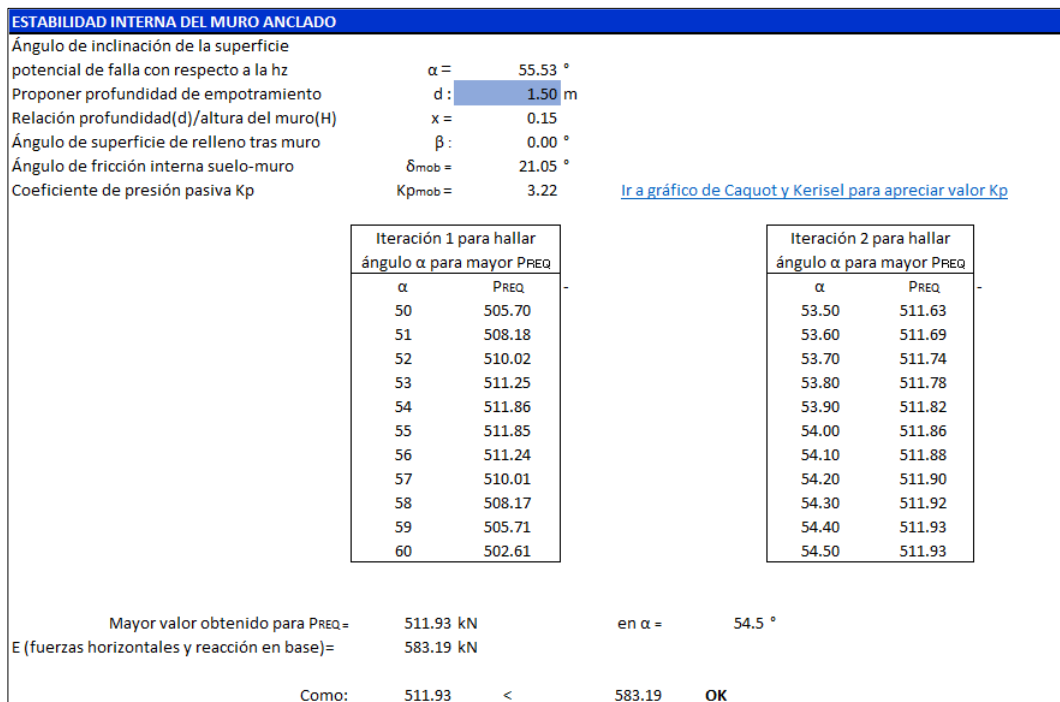


Figura 6.45 Cálculo de la estabilidad interna del muro anclado

Como se aprecia en la figura anterior tenemos un enlace hacia otra página, en esa página debemos escoger el coeficiente que se nos indica, para ello está el ábaco con líneas auxiliares si queremos tener una apreciación propia o datos ya tabulados y una tabla para interpolación si deseamos ingresar más brevemente el valor que se nos solicita en esta sección.

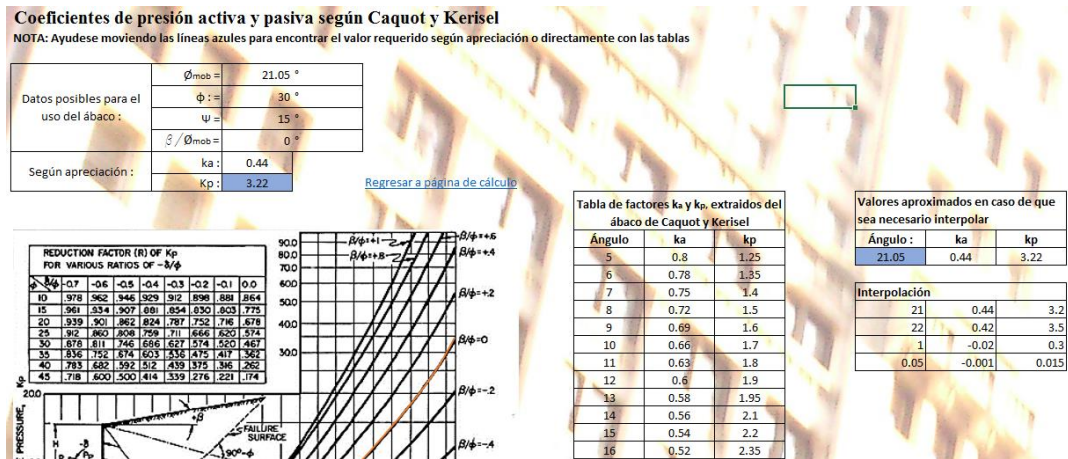


Figura 6.46 Selección del coeficiente según Caquot y Kerisel

Al final de esta sección también se hace una corrección al ángulo α para conocer de forma más precisa a que inclinación se puede producir la falla con respecto a la horizontal, por tanto se realiza un recálculo de la longitud libre y total del anclaje.

COMPROBACIÓN DE LONGITUD DE ANCLAJE USANDO VERDADERO VALOR DE α			
Recalculando valor de Longitud libre =		9.13 m	
Cálculo anterior de Longitud libre del anclaje =		8.00 m	
Longitud libre del anclaje que debo usar	LI =	9.13 m	
Longitud de bulbo de anclaje	Lb =	8.18 m	
Longitud total recalculada Lt = LI + Lb	Lt =	17.40 m	
Altura del suelo sobre el primer anclaje	Z =	5.44 m	OK

Figura 6.47 Recálculo de longitudes usando verdadero valor de ángulo α

Continuando con el programa se hará el análisis de estabilidad externa, aquí se parte del ingreso de la longitud total calculada en la sección anterior y si no cumple se deberá incrementar el valor de longitud total:

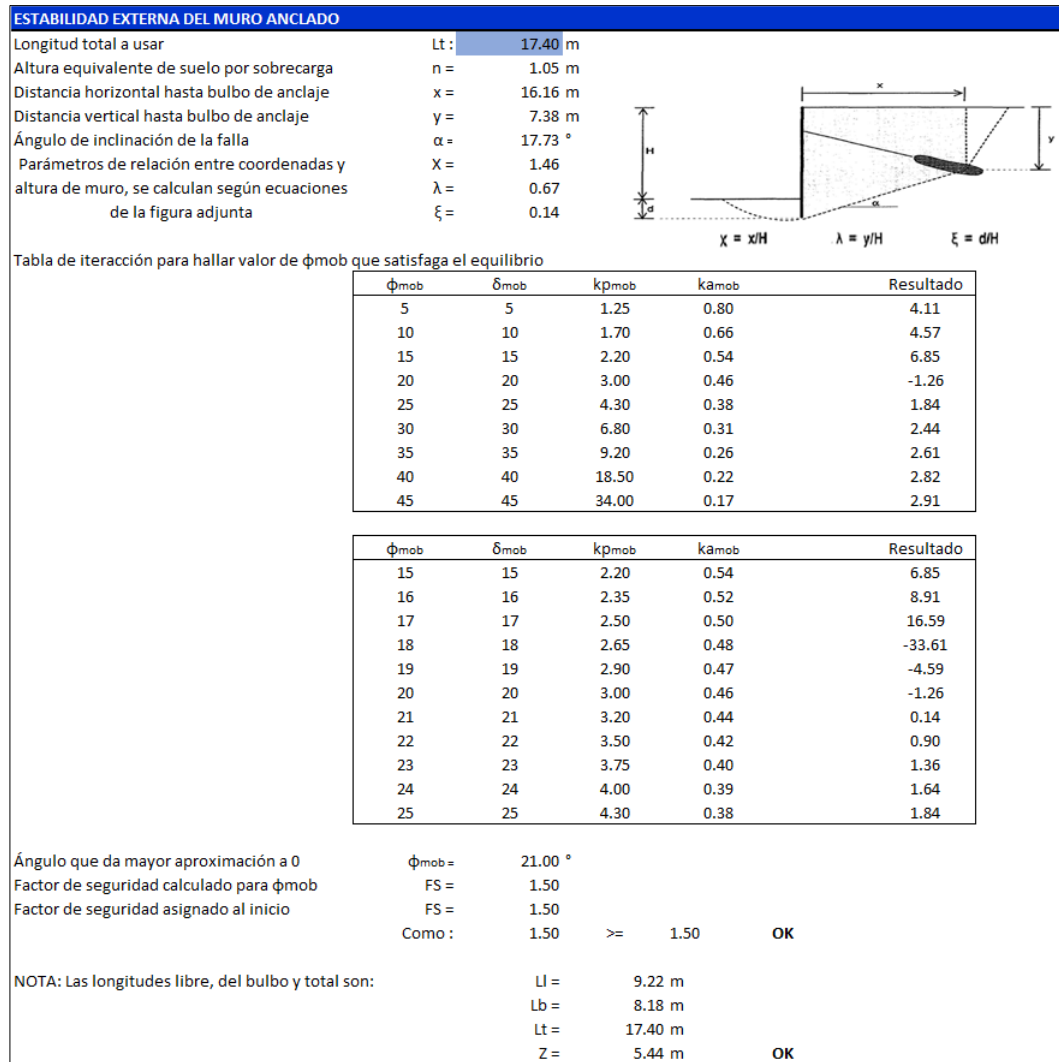


Figura 6.48 Cálculo de la estabilidad externa del muro

Para el análisis de estabilidad interna bajo condición sísmica únicamente debemos dar clic en el enlace que nos permitirá escoger el coeficiente sísmico según necesitemos, el resto de cálculos se hace automáticamente:

ESTABILIDAD INTERNA DEL MURO ANCLADO BAJO CONDICIÓN SÍSMICA				
Ángulo entre coeficientes sísmicos horizontal y vertical	$\omega 1 =$	21.80 °	Ver tabla para elegir valor de	
Coeficiente sísmico horizontal	$k_h =$	0.40	coeficiente sísmico	
Coeficiente sísmico vertical	$k_v =$	0.00		
Ángulo de fricción entre el suelo y el muro	$\delta :$	0.00 °		
Ángulo de fricción interna del suelo	$\phi =$	30.00 °		
Ángulo de la cara del muro con respecto a la vertical	$\theta :$	0.00 °		
Ángulo de la pendiente del suelo retenido	$\beta =$	0.00 °		
Coeficiente de presión de tierras activo combinado	$K_{AE} =$	0.70		
Fuerza total de empuje activo combinado	$E_{AE} =$	731.58 kN/m		
Coeficiente de Rankine para empuje activo de tierras	$k_a =$	0.33		
Empuje activo de tierras por Rankine	$E_a =$	316.67 kN/m		
Empuje activo por sobrecarga	$E_s =$	33.33 kN/m		
Empuje de sobrecarga por sismo	$E_{se} =$	36.34 kN/m		
Empuje sísmico aparente	$E_e =$	345.24 kN/m		
Presión de tierras por empuje sísmico aparente	$P_e =$	41.43 kN/m ²		
Tensión producida en el anclaje por sismo	$T_{HEQ} =$	119.63 kN/m		
Tranformando a tensión de diseño por empuje sísmico	$T_{DEQ} =$	247.69 kN		
Reacción en la base del muro por sismo	$R_{BEQ} =$	4.66 kN		
		T_{DEQ}	T_D	
	Como:	247.69	< 409.00	OK
		R_{BEQ}	R_B	
		4.66	< 30.91	OK

Figura 6.49 Cálculo de la estabilidad interna bajo condición sísmica

Zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z en Ecuador

Valor Z seleccionado según la zona sísmica :

0.4

[Regresar al formulario de cálculo](#)

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Figura 6.50 Selección de coeficiente sísmico de diseño

Finalmente dentro del análisis de estabilidad del muro llegamos a la sección del cálculo de la estabilidad externa del muro bajo condición sísmica, en esta sección no ingresamos ningún dato y nuevamente se recalculan las longitudes libres de los anclajes y por ende las totales finales con las que vamos a trabajar.

ESTABILIDAD EXTERNA DEL MURO ANCLADO BAJO CONDICIÓN SÍSMICA			
Ángulo de fricción interna del suelo	$\phi =$	30.00 °	
Ángulo de la pendiente del suelo retenido	$\beta =$	0.00 °	
Ángulo entre coeficientes sísmicos horizontal y vertical	$\omega 1 =$	21.80 °	
Ángulo de fricción entre el suelo y el muro	$\delta =$	0.00 °	
Ángulo de fricción entre suelo y el muro	$A =$	0.14 °	
Ángulo de la pendiente del suelo retenido	$B =$	0.40 °	
Ángulo de inclinación respecto a la hz de la sup. de falla	$\rho A =$	18.74	
Recálculo final de longitudes libres de los anclajes :			
		LI inicial	Longitud final de anclajes
LL1 = 16.19631363 m	> 9.22 m	por tanto	Lt1 = 24.40 m
LL2 = 11.08168827 m	> 9.22 m	por tanto	Lt2 = 19.30 m
LL3 = 5.967062916 m	< 9.22 m	por tanto	Lt3 = 17.40 m

Figura 6.51 Cálculo de la estabilidad externa del muro bajo condición sísmica

Llegamos así al punto 6.6.3.11 que tiene que ver con el cálculo de las áreas de acero de los anclajes. En este apartado se debe primero ir al enlace donde se encuentran las tablas de propiedades de las barras o los cables de preesfuerzo y allí elegir los valores que satisfagan nuestra necesidad de cálculo según nos indique ese formulario.

CÁLCULO DE ÁREAS DE ACERO PARA LOS ANCLAJES			
Carga de diseño de los anclajes	TD =	409 kN	Seleccionar propiedades del acero a utilizar
Fuerza de preesfuerzo seleccionada	0.6 fpu Aps =	501 kN	
Diámetro nominal de la barra seleccionada o c	db =	32 mm	
Área nominal de acero de presfuerzo	As =	806 mm ²	

Figura 6.52 Cálculo de áreas de acero para los anclajes

Propiedades de acero a usar para anclajes

Módulo de elasticidad del acero de preesfuerzo: 200000 MPa (N/mm²)

Nota: Debo partir seleccionando una carga de preesfuerzo de la tabla que supere el valor de la carga de diseño, y anotarlos datos según esa carga elegida.

Grado del acero (ksi)	Diámetro nominal (mm)	Esfuerzo último fpu (N/mm ²)	Área nominal de sección (mm ²)	Esfuerzo último fpu Aps (kN)	Fuerza de preesfuerzo		
					0.8 fpu Aps (kN)	0.7 fpu Aps (kN)	0.6 fpu Aps (kN)
150	26	1035	548	568	454	398	341
	32	1035	806	835	668	585	501
	36	1035	1019	1055	844	739	633
	45	1035	1716	1779	1423	1246	1068
160	64	1035	3348	3461	2769	2423	2077
	26	1104	548	605	484	424	363
	32	1104	806	890	712	623	534
	36	1104	1019	1125	900	788	675

Tabla 6.4 Propiedades de barras de acero preesforzadas (ASTM A722)

Número de cables de 15mm de diámetro	Diámetro nominal de (mm)	Área nominal de sección (mm ²)	Resistencia Tpu (kN)	Fuerza de preesfuerzo		
				0.8 fpu Aps (kN)	0.7 fpu Aps (kN)	0.6 fpu Aps (kN)
1	15	140	260.7	209	182	156
3	45	420	782.1	626	547	469
4	60	560	1043	834	730	626
5	75	700	1304	1043	912	782
7	105	980	1825	1460	1277	1095
9	135	1260	2346	1877	1642	1408
12	180	1680	3128	2503	2190	1877
15	225	2100	3911	3128	2737	2346
19	285	2660	4953	3963	3467	2972

Tabla 6.5 Propiedades de cables de acero Preesforzados de 15mm (ASTM A416)

Carga de diseño de los anclajes	TD =	409 kN
Fuerza de preesfuerzo seleccionada	0.6 fpu Aps :	501 kN
Área nominal seleccionada para este preesfuerzo	As :	806 mm ²
Diámetro nominal de la barra seleccionada o del número de cables	db :	32 mm
Esfuerzo último fpuAps o resistencia Tpu según el tipo de acero	fpuAps/Tpu :	835 kN
Resistencia mínima de preesfuerzo del acero grado 270	fpu :	1862 MPa

[Regresar a página de cálculo](#)

Figura 6.53 Selección de las propiedades de acero para los anclajes

La siguiente sección tiene que ver con el punto 6.6.3.12, la estimación del preesfuerzo inicial en los anclajes, aquí ingresamos únicamente un valor de porcentaje de elongación y el resto de cálculos se encarga automáticamente el programa hasta darnos el dato de presión que deberá generar una máquina o dispositivo hidráulico de tensado, conocido también como la tensión en el Jack.

ESTIMACIÓN DE PREESFUERZO INICIAL DE LOS ANCLAJES					
Cálculo de la elongación inicial del tendón			Porcentaje adicional de elongación:		10%
Primera fila de anclaje	$\Delta L =$	41.09 mm	$\Delta L_T =$	45.20	mm
Segunda fila de anclaje	$\Delta L =$	28.12 mm	$\Delta L_T =$	30.93	mm
Tercera fila de anclaje	$\Delta L =$	15.14 mm	$\Delta L_T =$	16.65	mm
Comprobación de cargas de preesfuerzo					
Primera fila de anclaje	T =	449.9 kN	< 501 kN	OK	
Segunda fila de anclaje	T =	449.9 kN	< 501 kN	OK	
Tercera fila de anclaje	T =	449.9 kN	< 501 kN	OK	
Valor de la presión en el dispositivo hidráulico de tensado (Tensión en el Jack)					
Primera fila de anclaje	fj =	1003.25 MPa			
Segunda fila de anclaje	fj =	1003.25 MPa			
Tercera fila de anclaje	fj =	1003.25 MPa			

Figura 6.54 Estimación de preesfuerzo inicial de los anclajes

Una vez calculados todos los aspectos de los anclajes llegamos a la sección 6.6.3.13 que es el cálculo del revestimiento o pantalla del muro, es decir la armadura de acero y el espesor de la pantalla hormigón que tendrá nuestro muro para absorber los momentos tanto positivos como negativos en el sentido vertical y horizontal. Ingresaremos los valores de espesor y recubrimiento del muro pero principalmente de la cuantía, la cual fue despejada de una ecuación de segundo grado por lo cual tiene 2 raíces y se deberá elegir la que mejor se ajuste a nuestra necesidad.

CÁLCULO DEL REVESTIMIENTO O PANTALLA DEL MURO			
Cálculo de refuerzo vertical			
Factor de amplificación de presión activa	Γ_{EH} :	1.50	
Factor de amplificación por sobrecarga	Γ_s :	1.50	
Factor de amplificación sísmica	Γ_{EQ} :	1.00	
Presión aparente del suelo	PA =	55.75 kN/m ²	
Presión por sobrecarga	PS =	10 kN/m ²	
Presión de tierras en condición sísmica	PEQ =	41.43 kN/m ²	
Presión uniforme en el claro que se esté analizando	PEn =	33.14 kN/m ²	
	PEn =	29.00 kN/m ²	
	PEn =	29.00 kN/m ²	
			Cálculo de momentos en condición sísmica
			Mu = 69.28 kN-m
			Mu = 152.15 kN-m
			Mu = 152.15 kN-m
Mayor momento flexionante calculado	Mu =	152.15 kN-m	
Cálculo de área de acero requerido para la pantalla			
Ancho de franja de muro considerado	b :	100.00 cm	
Espesor de muro recomendado (min. 30cm)	tf :	30.00 cm	
Recubrimiento	r :	5.00 cm	
Profundidad efectiva del muro	de =	25.00 cm	
Cuántía de acero necesitada	ω :	0.19	
Porcentaje de acero	p =	0.011	1.11%
Porcentaje de acero mínimo	p min =	0.003	0.29%
Porcentaje de acero máximo	p max =	0.018	1.82%
Área de acero requerida	Asreq =	27.74 cm ²	
Tipo de barras a usar	Diámetro :	25.00 mm	Área = 4.91 cm ²
Separación entre barras	S =	18.00 cm	

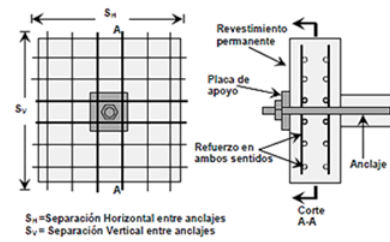


Figura 6.55 Cálculo del refuerzo vertical

Cálculo de refuerzo horizontal			
Presión uniforme claro horizontal	PEn =	35.90 kN/m ²	
Mayor momento flexionante calculado	Mu =	70.38 kN-m	
Cálculo de área de acero requerido para la pantalla			
Ancho de franja de muro considerado	b =	100.00 cm	
Espesor de muro recomendado	tf =	30.00 cm	
Recubrimiento	r =	5.00 cm	
Profundidad efectiva del muro	de =	25.00 cm	
Cuántía de acero necesitada	ω :	0.084	
Porcentaje de acero	p =	0.005	0.48%
Porcentaje de acero mínimo	p min =	0.003	0.29%
Porcentaje de acero máximo	p max =	0.018	1.82%
Área de acero requerida	Asreq =	11.95 cm ²	
Tipo de barras a usar	Diámetro :	16.00 mm	Área = 2.01 cm ²
Separación entre barras	S =	17.00 cm	

Figura 6.56 Cálculo del refuerzo vertical

Como parte final del programa llegamos al punto 6.6.3.14 que tiene que ver con el cálculo de la placa de apoyo de la cabeza de anclaje, donde obtendremos la medida y espesor de la placa de apoyo así como la comprobación de la capacidad de punzonamiento en la pantalla del muro.

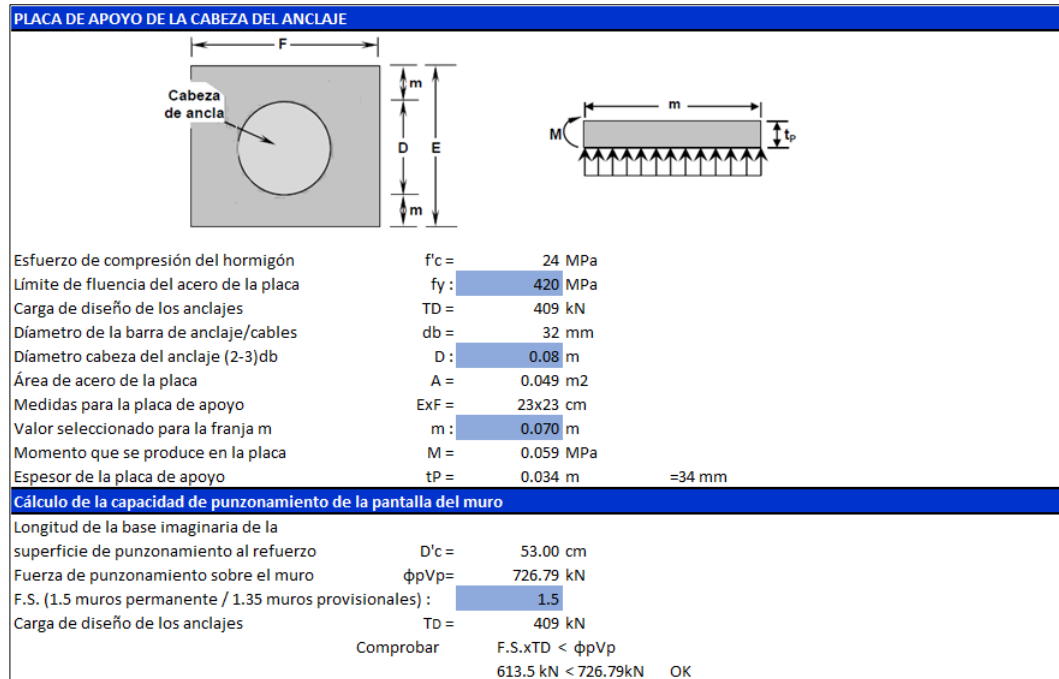


Figura 6.57 Cálculo de la placa de apoyo de la cabeza de anclaje

Al final de esta sección encontramos un enlace que nos llevará a una página donde se encuentra un reporte a manera de resumen de los elementos que constituyen nuestro muro anclado que acabamos de calcular en el programa CMA v1.0.



REPORTE DEL CÁLCULO DEL MURO ANCLADO

Tutor : Ing. M.Sc. Miguel Mora

Autor : Carlos Rosero Freire

Longitud o ancho del muro	L =	15 m
Profundidad del muro	H =	10 m
Esfuerzo de compresión del hormigón	f'c =	24 Mpa
Esfuerzo de fluencia del acero	fy =	420 MPa
Peso específico del suelo	γ =	19 kN/m ³
Ángulo de fricción interna del suelo	ϕ =	30 °
Consideración de tipo de suelo :	no cohesivos	
Separación horizontal de los anclajes	SH =	2 m
Número de anclajes a utilizar verticalmente	n =	3
Altura del prime anclaje	H1 =	2 m
Separación vertical para el resto de anclajes	Hn =	3 m
Ángulo de inclinación de los anclajes	ψ =	15 °
Carga de diseño seleccionada	TD =	409 kN
Profundidad de empotramiento del muro	d =	1.5 m
Longitud del bulbo de inyección para todos los anclajes	lb =	8.18 m
Longitud libre para cada anclaje	LL1 =	16.20 m
	LL2 =	11.08 m
	LL3 =	5.97 m
Fuerza de preesfuerzo seleccionada	0.6 fpu Aps =	501 kN
Diámetro nominal de la barra seleccionada o del numero de cables	db =	32 mm
Área nominal de acero de presfuerzo	As =	806 mm ²
Valor de la presión en el dispositivo hidráulico de tensado (Tensión en el Jack) para cada fila de anclaje		
Primera fila de anclaje	fj =	1003.25 MPa
Segunda fila de anclaje	fj =	1003.25 MPa
Tercera fila de anclaje	fj =	1003.25 MPa
Espesor de muro recomendado (min. 30cm)	tf =	30 cm
Recubrimiento	r =	5 cm
Refuerzo vertical		
Tipo de barras a usar	Diámetro =	25 mm
Separación entre barras	S =	18 cm
Cálculo de refuerzo horizontal		
Tipo de barras a usar	Diámetro =	16 mm
Separación entre barras	S =	17 cm
Diámetro cabeza del anclaje	D =	0.08 m
Medidas para la placa de apoyo	ExF =	23x23 cm
Espesor de la placa de apoyo	tP =	34 mm

Figura 6.58 Reporte final de elementos que componen el muro anclado calculado

6.7.2. PROGRAMA GEO5 VERSIÓN DEMO PARA DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN

La familia de programas GEO5 está diseñada para resolver distintos problemas geotécnicos. El conjunto, de fácil manejo, está formado por programas individuales con una interfaz unificada. Cada programa se usa para analizar diferentes problemas geotécnicos pero los módulos se comunican entre sí formando un paquete integrado.

Dentro de esta familia de programas se encuentra el Diseño de muros pantalla, que es un programa de análisis, diseño y cálculo de estructuras de contención y forma parte del conjunto de soluciones geotécnicas GEO5. En esta aplicación ingresaremos los datos de nuestro ejercicio de muestra calculado con el programa CMA v1.0 para comparar resultados de tensiones en los anclajes y verificar si el talud es estable.

Las figuras a continuación tienen como fuente de captura el programa GEO5.



Figura 6.49 Programa de diseño de muros pantalla

Ingresamos al módulo de diseño de muros pantalla y primero seleccionamos al lado derecho la opción “perfil” e ingresaremos una altura de terreno:

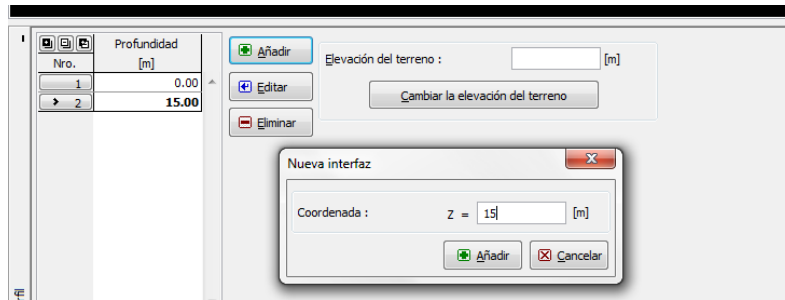


Figura 6.60 Ingreso de perfil de terreno

Ahora en el lado derecho seleccionamos “suelos” e ingresamos el tipo de suelo con las características que se ingresaron en el programa CMA v1.0, así:

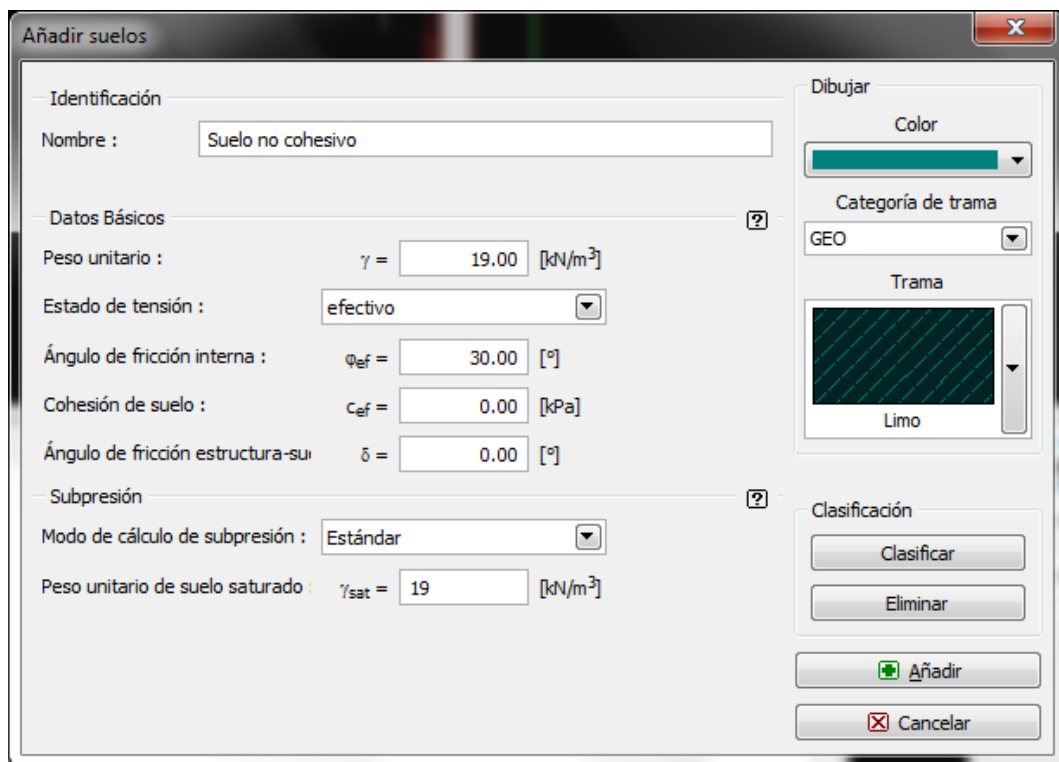


Figura 6.61 Ingreso de características del suelo

Seguidamente elegimos la opción “asignar” al lado derecho y asignamos a toda la altura de nuestro perfil de terreno el suelo ingresado anteriormente, esta opción estará lista por defecto.

En el lado derecho ahora escogemos la opción “geometría” y elegimos el tipo de geometría que tiene nuestro muro y escribimos el valor de profundidad de zanja de nuestro ejercicio anterior así:

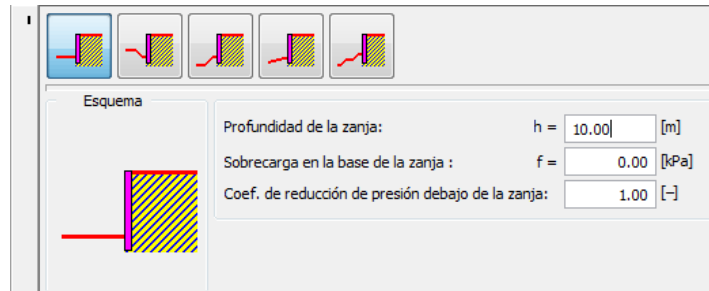


Figura 6.62 Ingreso de la geometría del muro

Ahora al lado derecho elegimos la opción “anclajes” y vamos ingresando los datos obtenidos con el programa CMA v1.0 para nuestros anclajes:

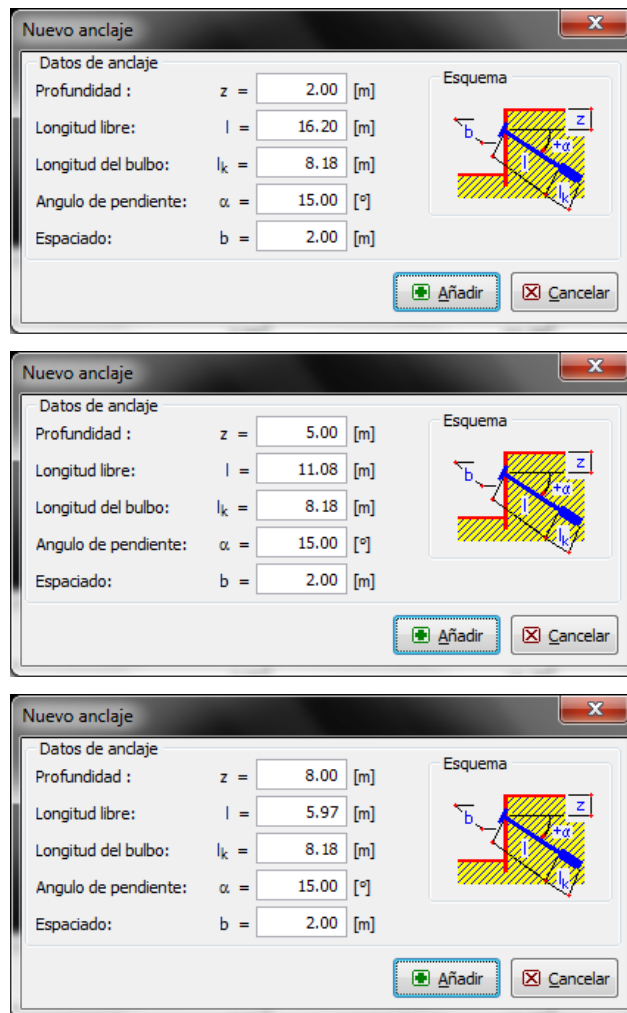


Figura 6.63 Ingreso de datos de anclajes

A continuación nos saltamos hacia la opción que dice “Deter. presión”, aquí tenemos las opciones de calcular o entrada, elegiremos la de entrada y debemos acomodar los valores guiándonos del gráfico de presión aparente de tierras usado en la aplicación CMA v1.0 según el tipo de suelo, para este caso el ingreso quedaría de la siguiente manera:

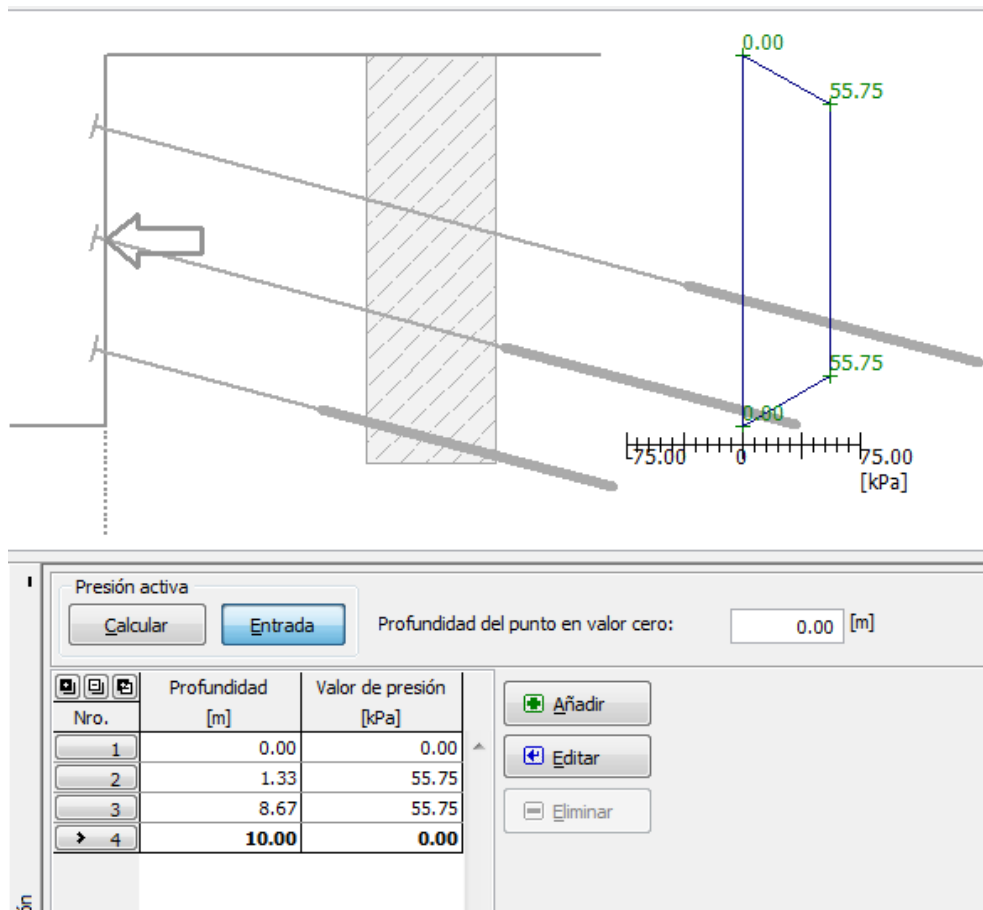


Figura 6.64 Ingreso de datos según diagrama y valores de presión aparente de tierra en suelos no cohesivos obtenidos en el programa CMA v1.0

En la opción “terreno” seleccionamos el siguiente esquema:

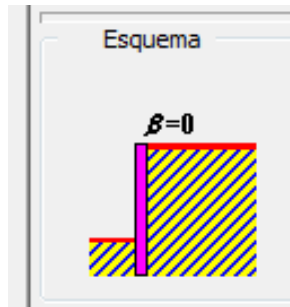


Figura 6.65 Esquema general de nuestro muro y terreno

Luego nos vamos en la derecha a la opción “sismo” e ingresamos los datos de sismo tal como en el programa CMA v1.0, de la siguiente manera:

Figura 6.66 Ingreso de coeficiente sísmico

Luego nos vamos a la opción configuración de etapa y elegimos situación de diseño sísmico.

Finalmente elegimos la opción Análisis y damos clic en el botón analizar, de entre los resultados que nos despliega el programa nos interesa el primer gráfico a la izquierda el cual nos muestra los valores de tensión de diseño que se producen en cada anclaje, tal como se muestra a continuación:

Geometría de la estructura
 Longitud de estructura = 10.00 m
 Profundidad en suelo = 0.00 m

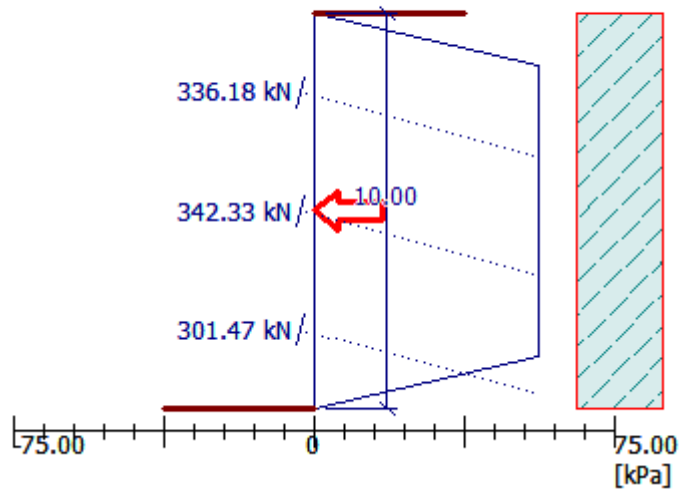


Figura 6.67 Resultado de las tensiones en cada anclaje

A continuación se compara los valores obtenidos por el programa CMA v1.0 propuesto en esta investigación frente a los del software especializado GEO5:

Comparación de tensiones de diseño		
Anclaje nro.	CMA v1.0	Diseño de muros pantalla GEO5
1	399.54 kN	336.18 kN
2	408.43 kN	342.33 kN
3	335.54 kN	301.47 kN

Tabla 6.7 Comparación de resultados de tensiones de diseño de los anclajes

Como se observa hay semejanza en relación a la carga que se produce cada anclaje, aunque el software especializado GEO5 arroja resultados más bajos lo cual se da por los algoritmos de programaciones más avanzadas y fundamentadas en análisis de elementos finitos que optimizan las posibilidades de cálculo. Además cabe anotar que en esta parte del cálculo el software GEO5 no me permite añadir la sobrecarga de estructuras aledañas mientras que el cálculo con la aplicación propia CMA v1.0 si añadió esa carga en el cálculo por lo cual se aceptan los resultados obtenidos hasta este punto.

A continuación, bajo la opción análisis damos clic en el botón estabilidad, en esta parte del programa debemos ingresar las tensiones de diseño recién obtenidas y los valores del ancho de faja a analizar y la profundidad de empotramiento de nuestro muro como se ingresó en el programa CMA v1.0, luego dar clic en el botón “Estabilidad de taludes” que aparece, el cual nos envía a otro módulo del programa GEO5 que es la verificación de taludes, a continuación se muestra cómo hacerlo:

Número	Fuerza de andaje [kN]
1	336.18
2	342.33
3	301.47

Profundidad de la sección transversal : b = 1.00 [m]

Longitud de la estructura debajo de la zanja : d = 1.50 [m]

El análisis de estabilidad de taludes no fue ejecutado por la información actual.

Figura 6.68 Ingreso de datos para enviar al programa de estabilidad de taludes

En el nuevo programa que se abrió de la suite GEO5, debemos ir ingresando los datos de nuestro muro aunque la mayoría estarán listos se pueden ingresar en la parte derecha la opción “anclajes” la fuerza de tesado o carga de preesfuerzo calculada para nuestro ejercicio en el programa CMA v1.0:

Número	x [m]	Punto de inicio z [m]	Longitud l [m]	Pendiente α [°]	Separación de andajes b [m]	Fuerza de tesado F [kN]
1	-1.00	-2.00	16.20	15.00	2.00	449.90
2	-1.00	-5.00	11.08	15.00	2.00	449.90
3	-1.00	-8.00	5.97	15.00	2.00	449.90

Figura 6.69 Ingreso de fuerzas de tesado a anclajes

Luego seleccionamos al lado derecho el botón “sobrecarga” y allí usaremos nuestro valor de sobrecarga de estructuras aledañas calculada también en la aplicación CMA v1.0:

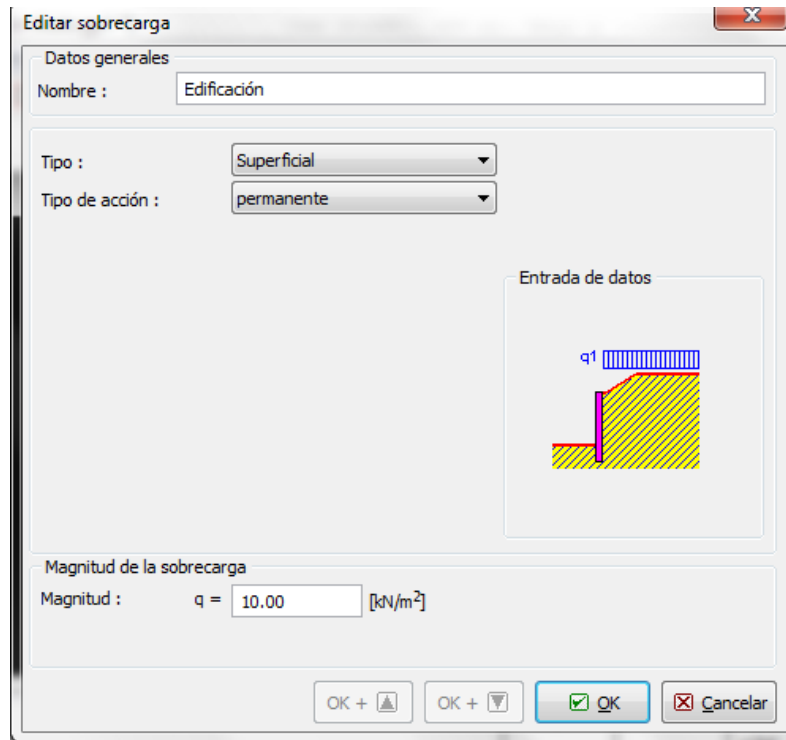


Figura 6.70 Ingreso de valor por sobrecarga

Finalmente vamos a la opción “análisis”, elegimos el método Bishop estándar, y damos clic en iniciar análisis, obteniendo los siguientes resultados:

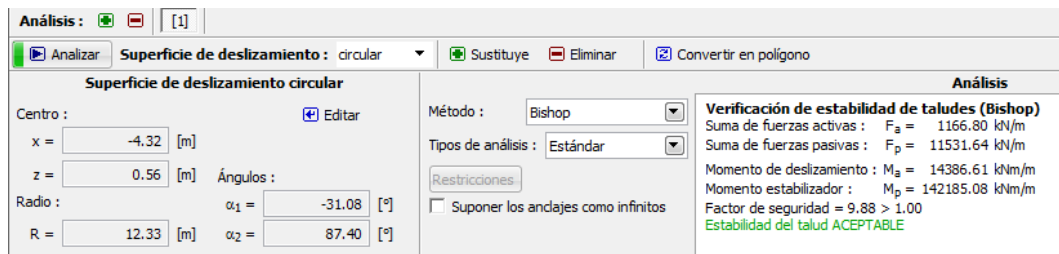


Figura 6.71 Resultado sobre la estabilidad del talud

Como se acaba de observar en la figura 6.71 la estabilidad del talud es aceptable con los datos que hemos ingresado al programa GEO5, lo que demuestra que se ha hecho un buen proceso de cálculo dentro del programa CMA v1.0 y que con los datos obtenidos por dicha aplicación informática propia hemos logrado estabilizar un talud para subsuelo de edificio como se planteó en un inicio de esta investigación y de una forma rápida al haber programado todo el proceso de cálculo en el sistema CMA v1.0.

6.8 ADMINISTRACIÓN DE LA PROPUESTA

Este trabajo fue realizado bajo la supervisión del Ing. M.Sc. Miguel Ángel Mora como tutor del estudiante Carlos Ernesto Rosero Freire quien realiza la Investigación, como trabajo final de Investigación previo a la Obtención del Título de Ingeniero Civil.

6.9 PREVISIÓN DE LA PROPUESTA

El desarrollo de la presente investigación podrá ser tomado como un referente para el estudio de análisis y diseño de muros anclados, la información aquí entregada es el resultado de una ardua búsqueda, entendimiento y simplificación de un nuevo conocimiento.

Para que esta propuesta tenga un uso correcto se requiere que el interesado lea primeramente los conceptos investigados para que así sea fácil y práctico el manejo de la aplicación informática.

BIBLIOGRAFÍA

U.S. Department of Transportation, (1999); “Geotechnical Engineering Circular no.4, Ground Anchors and Anchored Systems”, Washington DC, United States.

STROM, Ralph W., EBELING, Robert M., (2002); “Methods Used in Tieback Wall Design and Construction to Prevent Local Anchor Failure, Progressive Anchorage Failure, and Ground Mass Stability Failure”, U.S. Army Corps of Engineers, Washington, DC.

EBELING, Robert M., AZENE, Muluneh, STROM, Ralph W., (2002); “Simplified Procedures for the Design of Tall, Flexible Anchored Tieback Walls”, U.S. Army Corps of Engineers, Washington, DC.

ZOBEL W.M., (1986); “NAVFAC Design Manual 7.2 Foundations and Earth Structures”, U.S. Government Printing Office, Washington. D.C.

UCAR NAVARRO, Roberto, (2007); Manual de anclajes en obras de tierras, Facultad de Ingeniería de Mérida, Venezuela.

SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA DE SUELOS A.C., (2002); Manual de Construcción Geotécnica, Tomo I, México D.F., México.

ELTON, David J., WHITBECK, James E., “Tieback Wall Design and Construction”, Alabama Highway Research Center, Alabama.

TORRES, Rafael, (2008); “Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado”, Segunda impresión, Publicaciones de Ingeniería de la Universidad de los Andes.

CHRIS R.I., CLAYTON Rick I., WOODS Andrew J., BOND Jarbas Milititsky, 2003; “Earth pressure and earth-retaining structures”, Third Edition ,CRC PressTaylor & Francis Group6000, Boca Raton, Florida

Normas AASHTO 2007, Edición en Español (SI), Sección 11, Estribos, Pilas y Muros de Sostenimiento.

Normas AASHTO 2007, Edición en Español (SI), Sección 3, Cargas y factores de carga.

XANTHAKOS, Petros P., (1991); “Ground anchors and anchored structures”, John Wiley & Sons Inc, New York, United States.

SUÁREZ, Jaime, (2009); “Deslizamientos: Técnicas de remediación”, Bogotá, Colombia

U.S. Department of Transportation, (1998); “Summary report of research on permanent ground anchor walls, volume I: Current practice and limiting equilibrium analyses”, Washington DC, United States.

U.S. Department of Transportation, (1998); “Summary report of research on permanent ground anchor walls, volume IV: Conclusions and Recommendations”, Washington DC, United States.