

**FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA
INGENIERÍA CIVIL**



**“DISMINUCIÓN DE LA VULNERABILIDAD A TRAVÉS DEL
DISEÑO DE OBRAS CIVILES Y PROPUESTA DE VIVIENDA
ADECUADA EN LA COMUNIDAD DIVINA PROVIDENCIA EN EL
MUNICIPIO DE SAN SALVADOR”**

Trabajo de Graduación presentado por:

**Carlo Enrique Ayala Castro
Yanira Esmeralda Ortiz Martínez**

Para optar al Grado de:

INGENIERO CIVIL

MAYO, 2003

SAN SALVADOR, EL SALVADOR, CENTROAMÉRICA

AUTORIDADES UNIVERSITARIAS

**LIC. JOSÉ MAURICIO LOUCÉL
RECTOR**

**ING. NELSON ZÁRATE SÁNCHEZ
VICERRECTOR ACADÉMICO**

**ING. FRANCISCO ARMANDO ZEPEDA
DECANO**

JURADO EXAMINADOR

**ING. RICARDO DANILO SALVADOR
PRESIDENTE DEL JURADO**

**ING. RODOLFO ELÍAS TORRES
PRIMER VOCAL**

**ING. JOSÉ RANULFO CÁRCAMO Y CÁRCAMO
SEGUNDO VOCAL**

MAYO, 2003

SAN SALVADOR, EL SALVADOR, CENTROAMÉRICA

DEDICATORIA

Dedico este esfuerzo a Dios Padre, quien continuamente derrama sus bendiciones sobre nuestros seres amados; a Dios Hijo, quien nos permite retornar al Padre y nos brinda fortaleza para tratar de permanecer en el buen camino, y al Espíritu Santo quien nos da sabiduría y entendimiento en nuestro obrar terrenal y espiritual.

A la Virgencita, Madre de Jesucristo, por su continua intercesión ante Él.

A mi Mami, única Arquitecta de nuestra formación, quien sabiamente nos da los parámetros para apreciar lo que tiene verdadero valor en esta vida y en la futura, y que es inmarcesible modelo del buen cristiano.

A mi Chele, quien me motivó a retomar las riendas de mi superación personal, y es mi continua inspiración, mi dulce tormento.

A mis preciosas hijitas, Carla Beatriz y Rebeca Patricia, felicidad y bendición de nuestras vidas.

A mis hermanitos Lucky y Eduardo, dos de los mayores regalos de Dios en mi vida.

Y un especial agradecimiento a mi familia y amigos.

Carlo Enrique

DEDICATORIA

A DIOS por estar siempre conmigo e iluminarme en cada momento.

A MIS ABUELOS Roberto y Rosa por haberme formado para llegar hacer lo que soy ahora.

A MIS PADRES Eugenio y Ana por creer en mí a pesar de estar lejos, y apoyarme siempre.

A FLOR por brindarme su techo desde el comienzo de mi carrera.

A GLORIA Y A MI TÍO ALVARO por su apoyo económico en los momentos que más lo necesité.

A MIS AMIGOS que de una u otra manera estuvieron conmigo para la culminación de mi carrera.

Yanira Esmeralda.

AGRADECIMIENTOS

A nuestros padres, abuelos, tíos y demás familia que nos brindaron apoyo y consejo en la culminación de esta etapa de nuestra educación.

A nuestros profesores, quienes despertaron en nosotros el gusto por nuestra carrera, y nos mostraron con el ejemplo lo que un profesional ético debe ser.

Al Ing. Eduardo Gutiérrez Flores, por su valiosa ayuda en la formulación del problema.

A la Licenciada Lidia Castillo, Directora Ejecutiva de CEPRODE, por su valiosa aportación en el desarrollo de este trabajo, y al personal administrativo de esa Organización No Gubernamental.

A doña Isabel Méndez y don Santos Francisco Romero, Vice Presidenta y Presidente de la Directiva de la Comunidad Divina Providencia, por su constante apoyo en el campo.

Al Ing. Rodolfo Elías Torres y al Ing. Ricardo Danilo Salvador, por sus observaciones para un mejor desarrollo de este trabajo.

Y un especial agradecimiento al Ing. José Ranulfo Cárcamo y Cárcamo, por enseñarnos siempre que un ingeniero debe ir más allá de sus conocimientos.

Yanira y Carlo.

ÍNDICE

Tema	Página
INTRODUCCIÓN	i
CAPÍTULO I. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
1. Generalidades	1
1.1 Situación Problemática	1
1.2 Justificación de la Investigación	5
1.3 Delimitación y Alcance	6
1.3.1 Delimitación Espacial	6
1.3.2 Delimitación Temporal	6
1.3.3 Limitantes	6
1.3.4 Alcance	6
1.3.5 Formulación o Enunciado del Problema	8
1.4 Objetivos de la Investigación.....	8
1.4.1 Objetivo General..	8
1.4.2 Objetivos Específicos.....	8
1.5 Teorías Sobre La Estabilidad de Taludes	9
1.5.1 Generalidades	9
1.5.2 Teoría de Mohr	11
1.5.3 Teoría de Coulomb	12
1.5.4 Teoría de Mononobe-Okabe	14
1.5.5 Licuefacción	17
CAPÍTULO II INVESTIGACIÓN DE CAMPO	20
2. Investigación de Campo	20
2.1 Prueba de Penetración Estándar (SPT)	20
2.1.1 Análisis e Interpretación de Resultados	69
2.2 Prueba de Corte Directo.....	79
2.2.1 Análisis e Interpretación de Resultados	90

CAPÍTULO III DISEÑO DE OBRAS CIVILES DE MITIGACIÓN...	92
3. Generalidades	92
3.1 Muro de Contención	92
3.1.1 Detalle de Muro.....	102
3.1.2 Presupuestos	171
3.1.3 Memorias de Cálculo	238
3.2 Taludes.	303
3.2.1 Detalle de Taludes	303
3.2.2 Presupuestos	304
3.2.3 Memorias de Cálculo	316
3.3 Obras Hidráulicas.....	324
3.3.1 Detalle de Canaletas.....	324
3.3.2 Presupuestos	339
3.3.3 Memorias de Cálculo	354
CAPÍTULO IV PROPUESTA DE VIVIENDA ADECUADA.....	392
4. Generalidades	392
4.1 Vivienda	392
4.1.1 Detalle de Vivienda	392
4.1.2 Presupuestos	403
4.1.3 Memorias de Cálculo	415
BIBLIOGRAFÍA	424
ANEXOS	

INTRODUCCIÓN

Los terremotos de enero y febrero de 2002 nuevamente evidenciaron la necesidad de proteger adecuadamente los asentamientos humanos ante los fenómenos desencadenados durante un sismo: destrucción de edificios, incendios, licuefacción de suelos, etc. El problema es que con demasiada facilidad los salvadoreños olvidamos los peligros a los que estamos expuestos durante un terremoto, debido al aparentemente “largo” período que transcurre entre sismos grandes. No es la primera vez que una porción de terreno en ladera se desliza, causando estragos en bienes materiales y personas. Por esto la situación de la Comunidad Divina Providencia destaca entre un buen número de zonas marginales, ya que en ella también se dio un deslizamiento de tierras en un talud interno, que destruyó algunas viviendas.

Es por este motivo que se realiza el presente trabajo, siendo el principal interés proteger vidas humanas y viviendas, a través de medidas preventivas y mitigadoras de riesgo.

En el capítulo I se plantea la situación problemática de la comunidad, además la condición de vida en la que se encuentran actualmente los habitantes.

En este capítulo se encuentran además los objetivos específicos y el objetivo general que se pretende alcanzar con la investigación, también incluye las teorías que existen sobre estabilidad de Taludes.

El capítulo II corresponde a la investigación de campo, estudios de suelo (Prueba de Penetración Estandar S.P.T. y Prueba de Corte Directo), realizados en dicha comunidad y sus respectivos análisis de los resultados.

El capítulo III trata sobre el diseño, presupuestos y memorias de cálculo para muros, taludes y obras hidráulicas (canaletas).

El capítulo IV se presenta el diseño, presupuesto y memoria de cálculo de la vivienda a proponer.

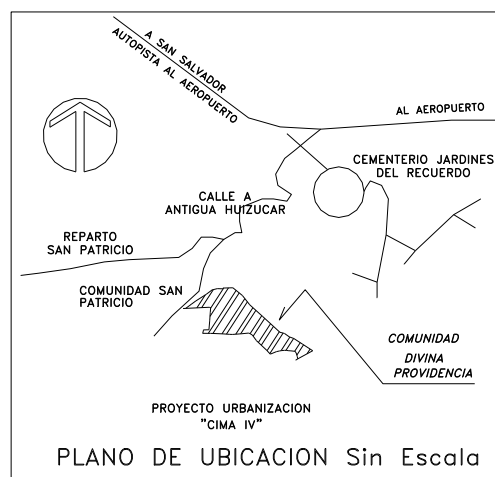
CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1. GENERALIDADES

1.1 SITUACIÓN PROBLEMÁTICA

La Comunidad Divina Providencia se ubica frente a la parroquia San Patricio, al sur-este del Centro Histórico de la capital de San Salvador, limitada al sur por la Colonia Cima IV y al norte por la Colonia San Cristóbal, sobre la Calle Antigua a Huizúcar. La comunidad está ubicada en un pequeño cerro que presenta pendientes entre los 40 y 70



grados, con problemas de escorrentías, erosión, inundaciones, la mayoría de casas presentan taludes inestables, sin ninguna protección. El 92 % de las viviendas son de construcción de materiales frágiles (bahareque, lámina, adobe y sistema mixto deficientemente construido) y sufrieron daños a raíz de los terremotos de Enero y Febrero del 2001. Así mismo se registraron desplomes de tapias construidos sin ningún refuerzo estructural a pesar de estar ubicados en terrenos de alta pendiente.



FOTO 1. Zona verde con riesgo de erosión y deslizamiento

En la foto anterior nótese el techo de la vivienda en la esquina inferior izquierda, con una zona que presentó deslizamiento en el terremoto de 2001, mientras que en la fotografía siguiente puede apreciarse la cercanía de la vivienda de bahareque y el paredón a la derecha, el cual no tiene ningún tipo de protección que evite la erosión o colapso del mismo.



FOTO 2. Vivienda junto a talud sin protección

Algunos aspectos relevantes de la Comunidad son:

- ◆ Distribución de la población¹: el 45% de la población corresponde a niños, el 29% a hombres y el 26% a mujeres, en total son aproximadamente 555 personas (gráfico 1).
- ◆ Vivienda ² : La comunidad cuenta con 92 viviendas independientes, de las cuales 17 son de sistema mixto, 59 de bahareque con techo de lámina, 5 de adobe y 11 tipo champa. Todas las viviendas cuentan con alcantarillado sanitario y sistema de agua potable. Existen 103 familias de las cuales 81 habitan en viviendas individuales y 11 viviendas alojan a dos familias cada una (gráfico 2).
- ◆ Enfermedades más frecuentes: Corresponde a enfermedades transmisibles, como son el dengue, paludismo y diarreas, los menores de cinco años reportan algún grado de desnutrición.

CEPRODE (Centro de Protección de Desastres) es una ONG que ha tomado a la Comunidad como beneficiaria de las donaciones que le son otorgadas por personas naturales y/o jurídicas nacionales y extranjeras. Será esta Organización la que aportará los desembolsos necesarios para la implementación a futuro de las propuestas del presente documento.

¹ Datos proporcionados por el señor Santos Francisco Romero, Presidente de la Comunidad Divina Providencia.

² ídem

GRÁFICO 1

DISTRIBUCION DE LA POBLACION

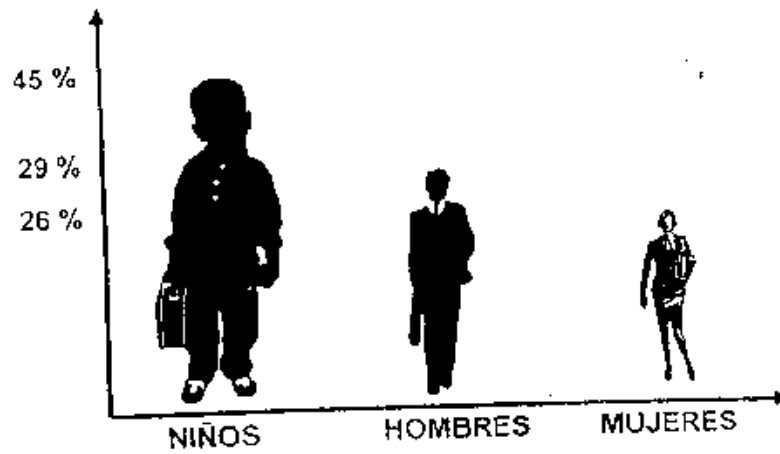
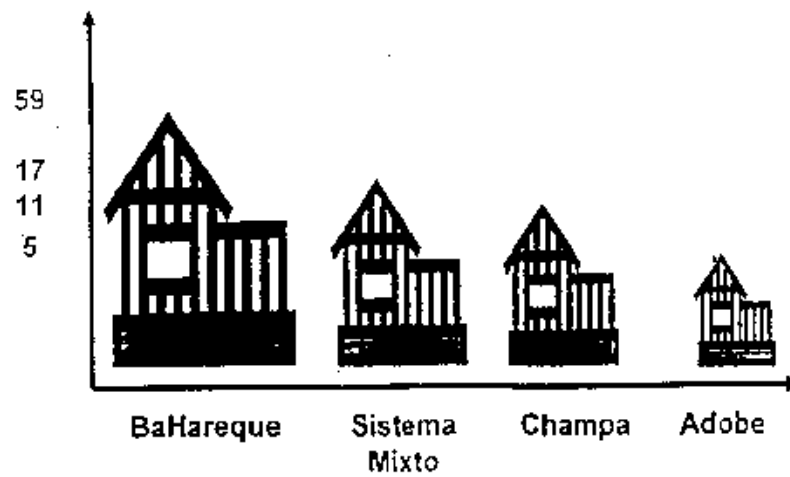


GRÁFICO 2

DISTRIBUCION DE LAS VIVIENDAS



1.2 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

La realización del estudio que conformará este trabajo de graduación es necesaria para:

- Evitar la pérdida de aproximadamente 555 vidas humanas que integran la Comunidad Divina Providencia.
- Impedir la destrucción de las viviendas existentes y futuras.
- Determinar si la ubicación actual de la Comunidad Divina Providencia puede hacerse segura, para así evitar un oneroso traslado hacia otra propiedad aún no establecida, para ello se harán pruebas de Mecánica de suelos tales como Ensayo de Penetración Estándar y Ensayo de Corte Directo entre otras, las que determinarán las características de los suelos del lugar.
- Reducir la vulnerabilidad de la Comunidad Divina Providencia, ya que esta sufre crónicamente de inundaciones, derrumbes, amenaza sísmica y vulcanológica.

1.3 DELIMITACIÓN Y ALCANCE

1.3.1 DELIMITACIÓN ESPACIAL

El desarrollo del Trabajo de Graduación se realizará dentro de los límites de la Comunidad Divina Providencia, ubicada en el municipio de San Salvador.

1.3.2 DELIMITACIÓN TEMPORAL

El estudio se llevará a cabo en un tiempo límite de 12 meses que es el tiempo de duración para el inicio, ejecución y finalización del Trabajo de Graduación.

1.3.3 LIMITANTES

Una limitante puede resultar del Estudio de Estabilidad de Taludes, si éste demuestra que en el terreno no es posible encontrar una solución de Ingeniería a la contención mediante muros, debido a la pobre capacidad de carga del terreno, derivada ésta de las características físico-geológicas del suelo y/o a la profundidad del manto freático.

1.3.4 ALCANCE

El alcance del trabajo está enfocado a ayudar a la Comunidad Divina Providencia, a través del diseño de obras civiles, para disminuir su

vulnerabilidad. Esto se logrará haciendo diseños sencillos, prácticos, considerando materiales locales, de comprobado funcionamiento. También mediante la claridad y sencillez de los planos constructivos, para que sean de fácil interpretación y ejecución.

Los costos de la elaboración del estudio asociados directamente con el trabajo de graduación serán absorbidos por los egresados, en tanto que el resto de gastos, como pago por estudios de suelos, ensayos de laboratorio, levantamientos topográficos, etc., serán efectuados por CEPRODE.

La vivienda a proponer deberá ser de tipo liviano con la cual la carga transmitida al suelo es menor, reduciendo el riesgo de deslizamientos. Además deberá ser de fácil construcción, las que posteriormente serán construidas de manera conjunta entre la comunidad y CEPRODE, mediante programas similares al de Ayuda Mutua, en los que los beneficiario de las obras (muros, canaletas, vivienda, etc.) participarán en la construcción de las mismas, con la finalidad de minimizar el gasto en mano de obra e incrementar en el propietario el sentido de aprecio a su terreno, vivienda y obras de protección, pues le ha costado esfuerzo y sacrificio, y no es simplemente donado. CEPRODE programará las actividades de acuerdo a sus parámetros de operación (disponibilidad de fondos, permisos legales, etc.)

1.3.5 FORMULACIÓN O ENUNCIADO DEL PROBLEMA

¿Cuáles obras de Ingeniería Civil son necesarias diseñar en la Comunidad Divina Providencia para disminuir la vulnerabilidad y así impedir la destrucción de las viviendas existentes y futuras?

1.4 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.4.1 OBJETIVO GENERAL

Diseñar Obras Civiles de Mitigación para disminuir la vulnerabilidad de la Comunidad Divina Providencia.

1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Plantear la problemática existente en La Comunidad Divina Providencia.
- Establecer las características resistentes del suelo a través de pruebas de Mecánica de Suelos para evaluar si permiten la construcción de obras de mitigación, para así garantizar la permanencia de la comunidad en ese terreno.

- Diseñar las obras civiles (muros de contención, taludes, obras hidráulicas para el control de la escorrentía) necesarias para mitigar la vulnerabilidad.
- Proponer una solución habitacional adecuada a las condiciones del terreno.

1.5 TEORÍAS SOBRE LA ESTABILIDAD DE TALUDES

1.5.1 GENERALIDADES

Las causas del deslizamiento del talud pueden agruparse en dos categorías: reducción de la capacidad resistente del suelo, o aumento de las cargas externas actuantes sobre el talud.

La capacidad resistente del suelo está determinada por la fuerza cortante que es capaz de resistir. Ésta es una función de la cohesión (**C**) del suelo, de presión normal (**s**) a la que está sometido y del contenido de agua del mismo. Por otra parte las cargas externas aplicadas al talud pueden incrementarse debido a:

- ♦ La saturación de agua del suelo, causada por precipitación, ruptura o fugas en acueductos, o movimiento de aguas subterráneas.

- ◆ Aceleraciones horizontales o verticales durante movimientos sísmicos.
- ◆ Incremento de la inclinación del talud debido a cortes en su base.
- ◆ Aumento de cargas gravitatorias por construcciones o acumulaciones de material sobre el talud.

Un fenómeno que involucra ambas categorías es el de la licuefacción de una masa de tierra. Resulta de la combinación de dos factores: un contenido de agua crítico que produce una determinada presión de poro, y vibraciones causadas por movimientos sísmicos, detonaciones de explosivos, o tráfico de maquinaria pesada (trenes, aviones, vehículos grandes, etc.). El suelo se comporta como un material líquido, muy viscoso, con capacidad de fluir cuesta abajo mientras la vibración se mantenga y la pendiente del terreno le proporcione impulso gravitacional suficiente. Fundamentalmente se tienen tres teorías: Mohr, Coulomb y Mononobe-Okabe.

1.5.2 Teoría de Mohr.

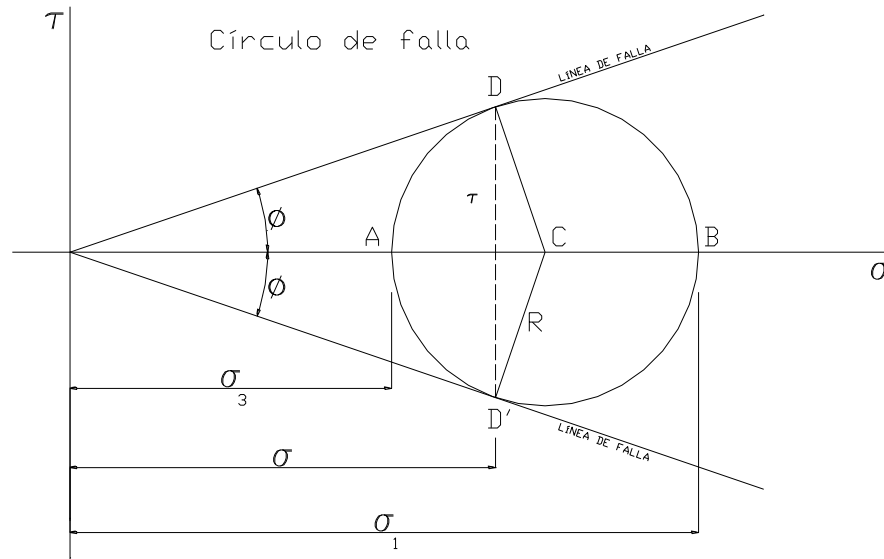


Figura 3.1

En esta teoría se establece como parámetro de análisis la relación entre el esfuerzo de corte τ y el esfuerzo normal σ en cualquier sección estudiada. A partir del Círculo de Mohr se determinan *líneas de falla*, sobre las cuales están ubicados los esfuerzos cortantes de falla correspondientes a diversos esfuerzos normales. Estas líneas forman un ángulo ϕ con el eje σ . Corresponden a una superficie particular sobre la cual se da la falla por deslizamiento.

Para determinar si un punto determinado de un talud se encuentra en estado de falla incipiente, se dibuja el círculo de Mohr para el estado de esfuerzos presentes en ese punto, y se observa si es tangente o no a las líneas de falla.

En caso afirmativo, la falla es posible. En el caso contrario el talud es estable en ese punto. No es posible tener círculos secantes a las líneas de falla.

1.5.3 Teoría de Coulomb

Establece que la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo es función de la cohesión interna y de los esfuerzos normales aplicados al suelo, según la expresión siguiente:

$$\tau = C + s \tan \phi \quad 3.1$$

donde τ es la resistencia al cortante del suelo

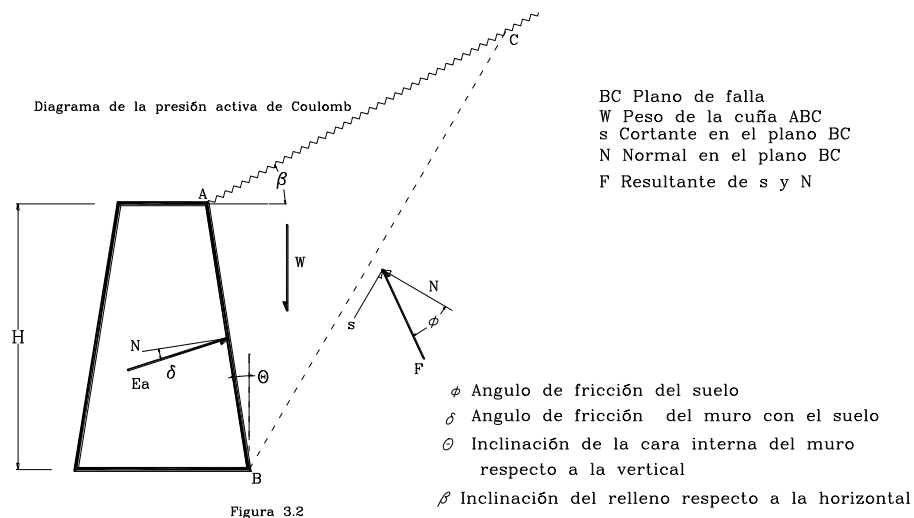
C es el valor de la cohesión del suelo

s es el valor del esfuerzo normal aplicado al suelo

ϕ es el ángulo de rozamiento interno del suelo.

Esencialmente esta teoría involucra dos aspectos: la capacidad de los suelos cohesivos de resistir esfuerzos de corte en virtud de la sola fuerza cohesiva entre las partículas, y el hecho que en los suelos friccionantes la capacidad de resistencia al corte transversal se incrementa con el aumento del esfuerzo normal aplicado. La mayoría de los suelos muestran un comportamiento que combina estas dos características.

Posteriormente Terzaghi perfeccionó este enfoque, considerando que la presión normal debía considerarse como la presión intergranular, o efectiva, que es la que verdaderamente determina el rozamiento transversal. Posteriormente, Hvorslev determinó que la cohesión no era independiente del contenido de humedad del suelo, por lo que actualmente se consideran ambos aspectos en este tipo de estudio.



Para determinar el valor del empuje activo, Coulomb derivó la ecuación para la presión activa de tierra en un muro de retención, causada por un relleno seco y sin cohesión:

$$P_A = g H^2 K_A \quad 3.2$$

Donde P_A = fuerza activa por unidad de longitud

g = peso unitario del suelo

H = altura del muro de retención

K_A = coeficiente de presión activa de tierra

$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi - \Theta)}{\cos^2 \Theta \cdot \cos(\Theta + \delta) \left[1 + \frac{\sin(\delta + \varphi) - \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\Theta + \delta) \cdot \cos(\Theta - \beta)} \right]^2}$$

3.3

Donde $\mathbf{f}$ = ángulo de fricción del suelo

$\mathbf{d}$ = ángulo de fricción del muro con el suelo

Θ = inclinación de la cara interna del muro respecto a la vertical

β = inclinación del relleno respecto a la horizontal

1.5.4 Teoría de Mononobe-Okabe

Esta teoría determina el valor y punto de aplicación de la fuerza activa en estructuras de retención de tierras, basada en las suposiciones siguientes:

- La falla en el suelo tiene lugar a lo largo del plano de falla como en BC de la figura 3.2
- El movimiento del muro es suficiente para producir una mínima presión activa
- La fuerza cortante en el suelo seco poco cohesivo puede obtenerse por

la ecuación $S = \mathbf{s}' \tan \mathbf{F}$ 3.4

Donde $\mathbf{s}'$ = esfuerzo efectivo

S = fuerza cortante

$\mathbf{F}$ = ángulo de fricción del suelo

En la figura 3.3 puede verse la cuña de suelo que falla y se desliza, empujando el muro sobre el plano AB con una fuerza P_{AE} que puede expresarse como:

$$P_{AE} = g H^2 (1-K_V) K_{AE} \quad 3.5$$

Donde

K_{AE} = es el coeficiente de la presión activa de tierra por efectos de sismo

$$K_{AE} = \frac{\cos(\phi - \alpha - \theta)}{\cos \alpha \cdot \cos^2 \theta \cos(\theta + \delta + \alpha) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \alpha - \beta)}{\cos(\delta + \theta + \alpha) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad 3.6$$

$$\theta = \arctan \left[\frac{Kh}{(1-K_V)} \right] \quad 3.7$$

K_V = (componente vertical de la aceleración del sismo) / g

g = peso unitario del suelo

H = altura del muro de retención

La ecuación 3.6 es generalmente conocida como ecuación de la presión activa de tierra de Mononobe-Okabe.

Para la determinación de la altura de aplicación de la fuerza activa, llamada también sísmica, se toma una altura de $2/3 H$.

1.5.5 Licuefacción

Se entiende por Licuefacción de un suelo la pérdida de su resistencia al esfuerzo cortante, momentánea o permanente.

Los materiales en los que ocurre este fenómeno son: las arcillas saturadas muy sensibles, las arenas secas sueltas y las arenas saturadas, sobre todo las de baja compacidad.

Las causas que pueden producir la licuefacción son de dos tipos:

1. Licuefacción producida por una sollicitación brusca sobre el suelo, tales como un sismo, un impacto etc.
2. Por incremento de los esfuerzos cortantes que obran en el suelo o por disminución de la resistencia de los mismos.

En las arenas *compactas* se produce una dilatación o expansión, como se ve en la figura 3.4, debido a que los granos están estrechamente unidos y tienen que “rodar” por encima de los granos inmediatos situados debajo de ellos para que se produzca la deformación.

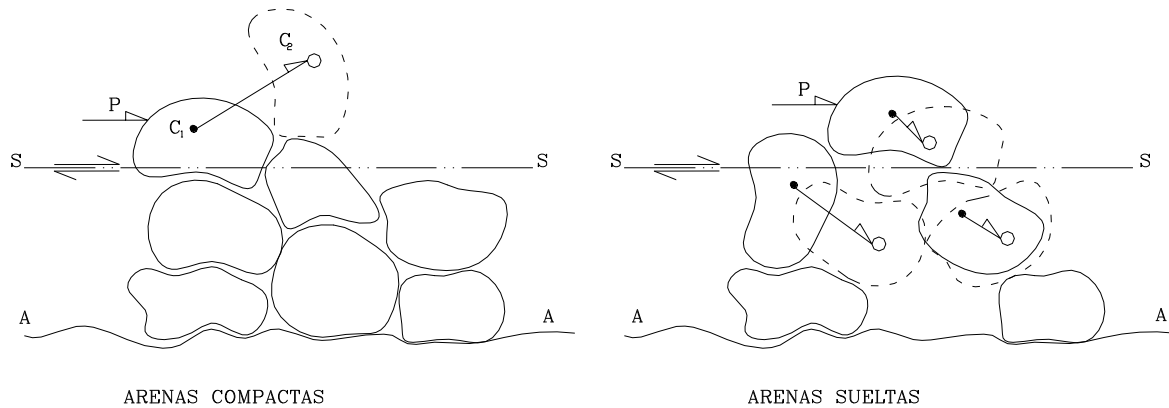


Figura 3.4

En las arenas *sueitas* se produce una contracción durante el corte, porque se produce el reacomodo de los granos inmediatos en el área de deformación, lo que se traduce en una reducción general de volumen.

Esto indica que debe haber una densidad intermedia entre arena suelta y compacta, para la cual la deformación tangencial por corte se realiza a volumen constante. El índice de poros correspondiente a esta densidad intermedia ha sido llamado *índice de poros crítico* (e_{cr}), por Arthur Casagrande. Para la determinación de este estado crítico hay que hacer ensayos en la máquina triaxial con arenas completamente saturadas. Puede observarse que e_{cr} disminuye con el incremento de s_3 , la presión de confinamiento.

Puede afirmarse que si la densidad natural de las arenas en un talud es mayor que la correspondiente a e_{cr} entonces no es de esperar el peligro de licuefacción. Si la densidad es inferior, un brusco desplazamiento tangencial origina una contracción y ésta, a su vez, ocasiona un exceso hidrostático u

durante unos momentos, porque el agua no puede salir instantáneamente de los poros. Este exceso hidrostático reduce la resistencia al esfuerzo cortante, lo que puede favorecer la licuefacción de arenas saturadas ($c=0$).

CAPÍTULO II

INVESTIGACIÓN DE CAMPO

2.1 PRUEBA DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (S. P. T.)

La primera investigación comprende de TRECE (13) sondeos exploratorios, distribuidos como se muestra en el plano de ubicación anexo, la profundidad máxima explorada fue de 5.00 metros, detectándose suelo compacto en el fondo de cada sondeo.

❖ **Descripción general del lugar:** Al momento de realizar los sondeos, el sitio se encontró con varias construcciones, las cuales han sido realizadas por los habitantes, algunas con mayor o menor seguridad. La topografía es quebrada, decreciendo hacia el sur oriente. Existe algo de vegetación en la zona y una quebrada encauzada, en la parte baja.

❖ **Trabajo de campo y laboratorio:** En la primera etapa de campo, se realizó un total de TRECE (13) sondeos exploratorios, efectuados seis de ellos (No. 1, 2, 9, 11, 12 y 13) con equipo de perforación motorizado, con el objeto de obtener muestras representativas y continuas para su identificación, determinar su contenido de humedad y la resistencia presentada por el suelo a la penetración de una cuchara muestrera estándar de 1 1/8" (34.9 mm) de

diámetro interno hincada con un martillo de 140 libras (63.5 Kg.), el cual se deja caer desde una altura de 30" (76.2 cm) contándose el número de golpes necesarios para penetrar un pie (30.5 cm) y obtener el valor N, según norma ASTM D-1586, " Prueba de Penetración Estándar y Muestreo de Suelos con Cuchara Partida", las siete perforaciones restantes (No. 3, 4, 5, 6, 7, 8 y 10) se efectuaron con equipo de perforación manual, obteniendo iguales parámetros, pero registrando la resistencia presentada por el suelo a la penetración de la cuchara muestrera estándar de 1 1/8" (34.9 mm) de diámetro interno hincada con un martillo de 35 libras (15.9 Kg.), el cual se deja caer desde una altura de 30" (76.2 cm) contándose el número de golpes necesarios para penetrar un pie (30.5 cm) y obtener el valor N, según variante de norma ASTM D-1586, " Prueba de Penetración Estándar y Muestreo de Suelos con Cuchara Partida".

Posteriormente se realizó una investigación complementaria de TRES (3) sondeos exploratorios distribuidos como se muestra en el plano de ubicación anexo, la profundidad máxima explorada fue de 3.50 metros, detectándose suelo compacto en el fondo de cada sondeo.

Las muestras recuperadas se analizaron en el laboratorio efectuándose los ensayos siguientes según norma ASTM D-2216 "DETERMINACIÓN DEL CONTENIDO DE HUMEDAD EN EL LABORATORIO", D-2448 "DESCRIPCIÓN DE SUELOS, PROCEDIMIENTO VISUAL MANUAL", D-2487 "CLASIFICACIÓN DE SUELOS PARA PROPÓSITOS DE INGENIERÍA"

VER CARPETA DE AUTOCAD 14 LLAMADA **ESTUDIOS DE SUELOS**

2.1.1 ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

Del análisis de los resultados, obtenidos tanto en la exploración del subsuelo como de los ensayos de laboratorio, realizados en los primeros TRECE sondeos se observaron los siguientes aspectos importantes:

Estratigrafía

Los suelos predominantes en el sitio son:

- Limo arenoso (ML), color café, con 55% a 65% de limo de baja a media plasticidad y 35% a 45% de arena.
- Arena limosa (SM), color café, con 60% a 85% de arena con pómez o pumítica y 85% a 40% de limo de no plástico a mediana plasticidad.
- Arena mal graduada con limo (SP-SM), color café, con 90% de arena con gravilla y 10% de finos no plásticos.
- Arena pumítica mal graduada (SP), color café, con 95% de arena de pómez y 5% de finos.
- Arena limosa orgánica (OL), con 60% de arena y 40% de limo orgánico de mediana plasticidad.

Resistencia del suelo a la hincada de la cuchara muestrera

Basándose en el número de golpes de la prueba de penetración estándar (N) la consistencia de los suelos cohesivos se clasifica de la siguiente manera:

N (GOLPES)	CONSISTENCIA	qu Kg/cm²
0-1	Muy Blanda	0.00-0.25
2-4	Blanda	0.25-0.50
5-8	Media	0.50-1.00
9-15	Firme	1.00-2.00
16-30	Dura	2.00-4.00
Más de – 30	Muy Dura	> 4.00

Basándose en el número de golpes de la prueba de penetración estándar (N), la compacidad de los suelos granulares se clasifica de la siguiente manera:

N (GOLPES)	COMPACIDAD	C.R.%
0-4	Muy Suelto	0-5
5-10	Suelto	5-25
11-30	Semi Compacto	25-60
31-50	Compacto	60-75
Más de – 50	Muy Compacto	> 75

Contenido de humedad

Los valores del contenido de humedad máximos, mínimos y promedios, han sido tomados de las hojas de registro y han sido calculados siguiendo el estándar ASTM D – 2216

SONDEO No.	Wmax.(%)	Wmin.(%)	Wprom.(%)
1	44.8 (3.00 m)	20.9 (0.50 m)	23.8
2	29.1 (1.00 m)	16.4 (0.50 m)	22.8
3	25.2 (1.00 m)	17.9 (0.50 m)	21.9
4	18.4 (1.00 m)	16.3 (0.50 m)	17.4
5	21.0 (0.50 m)	17.3 (1.00 m)	19.2
6	31.0 (0.50 m)	15.3 (1.00 m)	19.5
7	25.1 (0.50 m)	19.8 (2.00 m)	21.5
8	38.7 (2.50 m)	19.1 (0.50 m)	30.2
9	48.2 (0.50 m)	25.8 (1.00 m)	35.6
10	38.7 (2.50 m)	18.8 (0.50 m)	25.6
11	31.7 (5.00 m)	25.5 (3.50 m)	27.5
12	47.0 (3.00 m)	23.1(0.50 m)	31.0
13	37.4 (2.00 m)	25.1 (0.50 m)	28.8

Tabulación de valores “N” de campo.

Se registran en el cuadro siguiente, los valores “N” de campo obtenidos durante la etapa de prospección.

Sondeo No.	PROFUNDIDAD EN METROS									
	0.50	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00	3.50	4.00	4.50	5.00
1	15	16	17	35	60	71	35(*)	60(*)	----	----
2	48	80	105(*)	----	----	----	----	----	----	----
3	17	33	52	62(*)	----	----	----	----	----	----
4	22	52	54(**)	----	----	----	----	----	----	----
5	48	53	48(**)	----	----	----	----	----	----	----
6	14	11	52	32	38(*)	59(*)	----	----	----	----
7	22	12	33	54	33(*)	48 * ^A	----	----	----	----
8	11	12	19	29	93	52(**)	----	----	----	----
9	25	23	43	80	90(*)	----	----	----	----	----
10	22	41	47	22	54	13(*)	----	----	----	----
11	29	31	22	31	29	35	23	25	70	125 (R)
12	25	31	11	5	28	35	145(R)	----	----	----
13	23	23	11	9	27	55	65	----	----	----

(*) = Penetración con punta

(**) = Valor obtenido en primer tramo utilizando punta.

*^A = Valor obtenido de segundo tramo. Se usó punta.

(R) = Rechazo al avance de la cuchara muestrera.

Conclusiones

En algunos sondeos se ha detectado suelo suelto y/o con baja capacidad de carga, tal como se muestra a continuación:

SONDEO No	PROF. SUELO SUELTO Y/O CON BAJA CAP. DE CARGA (m)	SUELOS GRANULARES N<15	SUELOS COHESIVOS CON N <20
1	0.00 a 1.50	----	0.00 a 1.50
6	0.00 a 1.00	0.00 a 1.00	----
7	0.50 a 1.00	0.50 a 1.00	----
8	0.00 a 1.00	0.00 a 0.50	0.50 a 1.00
12	1.00 a 2.00	1.00 a 2.00	----
13	1.00 a 2.00	1.00 a 2.00	----

Se detectó posible presencia de nivel freático en sondeos No 2, 11 y 12 a $\pm$ 2.00, 4.00 y 2.00 m respectivamente y, posiblemente, exista en otros sitios. Se detecta presencia de roca, posiblemente Ignimbrita, en sondeos No 1, 11 y 12.

Los sondeos No 11, 12 y 13, se ubican en el antiguo cauce de un nacimiento de agua que fue canalizado para construir la colonia Cima IV, aledaña. En estos sondeos, se ha detectado relleno de 3.50 m, 3.00 m. y 2.00 m.,

respectivamente. Los sondeos No 12 y 13, presentan un suelo bien compactado en el primer metro y luego un metro de suelo pobremente compactado.

Los sondeos del 1 al 10, se finalizaron con punta.

Los sondeos No 11 y 12, acusan rechazo al avance de la cuchara muestrera a profundidades de 5.00 m y 3.50 m, respectivamente.

En sondeo N° 13, a 2.50 m. de profundidad, se encontró suelo orgánico.

Para la zona de influencia de los sondeos, No 2, 3, 4, 5 y 10, se puede usar como presión admisible, 2.0 Kg/cm^2 (20 Ton/m^2) (estimado para una profundidad de desplante de 0.50 m.)

Para la zona de influencia de los sondeos No 6, 7, 8 y 9, utilizando una profundidad de desplante de 0.50 m., se podrá usar como presión admisible 1.8 Kg/cm^2 (18 Ton/m^2). Si se realiza una sobre excavación de 0.50 m. y posterior compactación con suelo del lugar, libre de materia orgánica o plasticidad excesiva, hasta lograr el 95% de la máxima densidad obtenida en el laboratorio del ensayo Próctor T-180. Las sobre excavaciones tendrán un sobre ancho de 1.5 veces la base. Opcionalmente, se podrá desplantar a 1.00 m. de profundidad.

En zona de influencia del sondeo No 1, para una profundidad de desplante de 0.50 m., si se desea usar una presión admisible de 1.8 Kg/cm², se deberá sobre excavar 1.00 m., compactar con suelo sano o selecto, libre de plasticidad hasta obtener el 95% del ensayo AASHTO T-180. La sobre excavación se trabajará de igual manera que en (5.8). En el caso de no realizar mejora, se deberá usar un máximo de 1.0 Kg/cm² (10 Ton/m²), como presión admisible.

En zona de influencia de sondeos No 11, 12 y 13, que están en el antiguo cauce de un nacimiento, se detecta agua que posiblemente no está siendo interceptada en su totalidad. En los sondeos N° 12 y 13, existe una aparente buena capacidad de carga, pero sí se realizaran viviendas más formales, estas serían susceptibles de falla por capacidad de carga. Debe mejorarse el suelo para cimentación excavando hasta 2.00 m. y 2.50 m. respectivamente. Colocar una plantilla de material granular (de ± 0.30 m.) y sobre ésta, realizar relleno compactado al 95% de AASHTO T-99, hasta elevación de cimentación, pudiendo utilizarse después de la mejora, una presión de contacto de 1.8 Kg/cm² (18 Ton/m²).

Se observó en zona de influencia de sondeo No 2, presencia de un pequeño acuífero, a una profundidad de ± 1.50 a 2.00m.

En algunos cortes (Taludes verticales), se observó la existencia de arenas de pómez, que durante la época de invierno, luego de existir infiltración, pueden

servir como drenes naturales que conduzcan agua y esta pueda salir en zonas donde existirán muros. Debe preverse esta situación durante la etapa de diseño y construcción de los muros, cuando el suelo en el trasdos (paramento interior del muro) se caracterice como tal.

En la parte alta de aquellos taludes, donde se construya muro de cualquier tipo, es necesario colocar canaletas que recojan toda posible esorrentía, que pueda infiltrarse y/o erosionar la unión muro suelo. El agua así captada, deberá conducirse hacia sitios donde no produzca ningún daño.

En el caso de los TRES sondeos complementarios del análisis de los resultados, obtenidos tanto en la exploración del subsuelo como de los ensayos de laboratorio, se observaron los siguientes aspectos importantes:

Estratigrafía

Los suelos predominantes en el sitio son:

- Arena Limosa (SM), color café, con 55% a 80% de arena pómez y 20% a 45% de limo de no plástico a mediana plasticidad.
- Limo Arenoso (ML), color café, con 70% de limo de mediana plasticidad y 30% de arena.

Resistencia del suelo a la hincada de la cuchara muestrera

Basándose en el número de golpes de la prueba de penetración estándar (N) la consistencia de los suelos cohesivos se clasifica de la siguiente manera:

N (GOLPES)	CONSISTENCIA	qu Kg/cm²
0-1	Muy Blanda	0.00-0.25
2-4	Blanda	0.25-0.50
5-8	Media	0.50-1.00
9-15	Firme	1.00-2.00
16-30	Dura	2.00-4.00
Más de – 30	Muy Dura	> 4.00

Basándose en el número de golpes de la prueba de penetración estándar (N), la compacidad de los suelos granulares se clasifica de la siguiente manera:

N (GOLPES)	COMPACIDAD	CR. %
0-4	Muy Suelto	0-5
5-10	Suelto	5-25
11-30	Semi Compacto	25-60
31-50	Compacto	60-75
Más de – 50	Muy Compacto	> 75

Contenido de humedad

Los valores del contenido de humedad máximos, mínimos y promedios, han sido tomados de las hojas de registro y han sido calculados siguiendo el estándar ASTM D – 2216

SONDEO No.	Wmax.(%)	Wmin.(%)	Wprom.(%)
14	32.1 (1.00 m)	22.0 (1.50 m)	26.5
15	25.8 (3.00 m)	17.0 (2.00 m)	19.4
16	27.9 (1.00 m)	22.0 (1.50 m)	25.3

Tabulación de valores “N” de campo.

Se registran en el cuadro siguiente, los valores “N” de campo obtenidos durante la etapa de prospección.

Sondeo	P R O F U N D I D A D E N M E T R O S						
No.	0.50	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00	3.50
14	17	25	50	65(*)	----	----	----
15	21	25	19	30	45	58	48
16	17	24	36	45	59	65	45(*)

(*) = Penetración con punta

Conclusiones

No se detectó suelo suelto superficial, puesto que el valor de N de campo más bajo, es mayor que 15.

Los suelos atravesados en el presente estudio son en su mayoría de matriz granular, con segundo componente cohesivo.

Los contenidos de humedad son un poco altos, posiblemente debido al componente cohesivo.

En la profundidad alcanzada, no se detectó nivel freático ni presencia de roca.

Los sondeos 14 y 16 se analizaron con punta cónica.

Para una profundidad de desplante de 0.50 m, se podrá utilizar una presión admisible de 2.0 Kg/cm².

2.2 PRUEBA DE CORTE DIRECTO

El siguiente ensayo de Corte Directo (ASTM D-2850), realizado a dos muestras inalteradas de suelos obtenidos de talud principal en la Comunidad Divina Providencia (ver plano anexo).

VER CARPETA DE AUTOCAD 14 LLAMADA **“CORTE DIRECTO”**

2.2.1 ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

Luego de la inspección realizada al sitio, se observó que el suelo está básicamente formado por dos tipos de suelos; Tobas y Arenas de pómez mal graduadas. Ambas de la formación Cuscatlán.

La muestra No 1: es una arena mal graduada de pómez (SP), por su condición de grano más grueso, forma al estar intercalada con el suelo más fino, una especie de drenes naturales, que en época lluviosa pueden producir alguna cantidad importante de agua.

Los parámetros de este suelo (SP) son:

Peso volumétrico : $\gamma_h = 0.80 \text{ Ton/m}^3$

Ángulo de fricción interna : $\phi = 46.9^\circ$

Cohesión : $C = 0.00 \text{ Ton/m}^2$

La muestra No 2: es una toba que se ha cementado parcialmente, lo cual se comprueba por el valor de la cohesión que obtuvo.

Los parámetros de la toba son:

Peso volumétrico : $\gamma_h = 1.23 \text{ Ton/m}^3$

Ángulo de fricción interna : $\phi = 21.8^\circ$

Cohesión : $C = 11.0 \text{ Ton/m}^2$

Con los datos anteriormente dados, se deberá utilizar para caracterizar los suelos que forman las diferencias de nivel a proteger (taludes verticales) y para analizar la estabilidad del talud principal.

CAPÍTULO III

DISEÑO DE OBRAS CIVILES DE MITIGACIÓN

3. GENERALIDADES

3.1 MUROS DE CONTENCIÓN

DESCRIPCIÓN DEL DISEÑO DE UN MURO DE GRAVEDAD

Se hace uso de una hoja electrónica para automatizar todas las operaciones matemáticas que de otra manera vuelven engorroso el proceso, debido a la diversidad de alturas y otras condiciones geométricas que resultan del hecho que el asentamiento de viviendas no se hizo en forma ordenada, como cuando se desarrolla una urbanización.

Esto permite evaluar velozmente varias secciones alternativas con la finalidad de obtener aquella sección que con el mínimo de material produzca valores admisibles en los coeficientes de seguridad, presiones al suelo y otros parámetros reglamentarios.

El diseño se basa fundamentalmente en los criterios expuestos en el **Capítulo 5 Muros de Retención** de la "Norma Técnica para Diseño de Cimentaciones y Estabilidad de Taludes", aunque se han tomado criterios adicionales de otros

autores, según se permite en la Norma (Art. 5.3.9) para muros menores de 6.0 m de altura.

La Norma se basa en las ecuaciones de Coulomb para el cálculo de los empujes estáticos activo y pasivo, y en las ecuaciones de Mononobe-Okabe para incluir el efecto del sismo. Adicionalmente debe considerarse que toda masa en consideración está sometida a una fuerza sísmica horizontal igual al peso de la misma por el coeficiente sísmico horizontal $k_h = 0.16$, aplicada en el centro de gravedad. En sismo, los esfuerzos permisibles del suelo pueden incrementarse 33%. El ángulo de fricción entre el muro y el relleno (α) se toma como $\phi/2$ por considerarse más del lado de la seguridad.

Para evaluar la magnitud del empuje pasivo sobre el dentellón se ha considerado el criterio del Profesor George Elwyn Large³, el cual desprecia el pie de profundidad más superficial del suelo en el frente del muro, a partir del cual se acumula la presión del empuje pasivo, y se toma únicamente el trapecio de presiones sobre el diente. Como precaución adicional a este criterio, se ha reducido el peso volumétrico del suelo un 25%, frente al muro. Para el coeficiente de rozamiento entre la base del muro y el suelo se toma el valor 0.45 para suelos friccionantes con limo, propuesto por Terzaghi/Peck⁴.

³ (Basic Reinforced Concrete Desing: Elasticidad and Ceeep, editado por The Ronald Press Company, 2ª Edición, pág. 304, tomado a su vez de Sliding Stability of Retaining Walls, de Fisher/Mais, Civil Engineer).

⁴ (Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica, El Ateneo, tercera edición, pág. 389).

El proceso de diseño comienza con la introducción de los valores característicos del suelo y la mampostería de piedra: ángulo de rozamiento interno del suelo (φ), peso volumétrico del suelo (γ), capacidad de carga admisible del suelo (q_{adm}), y el peso volumétrico de la mampostería. De estos valores, tan sólo la carga admisible del suelo cambia según la localización del muro.

A continuación se introducen las variables geométricas del diseño, a saber:

- Altura vista (h)
- Desplante (D_f)
- Ancho de coronamiento (b)
- Ancho de puntera (b')
- Ancho de talón (b'')
- Profundidad del dentellón (D_t)
- Ancho del dentellón (A_t)
- Distancia desde el extremo de la puntera al dentellón (X_t)

También se tiene la opción de introducir una carga lineal uniforme sobre el coronamiento (como por ejemplo un tapial), aunque se ha observado que en todos los casos esto sólo contribuye favorablemente a la estabilidad,

incrementando los coeficientes de seguridad al vuelco y al deslizamiento, con un levísimo incremento de la fuerza total al suelo en la base del muro, por lo que generalmente se omite.

A continuación se introduce la pendiente del talud sobre el trasdós del muro (**b**). En la teoría esta inclinación del terreno se extiende lo suficiente como para que pueda considerarse como un talud sin límite de altura. Como éste no es el caso, ya que los taludes sobre la espalda del muro tienen longitud limitada, después de la cual se extiende la superficie horizontal de la terraza superior, se han hecho consideraciones especiales para aquellos muros cuya altura es menor que el desnivel entre terrazas, a fin de mejorar la economía de construcción, sin sacrificar la seguridad estructural. Se calculan los empujes estáticos y estáticos combinados con sismo para un muro de altura completa (altura igual al desnivel entre terrazas o superficies horizontales) y por lo tanto con un ángulo de talud de 0° , y luego se comparan con los empujes aplicados al muro que se está diseñando, al cual se le aplica una inclinación de talud “virtual” que produce empujes que igualan pero no exceden a aquellos del muro de altura completa. Pudo observarse que el empuje activo de la combinación gravedad más sismo siempre marcó la pauta de comparación en este criterio, por ser la fuerza más severa en el análisis.

Introducidos todos los valores anteriores, la hoja calcula inicialmente los otros valores de ángulos necesarios (inclinación del trasdós **Q**, y el ángulo **a**), y se

calculan los coeficientes de empuje activo y pasivo, tanto en la condición estática (k_{activo} , k_{pasivo}) y de combinación estática-sísmica ($k_{\text{activo+sismo}}$, $k_{\text{pasivo+sismo}}$). Con éstos, se calculan los valores de los empujes para cada caso, los cuales son descompuestos en sus valores horizontal y vertical: estáticos E_{aH} , E_{aV} ; combinados E_{aeH} y E_{aeV} ; y de estos últimos, por diferenciación, el efecto del sismo D_{aeH} y D_{aeV} .

Estos valores se introducen a la matriz que calcula el momento resistente y el momento de vuelco. El **momento resistente** incluye los momentos provocados por los pesos de las diferentes secciones del muro, la sobrecarga lineal, la componente vertical del empuje activo, y en el caso de sismo, la componente vertical del empuje sísmico y la fuerza sísmica horizontal de la masa del diente. Con el trasdós a la derecha del esquema, todos estos momentos actúan en el sentido de las agujas del reloj. El **momento de vuelco** incluye los causados por la componente horizontal del empuje activo, y en el caso de sismo, las fuerzas sísmicas de las masas del muro arriba de la puntera y la componente horizontal del empuje sísmico. Todos estos momentos actúan en sentido contrario a los resistentes.

La matriz también calcula la sumatoria de las fuerzas verticales, con la que se calcula el punto en la base del muro a través del cual penetra la resultante, para el cálculo de los esfuerzos sobre el suelo en el extremo de la puntera y el talón. Con el empuje pasivo en el dentellón se revisa que el esfuerzo cortante, en la

superficie que separa el dentellón del cuerpo principal del muro, no sea mayor que el admisible en la Norma (1.0 kg/cm^2).

Se evalúan las condiciones requeridas por la Norma: para la condición estática los factores de seguridad al Vuelco y Deslizamiento deben ser iguales o mayores que 1.50, y en la evaluación del sismo, que 1.20; los esfuerzos al suelo no deben ser mayores que el admisible. En la condición estática se requiere que la resultante corte el plano de la base en el tercio medio, para garantizar que todo el ancho de la misma se encuentre a compresión. Sin embargo, en la condición con sismo este requerimiento se omite, por la naturaleza momentánea de las fuerzas, y sólo se revisa que la presión al suelo no exceda más del 33% a la admisible en la estática, y que el área cargada en la base sea apropiada. Esto último concuerda con el criterio del M.Sc. Jorge A. Rodríguez Deras, en su artículo "*Criterios para el dimensionamiento de muros para retención de tierra de mampostería simple ó de concreto reforzado*", escrito en calidad de Director del C.I.G. (tomado de <http://www.geotecnico.com/suelos/2deptsue.htm>), artículo en el cual se recomiendan ciertas relaciones base/altura y puntera/altura las que se toman en cuenta a la hora del predimensionamiento.

Finalmente se calcula el volumen de mampostería por metro de longitud de muro.

En este momento pueden cambiarse las dimensiones del muro, para optimizar la geometría del mismo (reducir el volumen a un mínimo), manteniendo los factores de seguridad cercanos a, o en, el valor mínimo, y aprovechando al máximo la capacidad de carga admisible del suelo.

Lo que se busca es volumen mínimo, factores de seguridad cercanos al requerimiento, relación base/altura mínima (entre 0.35 y 0.70) y presión al suelo cercana a la q_{adm} (sin excederla).

A continuación se muestran los diagramas de las fuerzas involucradas en el análisis estático, y de combinación estático-dinámico (sismo). Para representarlas, se ha tomado un caso real: el de un muro destinado a proteger el desnivel entre el lote 06 y el pasaje peatonal que le brinda acceso. Las características geométricas del mismo son las siguientes (metros):

➤ Altura vista	2.50
➤ Desplante	0.50
➤ Ancho de coronamiento	0.50
➤ Ancho de puntera	0.35
➤ Ancho de talón	0.80
➤ Profundidad del dentellón	0.60
➤ Ancho del dentellón	0.60
➤ Distancia desde el extremo de la puntera al dentellón	0.50

Los diagramas muestran:

- Presiones activa y pasiva.
- Empujes activo y pasivo
- Presiones ejercidas en el suelo
- Pesos de las diferentes masas del muro
- Fuerzas dinámicas de las diferentes masas del muro (sismo)
- Fuerza de rozamiento en la base.

VER ARCHIVO DE AUTOCAD 14 LLAMADO EJEMPLO MURO.

VER ARCHIVO DE AUTOCAD 14 LLAMADO EJEMPLO MURO.

3.1.1 DETALLE DE MURO

A continuación se detalla los diseños de los muros y su respectiva localización.

VER ARCHIVO DE AUTOCAD 14 LLAMADO EJEMPLO DE
NOMENCLATURA.

VER ARCHIVO DE AUTOCAD 14 LLAMADO EJEMPLO ACCESORIOS MURO.

VER ARCHIVO DE AUTOCAD 14 LLAMADO EJEMPLO ACCESORIOS MURO.

VER CARPETA DE ARCHIVOS DE AUTOCAD 14 LLAMADO CEPRODE
DIVINA MUROS.

VER CARPETA DE ARCHIVOS DE AUTOCAD 14 LLAMADA “**|DWG|DETALLE
DE MURO**” EN LA QUE SE ENCUENTRA LAS SECCIONES DE LOS 65
MUROS PROPUESTOS.

3.1.2 Presupuestos

A continuación se presentan los presupuestos de cada uno de los muros.

VER CARPETA LLAMADA “\XLS\PRESUPUESTO DE MURO”, EN LA QUE SE ENCUENTRA LOS PRESUPUESTOS DE LOS 65 MUROS.

3.1.3 Memoria de cálculo

Se presenta a continuación cada una de las memorias de los diferentes muros.

VER CARPETA LLAMADA “***XLSMEMORIAS DE MUROS***”, EN LA QUE SE
ENCUENTRA LAS MEMORIAS DE CÁLCULO DE LOS 65 MUROS.

3.2 TALUDES

3.2.1 DETALLE DE TALUDES

A continuación se detallan la localización de los muros con taludes.

No.	LOCALIZACION	ALTURA DEL TALUD m	DISTANCIA HORIZONTA L m
1	LOTE 16, lindero norte.	1.20	1.80
2	LOTE 17, lindero norte.	1.20	1.80
3	LOTE 27, lindero oriente.	1.75	2.63
4	LOTE 27, lindero sur.	2.70	4.05
5	LOTE 41, lindero poniente, colindando con pasaje peatonal (sección I).	1.00	1.50
6	LOTE 67, lindero norte, colindando con pasaje peatonal.	0.70	1.05
7	LOTE 68, lindero sur, tramo oriente (sección I).	0.50	0.75
8	LOTE 68, lindero sur, tramo central (sección II).	1.20	1.80
9	LOTE 71, lindero sur, tramo central (sección II).	1.00	1.50
10	LOTE 72, lindero sur.	0.80	1.20
11	LOTE 73, lindero sur.	0.80	1.20
12	LOTE 88, lindero sur, tramo oriental (sección I).	2.00	3.00

3.2.2 Presupuestos

Se presenta a continuación los presupuestos de los muros con talud.

VER CARPETA LLAMADA “***XLS\PRESUPUESTO DE TALUD***”, EN LA QUE SE ENCUENTRA LOS PRESUPUESTOS DE LOS TALUDES.

3.2.3 MEMORIAS DE CALCULO

LOTE 16, lindero norte.

EXCAVACIÓN:

$$[(1.8 \text{ m} * 1.20) / 2 + (1.8 \text{ m} * 1.20) / 2] * 8.60 \text{ m} = 13.76 \text{ m}^3$$

COMPACTACIÓN:

$$[(1.8 \text{ m} * 1.20) / 2] * 8.60 \text{ m} = 4.47 \text{ m}^3$$

DESALOJO:

$$(13.76 \text{ m}^3 - 4.47 \text{ m}^3) * 1.40 = 13.0 \text{ m}^3$$

PROTECCIÓN DEL TALUD

Zacate Vetiver se requiere de 40 HACES / m²

$$(8.6 \text{ m} * 1.8) = 15.48 \text{ m}^2 * 40 \text{ HACES} / \text{m}^2 = 619 \text{ HACES}$$

LOTE 17, lindero norte.

EXCAVACIÓN:

$$[(1.8 \text{ m} * 1.20) / 2 + (1.8 \text{ m} * 1.20) / 2] * 7.97 \text{ m} = 12.75 \text{ m}^3$$

COMPACTACIÓN:

$$[(1.8 \text{ m} * 1.20) / 2] * 7.97 \text{ m} = 4.14 \text{ m}^3$$

DESALOJO:

$$(12.75 \text{ m}^3 - 4.14 \text{ m}^3) * 1.40 = 12.05 \text{ m}^3$$

PROTECCIÓN DEL TALUD

Zacate Vetiver se requiere de 40 HACES / m²

$$(7.97 \text{ m} * 1.8) = 14.35 \text{ m}^2 * 40 \text{ HACES} / \text{m}^2 = 574 \text{ HACES}$$

LOTE 27, lindero oriente.

EXCAVACIÓN:

$$[(2.63 \text{ m} * 1.75) / 2] * 3.85 \text{ m} = 8.86 \text{ m}^3$$

DESALOJO:

$$(8.86 \text{ m}^3 * 1.40) = 12.40 \text{ m}^3$$

PROTECCIÓN DEL TALUD

Zacate Vetiver se requiere de 40 HACES / m²

$$(3.85 \text{ m} * 2.63) = 10.13 \text{ m}^2 * 40 \text{ HACES} / \text{m}^2 = 405 \text{ HACES}$$

LOTE 27, lindero sur.

EXCAVACIÓN:

$$[(4.05 \text{ m} * 2.70) / 2] * 9.05 \text{ m} = 49.50 \text{ m}^3$$

DESALOJO:

$$(49.50 \text{ m}^3 * 1.40) = 69.30 \text{ m}^3$$

PROTECCIÓN DEL TALUD

Zacate Vetiver se requiere de 40 HACES / m²

$$(9.05 \text{ m} * 4.05) = 36.65 \text{ m}^2 * 40 \text{ HACES} / \text{m}^2 = 1466 \text{ HACES}$$

LOTE 41, lindero poniente, colindando con pasaje peatonal (sección I).

EXCAVACIÓN:

$$[(1.5 \text{ m} * 1.0) / 2 + (0.5 \text{ m} * 0.71) / 2] * 3.15 \text{ m} = 2.93 \text{ m}^3$$

COMPACTACIÓN:

$$[(0.5 \text{ m} * 0.71) / 2] * 3.15 \text{ m} = 0.57 \text{ m}^3$$

DESALOJO:

$$(2.93 \text{ m}^3 - 0.57 \text{ m}^3) * 1.40 = 3.31 \text{ m}^3$$

PROTECCIÓN DEL TALUD

Zacate Vetiver se requiere de 40 HACES / m²

$$(3.15 \text{ m} * 1.50) = 4.73 \text{ m}^2 \times 40 \text{ HACES} / \text{m}^2 = 189 \text{ HACES}$$

LOTE 67, lindero norte, colindando con pasaje peatonal.

EXCAVACIÓN:

$$[(0.70 \text{ m} * 1.05) / 2 + (0.5 \text{ m} * 0.90) / 2] * 13.80 \text{ m} = 8.17 \text{ m}^3$$

COMPACTACIÓN:

$$[(0.5 \text{ m} * 0.90) / 2] * 13.8 \text{ m} = 3.11 \text{ m}^3$$

DESALOJO:

$$(8.17 \text{ m}^3 - 3.11 \text{ m}^3) \times 1.40 = 7.09 \text{ m}^3$$

PROTECCIÓN DEL TALUD

Zacate Vetiver se requiere de 40 HACES / m²

$$(13.80 \text{ m} * 1.05) = 14.49 \text{ m}^2 \times 40 \text{ HACES} / \text{m}^2 = 580 \text{ HACES}$$

LOTE 68, lindero sur, tramo oriente (sección I).

EXCAVACIÓN:

$$[(0.75 \text{ m} * 0.50) / 2 + (0.75 \text{ m} * 0.5) / 2] * 7.70 \text{ m} = 2.88 \text{ m}^3$$

COMPACTACIÓN:

$$[(0.75 \text{ m} * 0.5) / 2] * 7.70 \text{ m} = 1.44 \text{ m}^3$$

DESALOJO:

$$(2.88 \text{ m}^3 - 1.44 \text{ m}^3) * 1.40 = 2.02 \text{ m}^3$$

PROTECCIÓN DEL TALUD

Zacate Vetiver se requiere de 40 HACES / m²

$$(7.70 \text{ m} * 0.75) = 5.78 \text{ m}^2 * 40 \text{ HACES} / \text{m}^2 = 231 \text{ HACES}$$

LOTE 68, lindero sur, tramo central (sección II).

EXCAVACIÓN:

$$[(1.8 \text{ m} * 1.2) / 2] * 7.70 \text{ m} = 8.32 \text{ m}^3$$

DESALOJO:

$$(8.32 \text{ m}^3 \times 1.40) = 11.64 \text{ m}^3$$

PROTECCIÓN DEL TALUD

Zacate Vetiver se requiere de 40 HACES / m²

$$(7.70 \text{ m} \times 1.80) = 11.64 \text{ m}^2 \times 40 \text{ HACES} / \text{m}^2 = 554 \text{ HACES}$$

LOTE 71, lindero sur, tramo central (sección II).

EXCAVACIÓN:

$$[(1.5 \text{ m} \times 1.0) / 2] \times 6.30 \text{ m} = 4.73 \text{ m}^3$$

DESALOJO:

$$(4.73 \text{ m}^3 \times 1.40) = 6.62 \text{ m}^3$$

PROTECCIÓN DEL TALUD

Zacate Vetiver se requiere de 40 HACES / m²

$$(6.30 \text{ m} \times 1.50) = 9.45 \text{ m}^2 \times 40 \text{ HACES} / \text{m}^2 = 378 \text{ HACES}$$

LOTE 72, lindero sur.

EXCAVACIÓN:

$$[(1.2 \text{ m} * 0.80) / 2] * 8.16 \text{ m} = 3.92 \text{ m}^3$$

DESALOJO:

$$(3.92 \text{ m}^3 * 1.40) = 5.48 \text{ m}^3$$

PROTECCIÓN DEL TALUD

Zacate Vetiver se requiere de 40 HACES / m²

$$(8.16 \text{ m} * 1.20) = \text{m}^2 * 40 \text{ HACES} / \text{m}^2 = 189 \text{ HACES}$$

LOTE 73, lindero sur.

EXCAVACIÓN:

$$[(1.2 \text{ m} * 0.80) / 2 + (0.12 \text{ m} * 0.20) / 2] * 8.48 \text{ m} = 4.17 \text{ m}^3$$

COMPACTACIÓN:

$$[(0.12 \text{ m} * 0.20) / 2] * 8.48 \text{ m} = 0.1 \text{ m}^3$$

DESALOJO:

$$(4.17 \text{ m}^3 - 0.10) * 1.40 = 5.70 \text{ m}^3$$

PROTECCIÓN DEL TALUD

Zacate Vetiver se requiere de 40 HACES / m²

$$(8.48 \text{ m} * 1.20) = 10.18 \text{ m}^2 \times 40 \text{ HACES} / \text{m}^2 = 407 \text{ HACES}$$

LOTE 88, lindero sur, tramo oriental (sección I)

EXCAVACIÓN:

$$[(3 \text{ m} * 2) / 2 + (1.38 \text{ m} * 2.07) / 2] * 14.30 \text{ m} = 63.35 \text{ m}^3$$

COMPACTACIÓN:

$$[(1.38 \text{ m} * 2.07) / 2] * 14.30 \text{ m} = 20.45 \text{ m}^3$$

DESALOJO:

$$(63.35 \text{ m}^3 - 20.45 \text{ m}^3) \times 1.40 = 60.06 \text{ m}^3$$

PROTECCIÓN DEL TALUD

Zacate Vetiver se requiere de 40 HACES / m²

$$(14.30 \text{ m} * 3.0) = 42.90 \text{ m}^2 \times 40 \text{ HACES} / \text{m}^2 = 1716 \text{ HACES}$$

3.3 OBRAS HIDRÁULICAS

En la revisión y diseño del funcionamiento de las estructuras se hará uso del Método Racional para el cálculo de los caudales, y de la ecuación de Manning para el estudio de la sección.

En todas las canaletas existentes se observan funcionamientos adecuados. Las descargas se llevan al río Ulohuapa, que colinda al sur-orienté con la Comunidad. Pudo apreciarse que en algunos tramos curvos, la altura de las paredes fue aumentada con ladrillo de barro. Sin embargo, se tiene un canal que es necesario revisar. Corresponde al tramo existente de canaleta ubicada entre los lotes 59 y 61, porque en este segmento la pendiente longitudinal de su rasante disminuye, sin ampliar la sección, por lo tanto es posible que el tirante conducido se eleve y exceda la profundidad disponible.

3.3.1 Detalle de canaletas

Tramo existente de canaleta ubicada entre los lotes 59 y 61

La canaleta existente es de sección trapezoidal, con un ancho en el fondo de 0.41 m, una distancia horizontal de 0.57 m entre los bordes superiores y una profundidad de 0.32 m. Está construida con ladrillo de barro repellado

(coeficiente “n” de Manning = 0.012), y en este tramo tiene una pendiente longitudinal de 7.9% ($s = 0.079$).

Los cálculos arrojan los resultados siguientes: para el caudal proveniente del escurrimiento se tienen 307 litros por segundo, mientras que la capacidad de conducción de la sección es 1,021 litros por segundo.

La capacidad de conducción de la canaleta en el punto de interés excede sobradamente al caudal escurrido. El caudal para la tormenta de diseño hace que la canaleta funcione al 30% de su capacidad. El área total de la canaleta es equivalente a un tubo circular de 17.6” de diámetro, por lo que se considera una sección apropiada para el paso de objetos arrastrados por el líquido.

Pasaje peatonal rústico al sur de los lotes 09 y 08.

Se requiere la construcción de una cuneta que conduzca el agua captada por los lotes 4, 8 y 9, junto con el área del pasaje.

Se propone una cuneta de sección trapezoidal, con un ancho en el fondo de 0.10 m, una distancia horizontal de 0.20 m entre los bordes superiores y una profundidad de 0.15 m. Puede construirse con ladrillo de barro repellado (coeficiente “n” de Manning = 0.012). En este tramo se tiene una pendiente longitudinal de 3.2% ($s = 0.032$).

Los cálculos arrojan los resultados siguientes: para el caudal proveniente del escurrimiento se tienen 23 litros por segundo, mientras que la capacidad de conducción de la sección es 48 litros por segundo.

La capacidad de conducción de la cuneta propuesta se calcula para el tramo que se localiza frente a los lotes 08 y 09. La cuneta funciona al 48.3% de su capacidad. El área total de la canaleta es equivalente a un tubo circular de 6.7" de diámetro, por lo que se considera una sección apropiada para el paso de objetos arrastrados por el líquido.

Pasaje peatonal rústico al sur de los lotes 11 y 10 (continuación de la cuneta anterior).

Se requiere la construcción de una cuneta que conduzca el agua captada por los lotes 02 al 04, y 08 al 11, junto con el área del pasaje.

Se propone una cuneta de sección trapezoidal, con un ancho en el fondo de 0.10 m, una distancia horizontal de 0.25 m entre los bordes superiores y una profundidad de 0.15 m. Puede construirse con ladrillo de barro repellado (coeficiente "n" de Manning = 0.012). En este tramo se tiene una pendiente longitudinal de 3.5% ($s = 0.035$).

Los cálculos arrojan los resultados siguientes: para el caudal proveniente del escurrimiento se tienen 58 litros por segundo, mientras que la capacidad de conducción de la sección es 63 litros por segundo.

La capacidad de conducción de la cuneta propuesta se calcula para el tramo que se localiza frente a los lotes 10 y 11. La cuneta funciona al 92.7% de su capacidad. El área total de la canaleta es equivalente a un tubo circular de 7.2” de diámetro, por lo que se considera una sección apropiada para el paso de objetos arrastrados por el líquido.

Pasaje peatonal rústico al sur de los lotes 01 y 14.

Se requiere la construcción de una cuneta que conduzca el agua captada por los lotes 1 al 4 y 8 al 11, junto con el área del pasaje.

Se propone una cuneta de sección trapezoidal, con un ancho en el fondo de 0.10 m, una distancia horizontal de 0.25 m entre los bordes superiores y una profundidad de 0.15 m. Puede construirse con ladrillo de barro repellado (coeficiente “n” de Manning = 0.012). En este tramo se tiene una pendiente longitudinal de 6.7% ($s = 0.067$).

Los cálculos arrojan los resultados siguientes: para el caudal proveniente del escurrimiento se tienen 74 litros por segundo, mientras que la capacidad de conducción de la sección es 87 litros por segundo.

La capacidad de conducción de la cuneta propuesta se calcula para el tramo final, que es donde se acumula todo el caudal escurrido. La cuneta funciona al 85% de su capacidad. El área total de la canaleta es equivalente a un tubo circular de 7.2" de diámetro, por lo que se considera una sección apropiada para el paso de objetos arrastrados por el líquido.

Pasaje peatonal rústico al sur de los lotes 05, 06 y 07.

Se requiere la construcción de una cuneta que conduzca el agua captada por los lotes 05 al 07, junto con el área del pasaje.

Se propone una cuneta de sección trapezoidal, con un ancho en el fondo de 0.10 m, una distancia horizontal de 0.15 m entre los bordes superiores y una profundidad de 0.07 m. Puede construirse con ladrillo de barro repellado (coeficiente "n" de Manning = 0.012). En este tramo se tiene una pendiente longitudinal de 16.3% ($s = 0.163$).

Los cálculos arrojan los resultados siguientes: para el caudal proveniente del escurrimiento se tienen 19 litros por segundo, mientras que la capacidad de conducción de la sección es 36 litros por segundo.

La capacidad de conducción de la cuneta propuesta se calcula para el tramo final, que es donde se acumula todo el caudal escurrido. La cuneta funciona al 60.2% de su capacidad. El área total de la canaleta es equivalente a un tubo

circular de 4.2" de diámetro, por lo que se considera una sección apropiada para el paso de objetos arrastrados por el líquido.

Pasaje peatonal rústico entre los lotes 07 y 26 (continuación de la cuneta anterior) hasta el mojón 12.

Se requiere la construcción de una cuneta que conduzca el agua captada en el tramo anterior, y por la posible descarga de los lotes de la comunidad vecina al norte, junto con el área del pasaje.

Se propone una cuneta de sección trapezoidal, con un ancho en el fondo de 0.10 m, una distancia horizontal de 0.20 m entre los bordes superiores y una profundidad de 0.15 m. Puede construirse con ladrillo de barro repellado (coeficiente "n" de Manning = 0.012). En este tramo se tiene una pendiente longitudinal de 9.2% ($s = 0.092$).

Los cálculos arrojan los resultados siguientes: para el caudal proveniente del escurrimiento se tienen 37 litros por segundo, mientras que la capacidad de conducción de la sección es 105 litros por segundo.

La capacidad de conducción de la cuneta propuesta se calcula para el tramo final, que es donde se acumula todo el caudal escurrido. La cuneta funciona al 45.5% de su capacidad. El área total de la canaleta es equivalente a un tubo

circular de 6.7" de diámetro, por lo que se considera una sección apropiada para el paso de objetos arrastrados por el líquido.

Pasaje peatonal rústico al norte del lote 52 (continuación de la cuneta anterior) hasta el mojón 13.

Se requiere la construcción de una cuneta que conduzca el agua captada en el tramo anterior, y por el área de protección de la comunidad vecina al norte, junto con el área del pasaje.

Se propone una cuneta de sección trapezoidal, con un ancho en el fondo de 0.10 m, una distancia horizontal de 0.20 m entre los bordes superiores y una profundidad de 0.15 m. Puede construirse con ladrillo de barro repellado (coeficiente "n" de Manning = 0.012). En este tramo se tiene una pendiente longitudinal de 9.1% ($s = 0.091$).

Los cálculos arrojan los resultados siguientes: para el caudal proveniente del escurrimiento se tienen 54 litros por segundo, mientras que la capacidad de conducción de la sección es 81 litros por segundo.

La capacidad de conducción de la cuneta propuesta se calcula para el tramo final, que es donde se acumula todo el caudal escurrido. La cuneta funciona al 66.6% de su capacidad. El área total de la canaleta es equivalente a un tubo

circular de 6.7" de diámetro, por lo que se considera una sección apropiada para el paso de objetos arrastrados por el líquido.

Pasaje peatonal rústico al norte del lotes 53, 54, 56 y 63 (continuación de la cuneta anterior) hasta mojón 15.

Se requiere la construcción de una cuneta que conduzca el agua captada en el tramo anterior, y por el área de protección de la comunidad vecina al norte, junto con el área del pasaje, hasta el entronque con la canaleta existente.

Se propone una cuneta de sección trapezoidal, con un ancho en el fondo de 0.10 m, una distancia horizontal de 0.20 m entre los bordes superiores y una profundidad de 0.15 m. Puede construirse con ladrillo de barro repellado (coeficiente "n" de Manning = 0.012). En este tramo se tiene una pendiente longitudinal de 8.14% ($s = 0.0814$).

Los cálculos arrojan los resultados siguientes: para el caudal proveniente del escurrimiento se tienen 71 litros por segundo, mientras que la capacidad de conducción de la sección es 145 litros por segundo.

La capacidad de conducción de la cuneta propuesta se calcula para el tramo final, que es donde se acumula todo el caudal escurrido. La cuneta funciona al 92.8% de su capacidad. El área total de la canaleta es equivalente a un tubo

circular de 6.7" de diámetro, por lo que se considera una sección apropiada para el paso de objetos arrastrados por el líquido.

Pasaje peatonal rústico al sur de los lotes 65 y 66.

Se requiere la construcción de una cuneta que conduzca el agua captada por los lotes 65 y 66, junto con el área del pasaje.

Se propone una cuneta de sección trapezoidal, con un ancho en el fondo de 0.10 m, una distancia horizontal de 0.15 m entre los bordes superiores y una profundidad de 0.07 m. Puede construirse con ladrillo de barro repellado (coeficiente "n" de Manning = 0.012). En este tramo se tiene una pendiente longitudinal de 4.6% ($s = 0.046$).

Los cálculos arrojan los resultados siguientes: para el caudal proveniente del escurrimiento se tienen 13 litros por segundo, mientras que la capacidad de conducción de la sección es 17 litros por segundo.

La capacidad de conducción de la cuneta propuesta se calcula para el tramo final, que es donde se acumula todo el caudal escurrido. La cuneta funciona al 77.1% de su capacidad. El área total de la canaleta es equivalente a un tubo circular de 4.2" de diámetro, por lo que se considera una sección apropiada para el paso de objetos arrastrados por el líquido.

Pasaje peatonal rústico al poniente de los lotes 63 y 64.

Se requiere la construcción de una cuneta que conduzca el agua captada por los lotes 63 y 64, junto con el área del pasaje.

Se propone una cuneta de sección trapezoidal, con un ancho en el fondo de 0.10 m, una distancia horizontal de 0.15 m entre los bordes superiores y una profundidad de 0.07 m. Puede construirse con ladrillo de barro repellado (coeficiente “n” de Manning = 0.012). En este tramo se tiene una pendiente longitudinal de 9.3% ($s = 0.093$).

Los cálculos arrojan los resultados siguientes: para el caudal proveniente del escurrimiento se tienen 11 litros por segundo, mientras que la capacidad de conducción de la sección es 24 litros por segundo.

La capacidad de conducción de la cuneta propuesta se calcula para el tramo final, que es donde se acumula todo el caudal escurrido. La cuneta funciona al 46.1% de su capacidad. El área total de la canaleta es equivalente a un tubo circular de 4.2” de diámetro, por lo que se considera una sección apropiada para el paso de objetos arrastrados por el líquido.

Pasaje peatonal rústico al sur de los lotes 67, 68 y 71.

Se requiere la construcción de una cuneta que conduzca el agua captada por los lotes 67, 68 y 69, junto con el área del pasaje.

Se propone una cuneta de sección trapezoidal, con un ancho en el fondo de 0.10 m, una distancia horizontal de 0.15 m entre los bordes superiores y una profundidad de 0.07 m. Puede construirse con ladrillo de barro repellado (coeficiente “n” de Manning = 0.012). En este tramo se tiene una pendiente longitudinal de 15.3% ($s = 0.153$).

Los cálculos arrojan los resultados siguientes: para el caudal proveniente del escurrimiento se tienen 21 litros por segundo, mientras que la capacidad de conducción de la sección es 31 litros por segundo.

La capacidad de conducción de la cuneta propuesta se calcula para el tramo final, que es donde se acumula todo el caudal escurrido. La cuneta funciona al 68.5% de su capacidad. El área total de la canaleta es equivalente a un tubo circular de 4.2” de diámetro, por lo que se considera una sección apropiada para el paso de objetos arrastrados por el líquido.

Pasaje peatonal rústico al sur de los lotes 71, 72 y 73.

Se requiere la construcción de una cuneta que conduzca el agua captada por los lotes 70, 71, 72 y 73, junto con el área del pasaje.

Se propone una cuneta de sección trapezoidal, con un ancho en el fondo de 0.10 m, una distancia horizontal de 0.20 m entre los bordes superiores y una profundidad de 0.15 m. Puede construirse con ladrillo de barro repellado (coeficiente “n” de Manning = 0.012). En este tramo se tiene una pendiente longitudinal de 2.2% ($s = 0.022$).

Los cálculos arrojan los resultados siguientes: para el caudal proveniente del escurrimiento se tienen 29 litros por segundo, mientras que la capacidad de conducción de la sección es 39 litros por segundo.

La capacidad de conducción de la cuneta propuesta se calcula para el tramo final, que es donde se acumula todo el caudal escurrido. La cuneta funciona al 73.5% de su capacidad. El área total de la canaleta es equivalente a un tubo circular de 6.7” de diámetro, por lo que se considera una sección apropiada para el paso de objetos arrastrados por el líquido.

Pasaje peatonal rústico entre lotes 79 y 86 (acumula los dos tramos anteriores).

Se requiere la construcción de una cuneta que conduzca el agua captada por los lotes 67 al 73, 75, 78 y 86, junto con el área del pasaje.

Se propone una cuneta de sección trapezoidal, con un ancho en el fondo de 0.10 m, una distancia horizontal de 0.20 m entre los bordes superiores y una profundidad de 0.15 m. Puede construirse con ladrillo de barro repellado (coeficiente “n” de Manning = 0.012). En este tramo se tiene una pendiente longitudinal de 9.2% ($s = 0.092$).

Los cálculos arrojan los resultados siguientes: para el caudal proveniente del escurrimiento se tienen 65 litros por segundo, mientras que la capacidad de conducción de la sección es 155 litros por segundo.

La capacidad de conducción de la cuneta propuesta se calcula para el tramo final, que es donde se acumula todo el caudal escurrido. La cuneta funciona al 79.% de su capacidad. El área total de la canaleta es equivalente a un tubo circular de 6.7” de diámetro, por lo que se considera una sección apropiada para el paso de objetos arrastrados por el líquido.

Canaleta entre lotes 51, 50 y 52 (interna).

Se requiere la construcción de una cuneta que conduzca el agua captada en el área de estos lotes, ubicados en lo que fuera parte del inicio del cauce de una quebrada interna a la comunidad. La rasante está compuesta de dos secciones, la primera de 12.00 m al 14.6% de pendiente, y la segunda de 6.00 m al 12.5%.

Para el primer tramo se propone una cuneta de sección rectangular, con un ancho de 0.10 m y una profundidad de 0.14 m. Puede construirse con ladrillo de barro repellado (coeficiente “n” de Manning = 0.012). En este tramo se tiene una pendiente longitudinal de 14.6% ($s = 0.146$).

Los cálculos arrojan los resultados siguientes: para el caudal proveniente del escurrimiento se tienen 28 litros por segundo, mientras que la capacidad de conducción de la sección es 91 litros por segundo.

La cuneta funciona al 56.8% de su capacidad. El área total de la canaleta es equivalente a un tubo circular de 5.3” de diámetro, por lo que se considera una sección apropiada para el paso de objetos arrastrados por el líquido.

Para el segundo tramo se propone una cuneta de sección rectangular, con un ancho de 0.10 m y una profundidad de 0.14 m. Puede construirse con ladrillo de barro repellado (coeficiente “n” de Manning = 0.012). En este tramo se tiene una pendiente longitudinal de 12.5% ($s = 0.125$).

Los cálculos arrojan los resultados siguientes: para el caudal proveniente del escurrimiento se tienen 28 litros por segundo, mientras que la capacidad de conducción de la sección es 83 litros por segundo.

La cuneta funciona al 61.3% de su capacidad. El área total de la canaleta es equivalente a un tubo circular de 5.3" de diámetro, por lo que se considera una sección apropiada para el paso de objetos arrastrados por el líquido.

En caso de que sea necesario cubrir el alcantarillado pluvial, deben usarse tubos de al menos 8" de diámetro, para evitar taponamientos.

3.3.2 Presupuestos

A continuación se presentan los presupuestos de canaletas.

VER CARPETA LLAMADA “\XLS\PRESUPUESTO DE CANALETAS”, EN LA QUE SE ENCUENTRA LOS PRESUPUESTOS DE LAS CANALETAS PROPUESTAS.

3.3.3 Memoria de cálculo

Tramo existente de canaleta ubicada entre los lotes 59 y 61

Área de recogimiento (A): **6,937.83 m²**

Tiempo de concentración: **5 minutos**

Período de retorno (valor para urbanizaciones): **10 años.**

Intensidad de la precipitación $I_{10} = \frac{158}{T_c + 38}$ 3.67 mm/min

equivalentes a $3.67 / (60 \text{ s/min}) / (1000 \text{ mm/m}) =$ **0.00006124 m/s**

Coefficientes de escorrentía (valores para 10 años):

Concreto/techo **0.83**

Zonas verdes (jardines, parques, etc.), condición pobre (cubierta de pasto menor del 50%), pendiente superior al 7%: **0.45**

Cálculo del coeficiente combinado:

DESCRIPCIÓN	ÁREA	FRACCIÓN	"C"	
ACERAS	875.28 m ²	12.616 %	X 0.83	0.105
ZONAS VERDES	200.00 m ²	2.883 %	X 0.45	0.013
TECHOS	4,103.79 m ²	59.151 %	X 0.83	0.491
JARDINES	1,758.76 m ²	25.350 %	X 0.45	0.114
	6,937.83 m ²	100.000 %	C combinado	0.723

Cálculo del caudal que se escurre **$Q = C I A$**

$$Q = 0.723 (0.00006124 \text{ m/s})(6,937.83 \text{ m}^2) = \mathbf{0.307 \text{ m}^3/\text{s} = 307 \text{ lt/s}}$$

para un período de retorno de 10 años en los 5 minutos más copiosos, con una intensidad de lluvia de 3.67 mm/min.

Análisis de la capacidad de la canaleta:

$$\text{Área de la sección} = 0.32 \times (0.57 + 0.41)/2 = 0.1568 \text{ m}^2.$$

$$\text{Perímetro mojado lleno} = 0.41 + 2 (0.32^2 + (0.285 - 0.205)^2)^{1/2} = 1.07 \text{ m}$$

$$\text{Radio hidráulico } R_H = 0.1568 / 1.07 = 0.146542 \text{ m}$$

Cálculo de la capacidad de conducción:

$$Q = \frac{A}{n} S^{\frac{1}{2}} R_H^{\frac{2}{3}} = \mathbf{1.021 \text{ m}^3/\text{s}}, \text{ equivalentes a } \mathbf{1,021 \text{ lt/s}}$$

con una velocidad de escurrimiento de $Q/A = 6.5 \text{ m/s}$

Pasaje peatonal rústico al sur de los lotes 09 y 08.

Área de recogimiento (A): **527.17 m²**

Tiempo de concentración: 5 minutos

Período de retorno (valor para urbanizaciones): 10 años.

Intensidad de la precipitación $I_{10} = \frac{158}{T_C + 38}$ 3.67 mm/min

equivalentes a $3.67/(60 \text{ s/min.})/(1000 \text{ mm/m}) = 0.00006124 \text{ m/s}$

Coeficientes de escorrentía (combinado): 0.723

Cálculo del caudal que se escurre $Q = C I A$

$$Q = 0.723 (0.00006124 \text{ m/s})(527.17 \text{ m}^2) = 0.023 \text{ m}^3/\text{s} = 23 \text{ lt/s}$$

para un período de retorno de 10 años en los 5 minutos más copiosos, con una intensidad de lluvia de 3.67 mm/min.

Análisis de la capacidad de la cuneta propuesta:

cuneta 01-A				
caudal requerido	0.023	m ³ /s		
base	0.10	m	elev 1 (msnm)	793.00
corona	0.20	m	elev 2 (msnm)	792.30
profundidad	0.15	m	desnivel (m)	0.70
pendiente	3.2%		distancia (m)	22.19
rugosidad manning	0.012			
área	0.0225	m ²	35	pulg ²
perímetro mojado	0.416	m	equivalente a un tubo de	
Radio Hidráulico	0.05405694	m	6.7"	
caudal sección llena	0.048	m ³ /s		
velocidad	2.12	m/s		
uso	48.3%			

Pasaje peatonal rústico al sur de los lotes 11 y 10 (continuación de la cuneta anterior).

Área de recogimiento (A): 1,320.94 m²

Tiempo de concentración: 5 minutos

Período de retorno (valor para urbanizaciones): 10 años.

Intensidad de la precipitación $I_{10} = \frac{158}{T_c + 38}$ 3.67 mm/min

equivalentes a $3.67 / (60 \text{ s/min.}) / (1000 \text{ mm/m}) = 0.00006124 \text{ m/s}$

Coeficientes de escorrentía (combinado): 0.723

Cálculo del caudal que se escurre $Q = C I A$

$$Q = 0.723 (0.00006124 \text{ m/s})(1,320.94 \text{ m}^2) = 0.058 \text{ m}^3/\text{s} = 58 \text{ lt/s}$$

para un período de retorno de 10 años en los 5 minutos más copiosos, con una intensidad de lluvia de 3.67 mm/min.

Análisis de la capacidad de la cuneta propuesta:

cuneta 01-B				
caudal requerido	0.058	m ³ /s		
base	0.10	m	elev 1 (msnm)	791.00
corona	0.25	m	elev 2 (msnm)	790.10
profundidad	0.15	m	desnivel (m)	0.90
pendiente	3.5%		distancia (m)	26.01
rugosidad manning	0.012			
área	0.02625	m ²	41	pulg ²
perímetro mojado	0.435	m	equivalente a un tubo de	
Radio Hidráulico	0.06028798	m	7.2"	
caudal sección llena	0.063	m ³ /s		
velocidad	2.38	m/s		
uso	92.7%			

Pasaje peatonal rústico al sur de los lotes 01 y 14.

Área de recogimiento (A): 1,664.22 m²

Tiempo de concentración: 5 minutos

Período de retorno (valor para urbanizaciones): 10 años.

Intensidad de la precipitación $I_{10} = \frac{158}{T_c + 38}$ 3.67 mm/min

equivalentes a $3.67 / (60 \text{ s/min.}) / (1000 \text{ mm/m}) = 0.00006124 \text{ m/s}$

Coeficientes de escorrentía (combinado): 0.723

Cálculo del caudal que se escurre $Q = C I A$

$$Q = 0.723 (0.00006124 \text{ m/s})(1,664.22 \text{ m}^2) = \mathbf{0.074 \text{ m}^3/\text{s} = 74 \text{ lt/s}}$$

para un período de retorno de 10 años en los 5 minutos más copiosos, con una intensidad de lluvia de 3.67 mm/min.

Análisis de la capacidad de la cuneta propuesta:

cuneta 01-C				
caudal requerido	0.074	m ³ /s		
base	0.10	m	elev 1 (msnm)	791.00
corona	0.25	m	elev 2 (msnm)	787.50
profundidad	0.15	m	desnivel (m)	3.50
pendiente	6.70%		distancia (m)	52.27
rugosidad manning	0.012			
área	0.02625	m ²	41	pulg ²
perímetro mojado	0.435	m	equivalente a un tubo de	
Radio Hidráulico	0.06028798	m	7.2"	
caudal sección llena	0.087	m ³ /s		
velocidad	3.32	m/s		
uso	85.0%			

Pasaje peatonal rústico al sur de los lotes 05, 06 y 07.

Área de recogimiento (A):	433.72 m ²
Tiempo de concentración:	5 minutos
Período de retorno (valor para urbanizaciones):	10 años.
Intensidad de la precipitación $I_{10} = \frac{158}{T_c + 38}$	3.67 mm/min
equivalentes a 3.67/(60 s/min.) /(1000 mm/m)=	0.00006124 m/s
Coeficientes de escorrentía (combinado):	0.723

Cálculo del caudal que se escurre $Q = C I A$

$$Q = 0.723 (0.00006124 \text{ m/s})(433.72 \text{ m}^2) = \mathbf{0.019 \text{ m}^3/\text{s} = 19 \text{ lt/s}}$$

para un período de retorno de 10 años en los 5 minutos más copiosos, con una intensidad de lluvia de 3.67 mm/min.

Análisis de la capacidad de la cuneta propuesta:

cuneta 02				
caudal requerido	0.019	m ³ /s		
base	0.10	m	elev 1 (msnm)	796.00
corona	0.15	m	elev 2 (msnm)	795.25
profundidad	0.07	m	desnivel (m)	0.75
pendiente	16.3%		distancia (m)	4.61
rugosidad manning	0.012			
área	0.00875	m ²	14	pulg ²
perímetro mojado	0.249	m	equivalente a un tubo de	
Radio Hidráulico	0.03518851	m	4.2"	
caudal sección llena	0.032	m ³ /s		
velocidad	3.61	m/s		
uso	60.2%			

Pasaje peatonal rústico entre los lotes 07 y 26 (continuación de la cuneta anterior) hasta el mojón 12.

Área de recogimiento (A):	829.93 m ²
Tiempo de concentración:	5 minutos
Período de retorno (valor para urbanizaciones):	10 años.
Intensidad de la precipitación $I_{10} = \frac{158}{T_c + 38}$	3.67 mm/min
equivalentes a $3.67 / (60 \text{ s/min.}) / (1000 \text{ mm/m}) =$	0.00006124 m/s
Coeficientes de escorrentía (combinado):	0.723

Cálculo del caudal que se escurre $Q = C I A$

$$Q = 0.723 (0.00006124 \text{ m/s})(433.72 \text{ m}^2) = \mathbf{0.037 \text{ m}^3/\text{s} = 37 \text{ lt/s}}$$

para un período de retorno de 10 años en los 5 minutos más copiosos, con una intensidad de lluvia de 3.67 mm/min.

Análisis de la capacidad de la cuneta propuesta:

cuneta 03				
caudal requerido	0.037	m ³ /s		
base	0.10	m	elev 1 (msnm)	790.00
corona	0.20	m	elev 2 (msnm)	788.80
profundidad	0.15	m	desnivel (m)	1.20
pendiente	9.2%		distancia (m)	13.05
rugosidad manning	0.012			
área	0.0225	m ²	35	pulg ²
perímetro mojado	0.416	m	equivalente a un tubo de	
Radio Hidráulico	0.05405694	m	6.7"	
caudal sección llena	0.081	m ³ /s		
velocidad	3.61	m/s		
uso	45.5%			

Pasaje peatonal rústico al norte del lote 52 (continuación de la cuneta anterior)
hasta el mojón 13.

Área de recogimiento (A): 1,226.95 m²

Tiempo de concentración: 5 minutos

Período de retorno (valor para urbanizaciones): 10 años.

Intensidad de la precipitación $I_{10} = \frac{158}{T_c + 38}$ 3.67 mm/min

equivalentes a $3.67 / (60 \text{ s/min.}) / (1000 \text{ mm/m}) =$ 0.00006124 m/s

Coeficientes de escorrentía (combinado): 0.723

Cálculo del caudal que se escurre $Q = C I A$

$$Q = 0.723 (0.00006124 \text{ m/s})(1,226.95 \text{ m}^2) = \mathbf{0.054 \text{ m}^3/\text{s} = 54 \text{ lt/s}}$$

para un período de retorno de 10 años en los 5 minutos más copiosos, con una intensidad de lluvia de 3.67 mm/min.

Análisis de la capacidad de la cuneta propuesta:

cuneta 04				
caudal requerido	0.054	m ³ /s		
base	0.10	m	elev 1 (msnm)	781.00
corona	0.20	m	elev 2 (msnm)	779.00
profundidad	0.15	m	desnivel (m)	2.00
pendiente	9.1%		distancia (m)	21.87
rugosidad manning	0.012			
área	0.0225	m ²	35	pulg ²
perímetro mojado	0.416	m	equivalente a un tubo de	
Radio Hidráulico	0.05405694	m	6.7"	
caudal sección llena	0.081	m ³ /s		
velocidad	3.60	m/s		
uso	66.6%			

Pasaje peatonal rústico al norte del lotes 53, 54, 56 y 63 (continuación de la cuneta anterior) hasta mojón 15.

Área de recogimiento (A): 1,612.41 m²

Tiempo de concentración: 5 minutos

Período de retorno (valor para urbanizaciones): 10 años.

Intensidad de la precipitación $I_{10} = \frac{158}{T_c + 38}$ 3.67 mm/min

equivalentes a $3.67 / (60 \text{ s/min.}) / (1000 \text{ mm/m}) = 0.00006124 \text{ m/s}$

Coeficientes de escorrentía (combinado): 0.723

Cálculo del caudal que se escurre $Q = C I A$

$$Q = 0.723 (0.00006124 \text{ m/s})(1,612.41 \text{ m}^2) = \mathbf{0.071 \text{ m}^3/\text{s} = 71 \text{ lt/s}}$$

para un período de retorno de 10 años en los 5 minutos más copiosos, con una intensidad de lluvia de 3.67 mm/min.

Análisis de la capacidad de la cuneta propuesta:

cuneta 05				
caudal requerido	0.071	m ³ /s		
base	0.10	m	elev 1 (msnm)	779.00
corona	0.20	m	elev 2 (msnm)	776.20
profundidad	0.15	m	desnivel (m)	2.80
pendiente	9.11%		distancia (m)	30.72
rugosidad manning	0.012			
área	0.0225	m ²	35	pulg ²
perímetro mojado	0.416	m	equivalente a un tubo de	
Radio Hidráulico	0.05405694	m	6.7"	
caudal sección llena	0.081	m ³ /s		
velocidad	3.60	m/s		
uso	87.7%			

Pasaje peatonal rústico al sur de los lotes 65 y 66.

Área de recogimiento (A):	290.78 m ²
Tiempo de concentración:	5 minutos
Período de retorno (valor para urbanizaciones):	10 años.
Intensidad de la precipitación $I_{10} = \frac{158}{T_c + 38}$	3.67 mm/min
equivalentes a 3.67/(60 s/min.) /(1000 mm/m)=	0.00006124 m/s
Coeficientes de escorrentía (combinado):	0.723

Cálculo del caudal que se escurre $Q = C I A$

$$Q = 0.723 (0.00006124 \text{ m/s})(290.78 \text{ m}^2) = \mathbf{0.013 \text{ m}^3/\text{s} = 13 \text{ lt/s}}$$

para un período de retorno de 10 años en los 5 minutos más copiosos, con una intensidad de lluvia de 3.67 mm/min.

Análisis de la capacidad de la cuneta propuesta:

cuneta 06				
caudal requerido	0.013	m ³ /s		
base	0.10	m	elev 1 (msnm)	761.00
corona	0.15	m	elev 2 (msnm)	760.50
profundidad	0.07	m	desnivel (m)	0.50
pendiente	4.6%		distancia (m)	10.77
rugosidad manning	0.012			
área	0.00875	m ²	14	pulg ²
perímetro mojado	0.249	m	equivalente a un tubo de	
Radio Hidráulico	0.03518851	m	4.2"	
caudal sección llena	0.017	m ³ /s		
velocidad	1.93	m/s		
uso	77.1%			

Pasaje peatonal rústico al poniente de los lotes 63 y 64.

Área de recogimiento (A):	259.47 m ²
Tiempo de concentración:	5 minutos
Período de retorno (valor para urbanizaciones):	10 años.
Intensidad de la precipitación $I_{10} = \frac{158}{T_c + 38}$	3.67 mm/min
equivalentes a $3.67 / (60 \text{ s/min.}) / (1000 \text{ mm/m}) =$	0.00006124 m/s
Coeficientes de escorrentía (combinado):	0.723

Cálculo del caudal que se escurre $Q = C I A$

$$Q = 0.723 (0.00006124 \text{ m/s})(259.47 \text{ m}^2) = \mathbf{0.011 \text{ m}^3/\text{s} = 11 \text{ lt/s}}$$

para un período de retorno de 10 años en los 5 minutos más copiosos, con una intensidad de lluvia de 3.67 mm/min.

Análisis de la capacidad de la cuneta propuesta:

cuneta 07				
caudal requerido	0.011	m ³ /s		
base	0.10	m	elev 1 (msnm)	762.00
corona	0.15	m	elev 2 (msnm)	761.00
profundidad	0.07	m	desnivel (m)	1.00
pendiente	9.3%		distancia (m)	10.77
rugosidad manning	0.012			
área	0.00875	m ²	14	pulg ²
perímetro mojado	0.249	m	equivalente a un tubo de	
Radio Hidráulico	0.03518851	m	4.2"	
caudal sección llena	0.024	m ³ /s		
velocidad	2.73	m/s		
uso	46.1%			

Pasaje peatonal rústico al sur de los lotes 67, 68 y 71.

Área de recogimiento (A):	482.02 m ²
Tiempo de concentración:	5 minutos
Período de retorno (valor para urbanizaciones):	10 años.
Intensidad de la precipitación $I_{10} = \frac{158}{T_c + 38}$	3.67 mm/min
equivalentes a 3.67/(60 s/min.) /(1000 mm/m)=	0.00006124 m/s
Coeficientes de escorrentía (combinado):	0.723

Cálculo del caudal que se escurre $Q = C I A$

$$Q = 0.723 (0.00006124 \text{ m/s})(482.02 \text{ m}^2) = \mathbf{0.021 \text{ m}^3/\text{s} = 21 \text{ lt/s}}$$

para un período de retorno de 10 años en los 5 minutos más copiosos, con una intensidad de lluvia de 3.67 mm/min.

Análisis de la capacidad de la cuneta propuesta:

cuneta 08				
caudal requerido	0.021	m ³ /s		
base	0.10	m	elev 1 (msnm)	751.00
corona	0.15	m	elev 2 (msnm)	748.50
profundidad	0.07	m	desnivel (m)	2.50
pendiente	15.3%		distancia (m)	16.3
rugosidad manning	0.012			
área	0.00875	m ²	14	pulg ²
perímetro mojado	0.249	m	equivalente a un tubo de	
Radio Hidráulico	0.03518851	m	4.2"	
caudal sección llena	0.031	m ³ /s		
velocidad	3.50	m/s		
uso	68.5%			

Pasaje peatonal rústico al sur de los lotes 71, 72 y 73.

Área de recogimiento (A):	656.31 m ²
Tiempo de concentración:	5 minutos
Período de retorno (valor para urbanizaciones):	10 años.
Intensidad de la precipitación $I_{10} = \frac{158}{T_c + 38}$	3.67 mm/min
equivalentes a 3.67/(60 s/min.) /(1000 mm/m)=	0.00006124 m/s
Coeficientes de escorrentía (combinado):	0.723

Cálculo del caudal que se escurre $Q = C I A$

$$Q = 0.723 (0.00006124 \text{ m/s})(656.31 \text{ m}^2) = \mathbf{0.029 \text{ m}^3/\text{s} = 29 \text{ lt/s}}$$

para un período de retorno de 10 años en los 5 minutos más copiosos, con una intensidad de lluvia de 3.67 mm/min.

Análisis de la capacidad de la cuneta propuesta:

cuneta 09				
caudal requerido	0.029	m³/s		
base	0.10	m	elev 1 (msnm)	748.30
corona	0.20	m	elev 2 (msnm)	748.00
profundidad	0.15	m	desnivel (m)	0.30
pendiente	1.3%		distancia (m)	23.1
rugosidad manning	0.012			
área	0.0225	m²	35	pulg²
perímetro mojado	0.416	m	equivalente a un tubo de	
Radio Hidráulico	0.05405694	m	6.7"	
caudal sección llena	0.031	m³/s		
velocidad	1.36	m/s		
uso	94.9%			

Pasaje peatonal rústico al sur de los lotes 71, 72 y 73.

Área de recogimiento (A): 1,467.10 m²

Tiempo de concentración: 5 minutos

Período de retorno (valor para urbanizaciones): 10 años.

Intensidad de la precipitación $I_{10} = \frac{158}{T_c + 38}$ 3.67 mm/min

equivalentes a $3.67 / (60 \text{ s/min.}) / (1000 \text{ mm/m}) = 0.00006124 \text{ m/s}$

Coeficientes de escorrentía (combinado): 0.723

Cálculo del caudal que se escurre $Q = C I A$

$$Q = 0.723 (0.00006124 \text{ m/s})(1,467.10 \text{ m}^2) = \mathbf{0.065 \text{ m}^3/\text{s} = 65 \text{ lt/s}}$$

para un período de retorno de 10 años en los 5 minutos más copiosos, con una intensidad de lluvia de 3.67 mm/min.

Análisis de la capacidad de la cuneta propuesta:

cuneta 10				
caudal requerido	0.065	m ³ /s		
base	0.10	m	elev 1 (msnm)	747.00
corona	0.20	m	elev 2 (msnm)	745.75
profundidad	0.15	m	desnivel (m)	1.25
pendiente	9.2%		distancia (m)	13.53
rugosidad manning	0.012			
área	0.0225	m ²	35	pulg ²
perímetro mojado	0.416	m	equivalente a un tubo de	
Radio Hidráulico	0.05405694	m	6.7"	
caudal sección llena	0.081	m ³ /s		
velocidad	3.62	m/s		
uso	79.8%			

Canaleta entre lotes 51, 50 y 52 (interna).

Área de recogimiento (A):	721.79 m ²
Tiempo de concentración:	5 minutos
Período de retorno (valor para urbanizaciones):	10 años.
Intensidad de la precipitación $I_{10} = \frac{158}{T_c + 38}$	3.67 mm/min
equivalentes a 3.67/(60 s/min.) /(1000 mm/m)=	0.00006124 m/s
Coeficientes de escorrentía (combinado):	0.640

(considera 50% de techos y 50% de zonas verdes)

Cálculo del caudal que se escurre $Q = C I A$

$$Q = 0.640 (0.00006124 \text{ m/s})(433.72 \text{ m}^2) = \mathbf{0.028 \text{ m}^3/\text{s} = 28 \text{ lt/s}}$$

para un período de retorno de 10 años en los 5 minutos más copiosos, con una intensidad de lluvia de 3.67 mm/min.

Análisis de la capacidad de la cuneta propuesta:

cuneta 11				
caudal requerido	0.028	m ³ /s		
base	0.10	m		
corona	0.10	m		
profundidad	0.14	m	desnivel (m)	1.75
pendiente	14.6%		distancia (m)	12
rugosidad manning	0.012			
área	0.014	m ²	22	pulg ²
perímetro mojado	0.380	m	equivalente a un tubo de	
Radio Hidráulico	0.03684211	m	5.3"	
caudal sección llena	0.049	m ³ /s		
velocidad	3.52	m/s		
uso	56.8%			

cuneta 12				
caudal requerido	0.028	m ³ /s		
base	0.10	m		
corona	0.10	m		
profundidad	0.14	m	desnivel (m)	0.75
pendiente	12.5%		distancia (m)	6.00
rugosidad manning	0.012			
área	0.014	m ²	22	pulg ²
perímetro mojado	0.380	m	equivalente a un tubo de	
Radio Hidráulico	0.03684211	m	5.3"	
caudal sección llena	0.046	m ³ /s		
velocidad	3.26	m/s		
uso	61.3%			

VER CARPETA “**DWG\CANALETAS\TRAMOS**” EN DONDE SE ENCUENTRA LA LOCALIZACIÓN DE LOS TRAMOS DE CANALETA PROPUESTOS.

VER CARPETA “**DWG\CANALETAS\RECOGIMIENTOS**” EN DONDE SE ENCUENTRA LA PLANIMETRÍA DE LAS ÁREAS DE RECOGIMIENTO CONSIDERADAS EN EL ANÁLISIS.

VER CARPETA “**DWG\CANALETAS\PERFILES**” EN DONDE SE ENCUENTRA LOS PERFILES DE LAS CANALETAS PROPUESTAS.

CAPÍTULO IV

PROPUESTA DE VIVIENDA ADECUADA

4. GENERALIDADES

4.1 Vivienda

se propone una vivienda mínima adecuada a las condiciones de los lotes y a las habilidades constructivas de los habitantes.

4.1.1 Detalle de vivienda

A continuación se muestra las descripciones gráficas de la vivienda a proponer.

VER ARCHIVO DE AUTOCAD 14 LLAMADO “\DWG\VIVIENDA.DWG”

4.1.2 Presupuestos

A continuación se presenta el presupuesto de la vivienda a proponer.

VER ARCHIVO DE EXCEL LLAMADO “\XLS\PRESUPUESTO DE
VIVIENDA.XLS”

4.1.3 Memoria de Cálculo

A continuación se presenta la memoria de cálculo de la vivienda.

VER ARCHIVO DE EXCEL LLAMDO “\XLS\MEMORIA DE CÁLCULO DE
VIVIENDA.XLS”

BIBLIOGRAFÍA

Tschebotarioff, Gregory P. Mecánica del Suelo. 2a. ed., Aguilar. España, Madrid, 1960. Páginas 230 - 466

Terzaghi, Karl. Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica. 3ª. ed., El ateneo, España, Barcelona, 1963. Páginas 173 - 374

Peck, Ralph B. Foundation Engineering. JOHN WILEY & SONS. U.S.A. New York, 1961. Páginas 202 - 204

Large, George Elwyn. Basic Reinforced Concrete Design: Elastic and Creep. 2a. ed., The Roland Press Company. U.S.A. New York, 1957. Páginas 284 - 315

Dowrick, David J. Folleto Diseño de Estructuras Resistentes a Sismos, para Ingenieros y Arquitectos. *Ove Arup Partnership*. Páginas 177 - 215

Sutherland, Hale. Introduction to Reinforced Concrete Design. 2a. ed., JOHN WILEY & SONS. U.S.A. New York, 1956. Páginas 146 - 225

Peabody, Dean. The Design of Reinforced Concrete Structures. 2a. ed., JOHN WILEY & SONS. U.S.A. New York, 1956. Páginas 331 - 435

Lisborg, Niels. Principios Fundamentales de Diseño de Estructuras. Continental, México, D.F., 1965. Páginas 80 - 521

Olvera López, Alfonso. Estructuras de Concreto. Continental, México, D.F., 1962. Páginas 345 - 512

J. M. de Azevedo, Netto. Manual de Hidráulica. 6a. ed., Harla, México, D.F., 1975. Páginas 319 - 465

Chow, Vente. Hidrología Aplicada. McGraw-Hill, Colombia, Santa Fé de Bogotá, 1993. Páginas 279 – 386

Juárez Badillo. Mecánica de Suelos. 2a. Ed., Limusa. México, D.F., 1979. Tomo I

Oficinas de Planificación del Área Metropolitana de San Salvador. Reglamento a la Ley de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del Área Metropolitana de San Salvador (AMSS). Y de los Municipios Aledaños. San Salvador, 1996. Páginas 129 - 130

Gómez González, Oscar Francisco. Tesis Mitigación de daños debidos a Deslizamientos de Taludes en la Carretera Panamericana. Universidad Tecnológica de El Salvador, San Salvador, 1996. Páginas 25 - 75

Romero, Santos Francisco. Entrevista Situación Actual de la Comunidad Divina Providencia. Oficinas de Ceprode, Calle Holguin, Ave. Los Sisimiles #432, El Salvador, San Salvador 2002.

<http://www.com/suelos/2deptue.htm>

ANEXOS

Criterios para el dimensionamiento de muros para retención de tierra de mampostería simple ó de concreto reforzado

Jorge A. Rodríguez-Deras, M.Sc.,
Director
Centro de Investigaciones Geotécnicas

Resumen.

Este trabajo está basado en el resultado de una investigación de las variables que intervienen en el dimensionamiento de muros de mampostería simple, mampostería reforzada o de concreto reforzado. La información que se suministra permite visualizar con claridad el comportamiento por estabilidad de los muros de retención de tierra y puede ser utilizada para efectuar el dimensionamiento preliminar de los mismos o la revisión de un muro existente, si se cumplen algunas condiciones particulares. Aunque los cálculos fueron efectuados para valores específicos de peso unitario del suelo, peso unitario de la mampostería, ángulo del talud y ángulo de reposo del suelo, los gráficos que se presentan permiten extraer algunas conclusiones interesantes, aunque por las limitaciones apuntadas no está de más enfatizar que los resultados deben ser utilizados con cautela y juicio ingenieril, especialmente cuando los parámetros que se tengan en un caso particular difieran de los utilizados en este estudio.

Introducción.

El diseño de muros de retención comprende entre otras, las fases de predimensionamiento y de proporcionamiento de las secciones. Las dimensiones seleccionadas en la primera fase deben cumplir al menos con condiciones de equilibrio del sistema; es decir, el sistema estructural propuesto debe cumplir con los siguientes requisitos:

1. Un grado razonable de confiabilidad que el muro no volcará. Lo anterior se logra seleccionando las dimensiones del muro de tal manera que los momentos que resisten el efecto de volcamiento potencial, sean obviamente mayores o al menos iguales que los momentos que tienden a producir tal fenómeno. Lo anterior se logra por medio de un Factor de Seguridad al Volteo (FSV) el cual usualmente se considera igual o mayor que 1.50
2. Un grado razonable de confiabilidad que el muro no deslizará por efecto de la acción del empuje de la tierra. Lo anterior se logra haciendo que la fuerza de fricción generada por el deslizamiento inminente del muro, sea mayor o al menos igual que la fuerzas que provocan tal deslizamiento. Lo anterior se logra por medio de un Factor de Seguridad al Deslizamiento (FSD) y que también con frecuencia las diferentes especificaciones recomiendan que sea igual o mayor que 1.50.
3. Los esfuerzos transmitidos al terreno serán iguales o menores que el máximo esfuerzo permisible que recomiende el Estudio de Suelos. También es importante enfatizar que además de la capacidad de soporte del suelo debe considerarse la probabilidad de asentamientos de un muro, y de los efectos en las construcciones superiores o aledañas, lo que podría sugerir la necesidad de estabilizar el suelo con cemento o el empleo de pilotes. Sin embargo, es importante considerar que la utilización de pilotes cambia drásticamente el comportamiento de la fundación, por lo que las conclusiones que se derivan de esta investigación no serán aplicables a tales casos. Una idea aceptable sobre el comportamiento de la fundación puede obtenerse simulando el suelo y los pilotes por medio de resortes individuales (Modelo de Winkler) que posean las características de los materiales de ambos.

Habiendo seleccionado una geometría adecuada de la sección transversal del muro, que cumpla con los requisitos apuntados anteriormente, el diseñador procederá a proporcionar el refuerzo requerido por las diferentes secciones (muro de concreto reforzado o mampostería reforzada) o a revisar los esfuerzos producidos por las cargas aplicadas en las secciones críticas (mampostería simple).

Es conveniente comentar que en esta etapa es posible que el diseñador desee alterar la sección predimensionada con el objeto de reducir el reforzamiento requerido, ya que la sección transversal mínima

no necesariamente corresponde al diseño más económico de un muro, y otros factores deberán ser considerados y su efecto en el costo total debidamente cuantificado.

En este trabajo se estudian únicamente los efectos de la variación de los parámetros geométricos que inciden directamente en los numerales 1, 2 y 3.

La discusión anterior pone de manifiesto que el dimensionamiento de un muro de retención implica un proceso de "prueba y error", ya que el mismo se inicia suponiendo una geometría determinada y entonces continúa con la revisión de los factores de seguridad al volteo y deslizamiento, así como el esfuerzo máximo aplicado al terreno. En el caso que alguna de las tres condiciones indicadas no se cumpla, habrá que variar los parámetros geométricos y repetir el proceso.

Debe enfatizarse el hecho que, excepto en algún caso extremadamente excepcional y fortuito en que para una sección asumida se determinen factores FSV, FSD Y FS calculados exactamente iguales a los valores aceptables para tal caso particular, normalmente el diseñador acepta una solución cuando los valores determinados FSV y FSD son ligeramente superiores a los límites prefijados, y el valor de FS ligeramente inferior a su valor correspondiente, por lo que esta etapa puede darse por concluida.

En vista de lo expresado anteriormente pueden plantearse algunas interrogantes:

¿ Podría haberse asumido un muro de dimensiones diferentes y cumplir con los tres requisitos básicos apuntados ?

Si la respuesta a la pregunta anterior fuera positiva, ¿Qué relación existiría entre tales diseños ?

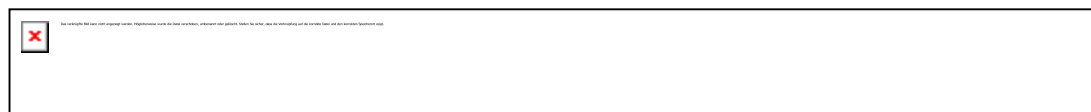
¿ Podría ser alguno más eficiente estructuralmente ?; ¿ Más económico ?; ¿ Sí ?; ¿ No ?; ¿ Por qué ?; ¿ En qué casos ?.

Con el objeto de encontrar las respuestas a los planteamientos anteriores se efectuó el estudio de dos tipos de muro: 1) Uno de mampostería simple y de sección trapezoidal, y 2) Otro de concreto reforzado y cortina de espesor constante, apoyado sobre una fundación también de concreto reforzado, e igualmente de espesor constante. Como se observa, ambos tipos de muro son muy utilizados en todas partes.

Es importante hacer notar que estos dos tipos de muro no son únicos, ni necesariamente los más económicos entre los diferentes tipos de los que podría seleccionarse.

Análisis.

El empuje producido por el suelo retenido por un muro, también llamado empuje activo, puede ser estimado por cualquiera de varias expresiones o procedimientos que aparecen en diferentes textos de Mecánica de Suelos y Concreto Reforzado; en este estudio se utilizará la expresión de Coulomb, y que se reproduce a continuación, para un muro de un metro de largo,



$$E = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \left[1 - \frac{c}{\gamma H} \tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \right] \left[\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right] \left[\frac{1 + \sin \alpha}{1 - \sin \alpha} \right] \left[\frac{1 + \sin \phi \sin \alpha}{1 - \sin \phi \sin \alpha} \right] \quad (1)$$

en donde α es la pendiente del talud con relación a la horizontal, por lo que para un muro con relleno horizontal se tiene que $\alpha = 0$ en la expresión anterior, por lo que la ecuación (1) se reduce a,



$$E = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \left[1 - \frac{c}{\gamma H} \tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \right] \left[\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right] \quad (2)$$

en la que se desprecia la fricción entre el muro y el suelo retenido.

Considérese ahora una sección transversal de muro, ya sea de mampostería simple como se muestra en la Figura 1(a) o de concreto reforzado como se observa en el Gráfico 1(b).

En ambas figuras se nota que el peso de cada muro por metro lineal puede ser determinado estimando los pesos de los diferentes sectores en que puede dividirse, por lo que entonces se determina con facilidad la suma de las fuerzas verticales que actúan sobre el mismo con,

✖

No se puede. No tiene más ningún sentido. Repetición de los datos anteriores, con los mismos valores. Se debe de estar, para la determinación de la fuerza total y de los momentos respecto al punto.

(3)

La suma de las fuerzas horizontales activas se calcula entonces,

✖

No se puede. No tiene más ningún sentido. Repetición de los datos anteriores, con los mismos valores. Se debe de estar, para la determinación de la fuerza total y de los momentos respecto al punto.

(4)

y la sumatoria de los momentos actuantes con respecto al punto de volteo potencial,

✖

No se puede. No tiene más ningún sentido. Repetición de los datos anteriores, con los mismos valores. Se debe de estar, para la determinación de la fuerza total y de los momentos respecto al punto.

(5)

Los momentos resistentes de las fuerzas resistentes verticales, con respecto al mismo punto de volteo potencial se determina con,

✖

No se puede. No tiene más ningún sentido. Repetición de los datos anteriores, con los mismos valores. Se debe de estar, para la determinación de la fuerza total y de los momentos respecto al punto.

(6)

por lo que entonces se puede proceder a determinar el factor de seguridad al volteo con la expresión,

✖

No se puede. No tiene más ningún sentido. Repetición de los datos anteriores, con los mismos valores. Se debe de estar, para la determinación de la fuerza total y de los momentos respecto al punto.

(7)

Habiendo obtenido el factor de seguridad al volteo del muro, y asumiendo que tal valor es igual o mayor que el considerado aceptable, se procede entonces a calcular el factor de seguridad al deslizamiento con la expresión,

✖

No se puede. No tiene más ningún sentido. Repetición de los datos anteriores, con los mismos valores. Se debe de estar, para la determinación de la fuerza total y de los momentos respecto al punto.

(8)

Algunos autores [3] sugieren para estimar el coeficiente de fricción μ , la expresión,

✖

No se puede. No tiene más ningún sentido. Repetición de los datos anteriores, con los mismos valores. Se debe de estar, para la determinación de la fuerza total y de los momentos respecto al punto.

(9)

Sin embargo en este trabajo se asumió,

✖

No se puede. No tiene más ningún sentido. Repetición de los datos anteriores, con los mismos valores. Se debe de estar, para la determinación de la fuerza total y de los momentos respecto al punto.

Habiendo calculado el factor de seguridad al deslizamiento con la expresión (8) y nuevamente asumiendo aquí que tal valor cumple con las condiciones de aceptabilidad prefijadas, se procede entonces a estimar los esfuerzos transmitidos a la fundación, para lo cual se requiere determinar la posición de la resultante,

✖

No se puede. No tiene más ningún sentido. Repetición de los datos anteriores, con los mismos valores. Se debe de estar, para la determinación de la fuerza total y de los momentos respecto al punto.

(10)

De la misma Figura 1 puede notarse que la dimensión total de la base es,

✖

No se puede. No tiene más ningún sentido. Repetición de los datos anteriores, con los mismos valores. Se debe de estar, para la determinación de la fuerza total y de los momentos respecto al punto.

por lo que entonces ya se puede calcular por geometría la excentricidad de la fuerza vertical actuante, con la ecuación,

✖

No se permite el uso de esta herramienta. Regístrate para poder utilizarla. Si necesitas más información, consulta con el profesor. Si necesitas más información, consulta con el profesor.

(11)

Debe en esta etapa observarse que si la resultante cae dentro del tercio medio de la base, es decir que $e \leq B/6$, el esfuerzo aplicado sobre el terreno deberá ser evaluado con la expresión,

✖

No se permite el uso de esta herramienta. Regístrate para poder utilizarla. Si necesitas más información, consulta con el profesor. Si necesitas más información, consulta con el profesor.

(12)

En caso contrario el esfuerzo se determinará con la ecuación,

✖

No se permite el uso de esta herramienta. Regístrate para poder utilizarla. Si necesitas más información, consulta con el profesor. Si necesitas más información, consulta con el profesor.

(13)

A continuación se analizará otro aspecto que es conveniente considerar en el diseño de muros que será utilizado posteriormente, y es lo que se refiere a la geometría de la sección transversal del muro. Es interesante observar que para un muro de mampostería simple el área de la sección trapezoidal se puede calcular con la expresión,

✖

No se permite el uso de esta herramienta. Regístrate para poder utilizarla. Si necesitas más información, consulta con el profesor. Si necesitas más información, consulta con el profesor.

la que por razones de conveniencia se puede transformar a,

✖

No se permite el uso de esta herramienta. Regístrate para poder utilizarla. Si necesitas más información, consulta con el profesor. Si necesitas más información, consulta con el profesor.

En la expresión anterior se puede observar que si b/H es pequeña con relación a B/H , como suele ser el caso, se puede considerar que el área de la sección transversal mínima para un muro que esté en equilibrio corresponde aproximadamente al valor mínimo de B/H .

Si se tiene un muro de concreto reforzado, la expresión que determina el área de la sección transversal es,

✖

No se permite el uso de esta herramienta. Regístrate para poder utilizarla. Si necesitas más información, consulta con el profesor. Si necesitas más información, consulta con el profesor.

y asumiendo que $b \approx 0.1 H$ y $H' \approx 0.1 H$, lo que parece razonable, la ecuación anterior se puede modificar a,

✖

No se permite el uso de esta herramienta. Regístrate para poder utilizarla. Si necesitas más información, consulta con el profesor. Si necesitas más información, consulta con el profesor.

en la que se nota que para las condiciones apuntadas de b y H' , como suele ocurrir, se puede considerar que el área de la sección transversal mínima para un muro que esté en equilibrio corresponde aproximadamente al valor mínimo de B/H .

Todas las expresiones que han sido presentadas fueron programadas con el objeto de estudiar la relación que existe entre algunas de las variables que se consideró proporcionarían mayor luz en el proceso de diseño. Los análisis fueron efectuados para valores específicos de algunas de las variables; valores que podrían ser considerados frecuentes por algunos diseñadores.



$\gamma = 1500 \text{ kg/m}^3$



$\gamma = 2400 \text{ kg/m}^3$



$\gamma = 2000 \text{ kg/m}^3$

$FS = 1.5 \text{ kg/cm}^2$



$\phi = 0.6$

$FSV = 1.5$

$FSD = 1.5$



$\phi = 30$

$b = 0.30 \text{ m}$

La secuencia seguida para el desarrollo fue la que se indica en el diagrama de flujo que se presenta en el Gráfico 2.

Como puede notarse, las variables utilizadas fueron la altura total H , la puntera a y el talón c . Se fijó como objetivo obtener una familia de curvas para diferentes valores de altura del muro, en función de a/H y B/H . El proceso de prueba y error se inició, para una altura en particular, asignando un valor específico a la variable a y probando valores de c hasta lograr que justamente se satisficieran los tres requisitos de equilibrio en el orden FSV , FSD y FS .

El resultado del análisis de varios cientos de muros se presenta en los Gráficos 3, 4, 5, 6, 7 y 8.

Muros de Mampostería Simple.

En el Gráfico 3 se muestra la familia de curvas para muros de mampostería simple y de sección transversal trapezoidal.

Es interesante observar que a medida que la altura del muro se incrementa, los valores mínimos de a/H y B/H se incrementan, aunque para los muros usuales del orden de 3 a 5 metros de altura total tales parámetros varían de 0.15 - 0.25 y 0.37 a 0.42 respectivamente.

En la misma figura se observa que las dimensiones requeridas a/H y B/H se incrementan apreciablemente para esfuerzos del terreno menores que el permisible.

Otro de los aspectos que reveló el estudio es que un muro que no posea puntera ($a = 0$) requiere una base mucho mayor que otro de la misma altura pero con puntera. Lo mismo se puede decir para los muros que no tengan talón ($c = 0$).

Lo expresado anteriormente tiene relevancia al recordar que a/H o B/H según se indicó en párrafos anteriores, tiene relación con la sección mínima del muro.

En el Gráfico 4, que se refiere a muros de mampostería simple, se observa que para muros menores de aproximadamente 3.5 metros de altura el muro con paramento posterior vertical requiere más material (mayor sección) que el muro con paramento anterior vertical; pero para alturas mayores de 3.5 metros el muro con paramento anterior vertical es el que requiere más material.

Las curvas ponen en evidencia que el muro de mampostería simple más económico es aquel en que ninguno de ambos paramentos es vertical.

En ambos gráficos se hace evidente que es virtualmente imposible diseñar un muro de mampostería mayor de aproximadamente 7 metros de altura y que tenga un paramento anterior vertical, si no se mejoran las condiciones del suelo en la puntera particularmente. En el caso particular de un muro de 6 metros de altura, se observa que se requiere aproximadamente el doble de material por metro lineal si este posee un paramento anterior vertical que un muro de sección mínima.

Continuando con esta parte del estudio, es conveniente recordar que otro de los objetivos de este estudio es el de determinar parámetros recomendables para a/H y B/H . Sin embargo, los parámetros varían tanto y la economía está tan directamente relacionada a B/H , que es en esta área en donde las curvas que se

muestran con todo y sus limitaciones, pueden ser utilizadas para tener un punto de partida más razonable en el proceso de prueba y error.

No obstante, si se restringe el problema a muros de mampostería simple con una altura H del orden de 3 a 4 metros, parece razonable iniciar el proceso con $a/H = 0.1$ y $B/H = 0.4$

Es conveniente ahora, observar cuidadosamente el Gráfico 5 que refleja el comportamiento general de muros para diferentes alturas.

Del valor B/H mínimo hacia arriba, el comportamiento del muro está controlado por deslizamiento. Del B/H mínimo hacia abajo, dicho comportamiento está controlado por el esfuerzo aplicado sobre el terreno. Para finalizar este apartado, es importante hacer notar que el Gráfico 6 muestra que si se incrementa b de 0.30 metros, que es el valor que fue utilizado para elaborar las curvas, a 0.60 metros, las figuras prácticamente no difieren, exceptuando el caso en que un muro esté controlado por deslizamiento, ya que en tal situación se requerirá un menor valor de a/H cuando se incrementa b . Lo anterior puede ser particularmente útil cuando se necesita por una razón particular, un muro con paramento posterior vertical.

Muros de Concreto Reforzado.

El Gráfico 7 que se muestra permite visualizar el comportamiento de muros de concreto reforzado constituidos por una cortina de espesor constante y una fundación también de espesor constante.

Obsérvese que su comportamiento es similar al de muros de mampostería simple. Así por ejemplo, para muros que tienen una altura de 3 a 7 metros, su geometría requiere valores de a/H que oscilan entre 0.1 y 0.2, y el B/H entre 0.38 y 0.48 aproximadamente; esto para muros de sección mínima.

En la misma figura también se nota que se requieren valores excesivamente elevados de a/H y B/H para muros de concreto reforzado que no tengan talón ($c = 0$). Como ejemplo, nótese que para un muro de 2 metros de altura se necesita que $a/H = 0.86$ y $B/H = 0.99$ aproximadamente. Sin embargo, el incremento de espesor de la fundación, así como el aumento de grosor del muro, producen una disminución apreciable en la longitud requerida del talón y de la puntera, lo que puede apreciarse con gran claridad en el Gráfico 8, en el que se muestra que es más efectivo incrementar el espesor del muro que el de la fundación, si se requiere reducir apreciablemente o aún eliminar el talón del muro. Es importante observar que este efecto es particularmente notorio en el caso en que el comportamiento del muro esté controlado básicamente por deslizamiento, ya que si el factor que controla es el esfuerzo aplicado sobre el terreno, las curvas no difieren notoriamente.

Simbología.

A : área de la sección transversal del muro

a : longitud de la puntera del muro

b : espesor del muro en la parte superior

c : longitud del talón del muro

e : excentricidad de la resultante vertical

FSD : factor de seguridad al deslizamiento

FSV : factor de seguridad al volteo

FS : esfuerzo transmitido al suelo

H : altura total del muro

H' : espesor de la fundación de concreto reforzado

P_a : empuje activo del suelo



: pesos parciales del muro de mampostería simple



: peso unitario del concreto reforzado



: peso unitario de la mampostería simple

x : posición de la resultante

x_i : posición de los pesos parciales del muro de mampostería simple



: ángulo del talud

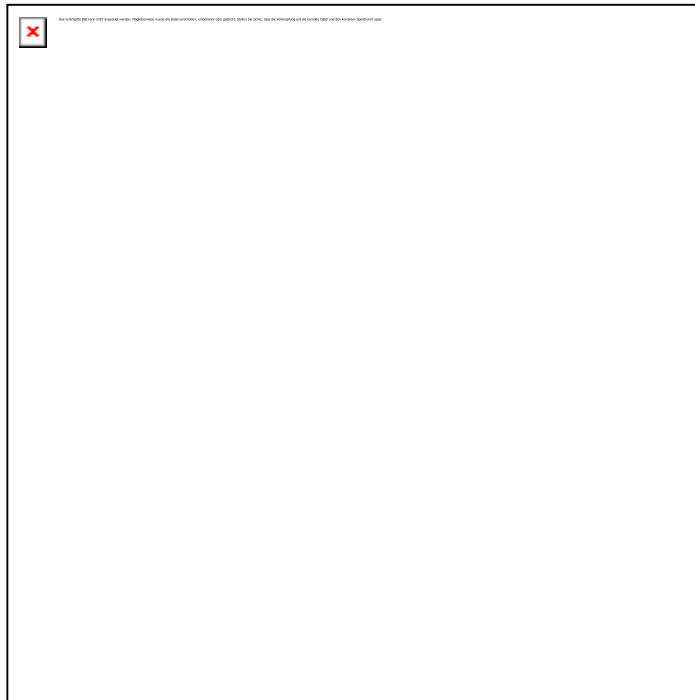


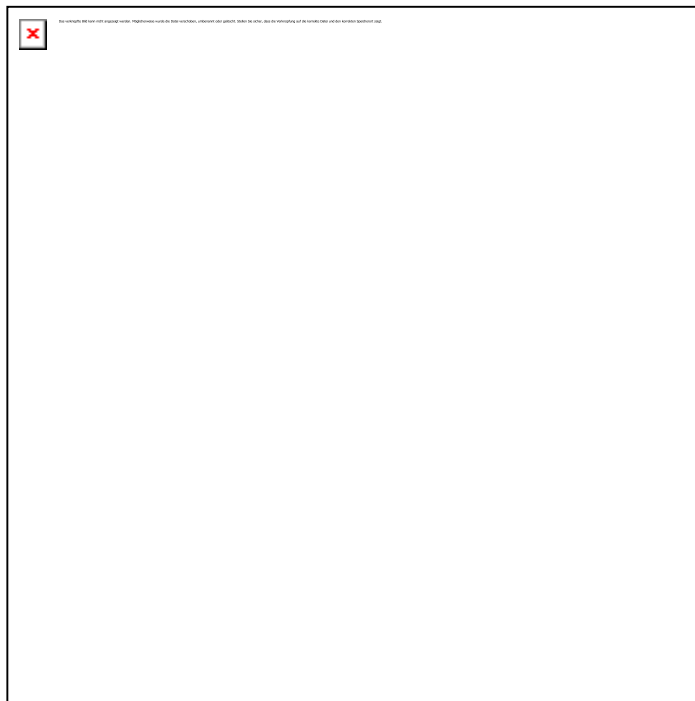
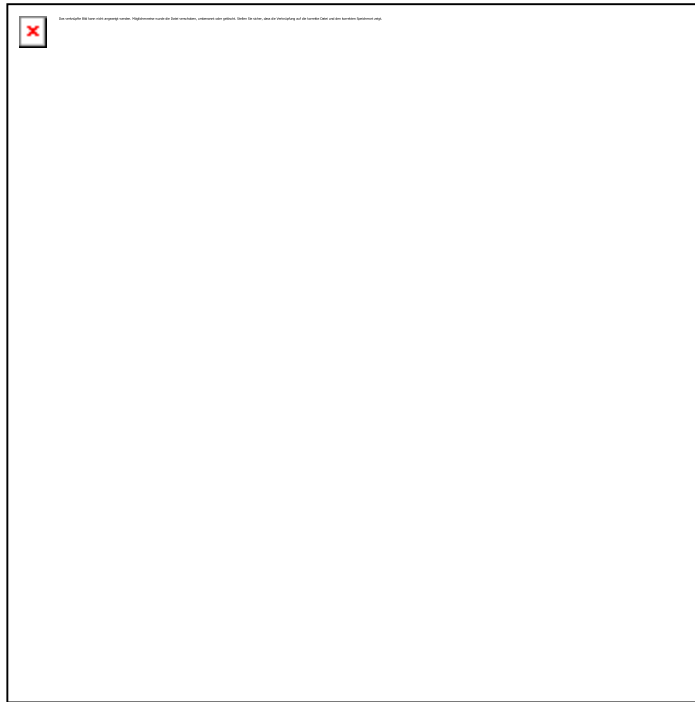
: peso unitario del suelo

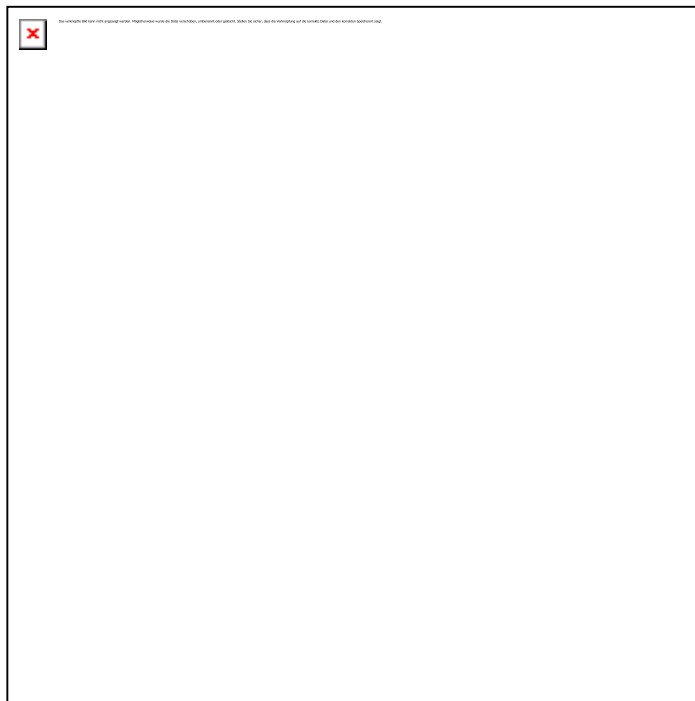
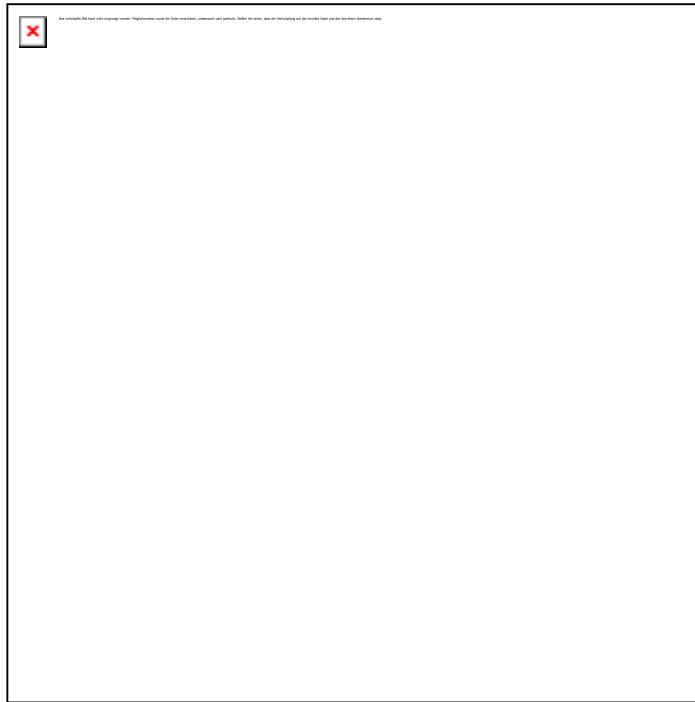
-  α : ángulo de reposo del suelo
-  ΣF : suma de fuerzas horizontales actuantes
-  ΣM_a : suma de momentos actuantes
-  ΣM_r : suma de momentos resistentes
-  ΣV : suma de fuerzas verticales actuantes

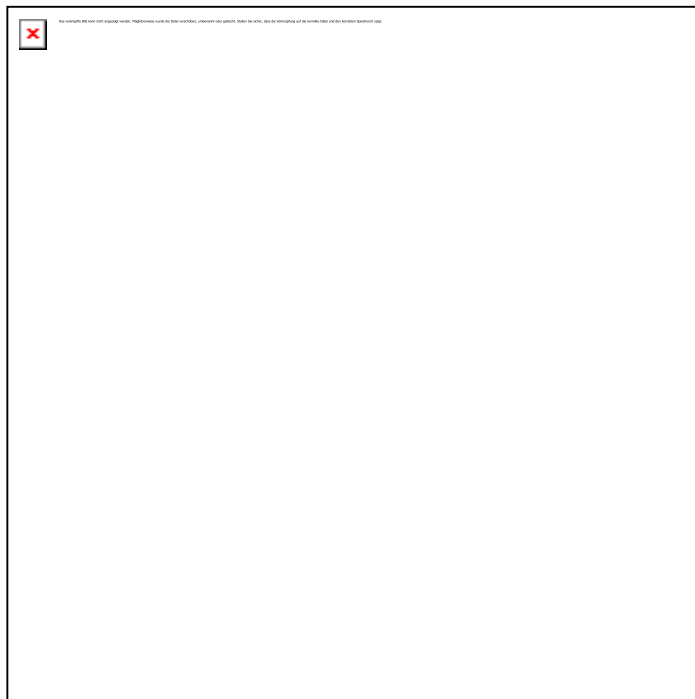
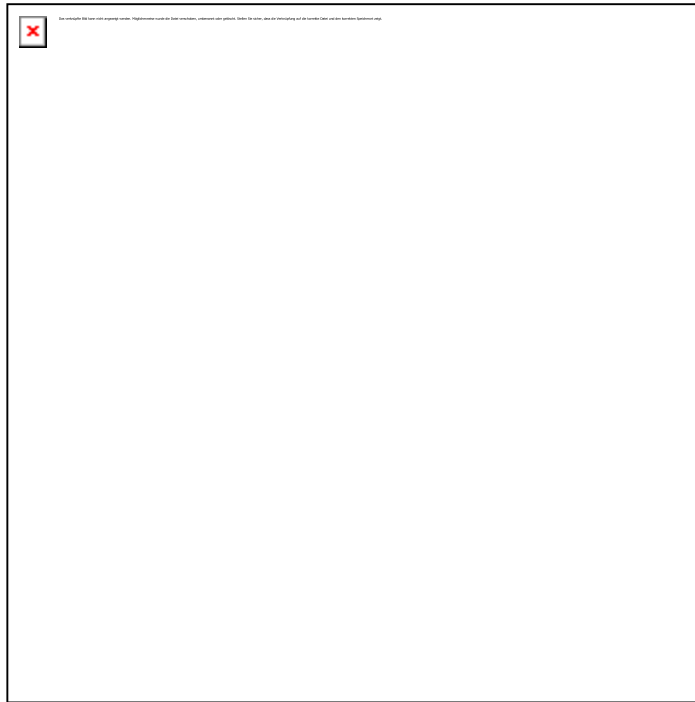
Bibliografía.

1. Criterios para el Dimensionamiento de Muros de Gravedad y de Concreto Reforzado; Rodríguez-Deras, Jorge A.;
Revista 64, Asociación Salvadoreña de Ingenieros y Arquitectos (ASIA); Abril 1981.
2. Foundations of Structures; Dunham, Clarence; McGraw-Hill Book Company Inc.; 1950.
3. Design Aids for Cantilever Retaining Walls; Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Journal of the
Structural Division, Vol. 103, No. ST5, May 1977; Gupta, Madan y Friel, Leroy.









RESUMEN

Este documento muestra la necesidad de disminuir la vulnerabilidad de la Comunidad Divina Providencia, lo cual se logra a través de la realización de obras de mitigación. Se hace una relación de las condiciones generales de la Comunidad al momento de iniciarse esta investigación, condiciones que comprenden estadísticas humanas y de vivienda así como un estudio de suelos. Se incluye una breve compilación de las teorías acerca de la estabilidad de taludes y fuerzas en muros de contención. Basado en lo anterior se propone reducir el riesgo a través de la ejecución de muros de contención, conformación de taludes y construcción de canaletas para aguas lluvias, y se presenta una vivienda mínima adecuada a las condiciones de los lotes y a las habilidades constructivas de los habitantes. Se presenta el diseño de sesenta y cinco muros de gravedad de mampostería de piedra con sus pertinentes taludes, y el diseño de doce tramos de canaleta de aguas lluvias.

En el diseño de los muros de contención, para el cálculo de los empujes estáticos se utiliza la teoría de Coulomb, y la de Mononobe-Okabe para el cálculo de los empujes en la condición combinada gravedad y sismo, como lo sugiere la *Norma Técnica para el Diseño de Cimentaciones y Estabilidad de Taludes* que forma parte de la Ley de Urbanismo y Construcción en vigencia.

Para todos los diseños se incluye memorias de cálculo, así como los presupuestos para la ejecución de los mismos.

