



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**PROYECTO Y CONSTRUCCION DE RAMPAS
DE ACCESO AL PUENTE VEHICULAR PARA
EL DESARROLLO INMOBILIARIO
“LA NUEVA VERACRUZ”,
CON NUEVOS MATERIALES.**

TESIS PROFESIONAL
Que para obtener el título de:
INGENIERO CIVIL

Presenta:

**JOSÉ LUIS ESPARZA MORA
CÉSAR BULMARO ROLDÁN ACOSTA
JUAN ENRIQUE SANDOVAL GUTIÉRREZ**

Director de tesis:
ING. OSCAR ENRIQUE MARTÍNEZ JURADO



México, D.F.

Febrero de 2013



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA
COMITÉ DE TITULACIÓN
FING/DICyG/SEAC/UTIT/029/12

Señores
JOSÉ LUIS ESPARZA MORA
CÉSAR ROLDÁN ACOSTA
JUAN ENRIQUE SANDOVAL GUTIÉRREZ
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor ING. ÓSCAR ENRIQUE MARTÍNEZ JURADO, que aprobó este Comité, para que lo desarrollen ustedes como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"PROYECTO Y CONSTRUCCIÓN DE RAMPAS DE ACCESO AL PUENTE VEHICULAR PARA EL DESARROLLO INMOBILIARIO "LA NUEVA VERACRUZ", CON NUEVOS MATERIALES"

- INTRODUCCIÓN
- I. GENERALIDADES
- II. ESTADO DEL ARTE DE LOS MUROS DE TIERRA MECÁNICAMENTE ESTABILIZADOS
- III. ESTRIBOS DEL PUESTE VEHÍCULAR "LA NUEVA VERACRUZ" Y MÉTODO DE ANÁLISIS
- IV. ANÁLISIS COMPARATIVO
- V. DECISIÓN Y CONSTRUCCIÓN DEL ESTRIBO
- VI. CONCLUSIONES
- ANEXOS
- BIBLIOGRAFÍA

Ruego a ustedes cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo les recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 27 de marzo del 2012.
EL PRESIDENTE


M. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ

JTS/MTH*gar.

PROYECTO Y CONSTRUCCIÓN DE RAMPAS DE ACCESO AL PUENTE VEHICULAR PARA EL DESARROLLO INMOBILIARIO “LA NUEVA VERACRUZ” CON NUEVOS MATERIALES.

ÍNDICE

Introducción.....	1
1. Generalidades.....	3
1.1 Proyecto inmobiliario “La Nueva Veracruz”	3
1.2 Entronques vehiculares o carreteros	9
2. Estado del arte de los muros de tierra mecánicamente estabilizados.....	21
2.1 Muros de tierra mecánicamente estabilizados de tipo inextensible y extensible.....	21
2.2 Sistema con Tierra Armada (inextensible).....	31
2.3 Sistema con geosintéticos (extensible).....	34
3. Estribo del puente vehicular “La Nueva Veracruz” y método de análisis.....	41
3.1 Descripción del proyecto.....	41
3.2 Estudio hidrológico.....	42
3.3 Levantamiento topográfico.....	44
3.4 Estudio de mecánica de suelos	47
3.5 Descripción de las alternativas propuestas	53
3.6 Datos y bases de diseño.....	84
3.7 Diseño del estribo con Tierra Armada	87
3.7.1 Método de análisis.....	87
3.7.2 Proceso constructivo.....	95
3.7.3 Programa de obra.....	104
3.7.4 Presupuesto de obra	105
3.8 Diseño del estribo con geosintéticos	106
3.8.1 Método de análisis.....	106
3.8.2 Proceso constructivo.....	108
3.8.3 Programa de obra.....	116
3.8.4 Presupuesto de obra.	117
4. Análisis comparativo.....	119

5. Decisión y construcción del estribo.....	127
5.1 Decisión del método constructivo.....	127
5.2 Consideraciones constructivas.....	128
5.3 Proceso constructivo.....	129
6. Conclusiones.....	139
Anexos.....	147
1. Diseño de los muros MSEW para el sistema Tierra Armada.....	147
2. Diseño de los muros MSEW para el sistema geosintéticos.....	157
3. Matrices de precios unitarios.....	167
4. Reporte fotográfico de la construcción real de las rampas.....	168
Bibliografía.....	173

LISTA DE FIGURAS

- Figura 1.1 Localización geográfica del estado de Veracruz.
Figura 1.2 Longitud de litoral del estado de Veracruz.
Figura 1.3 Gráfica a nivel nacional del estado de Veracruz como generador de electricidad.
Figura 1.4 Localización del municipio La Antigua, Veracruz.
Figura 1.5 Zonas recreativas del proyecto inmobiliario “La Nueva Veracruz”.
Figura 1.6 Croquis general de “La Nueva Veracruz”.
Figura 1.7 Intersecciones a nivel simples.
Figura 1.8 Intersecciones a nivel canalizadas.
Figura 1.9 Descripción de tipos y formas de isletas.
Figura 1.10 Ejemplos de intersecciones canalizadas en función de los volúmenes de tránsito.
Figura 1.11 Intersecciones a desnivel en las carreteras.
Figura 1.12 Tipos de entronques a desnivel en forma de trébol.
Figura 1.13 Ejemplos de entronques direccionales.
Figura 1.14 Diseños de entronques con una y dos salidas para distribuidor vial.
- Figura 2.1. Muro de Tierra Armada con refuerzo de tiras metálicas.
Figura 2.2 Tierra reforzada con geotextil.
Figura 2.3 Tierra reforzada con malla electro-soldada de acero galvanizado.
Figura 2.4 Tipos de refuerzo para muros MSEW.
Figura 2.5 Muros de contención con tierra reforzada.
Figura 2.6 Taludes de contención con tierra reforzada.
Figura 2.7 Terraplén reforzado en una vía férrea (Modificado de Wayne y Miller 1996).
Figura 2.8 Esquema de la estabilización de un corte utilizando un muro MSEW.
Figura 2.9 Uso de una estructura de tierra con refuerzo de geosintéticos para estabilizar el pie de un relleno sanitario.
- Figura 3.1 Plano de ubicación y de localización del área del proyecto del puente “La Nueva Veracruz”.
Figura 3.2 Plano de la poligonal abierta del eje del terreno natural del proyecto del puente y el eje del cruce con el ferrocarril.
Figura 3.3 Nivelación del eje del camino en la intersección con el ferrocarril.
Figura 3.4 Elementos que se requieren diseñar, de acuerdo con AASHTO.
Figura 3.5 Escamas completas (tipo A y B) y medias escamas (tipo C y D), dispuestas en forma cruciforme.
Figura 3.6 Características generales de las escamas de concreto.
Figura 3.7 Características generales de las armaduras (flejes) de alta adherencia.
Figura 3.8 Análisis simplificado para diseño sísmico.
Figura 3.9 Efectos del coeficiente sísmico pseudoestático k_h y del período de vibración (T) en la longitud requerida (L_c) para el refuerzo de geosintético en un muro MSEW para $k_v = 0.5k_h$, $\phi = 30^\circ$, $H = 5$ m, (Nimbalkar y otros, 2006).
Figura 3.10 Modos de falla a analizar para estabilidad externa.
Figura 3.11 Análisis de los elementos de refuerzo.
Figura 3.12 Falla por estabilidad interna por rotura del refuerzo.
Figura 3.13 Falla por estabilidad interna por extracción del refuerzo.

- Figura 3.14 Detalle de un muro MSEW indicando el subdrenaje, colocando un geosintético tipo geocompuesto detrás de la fachada.
- Figura 3.15 Gráfica 5.8.5.2A de los valores por defecto para el factor de fricción por extracción f^* de las especificaciones de AASHTO.
- Figura 3.16 Análisis preliminar de una estructura de Tierra Armada.
- Figura 3.17 Cálculo de las fuerzas máximas de tensión en los refuerzos.
- Figura 3.18 Cálculo de los esfuerzos verticales en el estribo de un puente. Principio de superposición.
- Figura 3.19 Lugar geométrico de las fuerzas máximas de tensión.
- Figura 3.20 Variación de f^* con la profundidad en las tiras corrugadas.
- Figura 3.21 Equilibrio de una cuña de falla potencial.
- Figura 3.22 Elementos del sistema de Tierra Armada.
- Figura 3.23 Descripción del montaje de las escamas de concreto.
- Figura 3.24 Remover todo el material deletéreo para preparar el terreno.
- Figura 3.25 Escarificar y compactar el terreno de desplante.
- Figura 3.26 Dala para desplantar las tabletas de concreto (fachada).
- Figura 3.27 Desplante de las tabletas sobre la dala de concreto.
- Figura 3.28 Alineamiento horizontal del muro MSEW.
- Figura 3.29 Colocación y anclaje de geomalla de refuerzo.
- Figura 3.30 Tendido y compactación del material de relleno.
- Figura 3.31 Relleno y tendido del material para la cuña faltante.
- Figura 3.32 Espesor de capa entre refuerzos (geomallas).
- Figura 3.33 Sección del terraplén reforzado para el acceso al puente vehicular.

- Figura 5.1 Preparación del terreno.
- Figura 5.2 Escarificar y compactar el terreno de desplante.
- Figura 5.3 Colocación del geotextil.
- Figura 5.4 Colocación de geomalla.
- Figura 5.5 Cimbra en base.
- Figura 5.6 Tendido del material de relleno.
- Figura 5.7 Espesor de capa.
- Figura 5.8 Altura de refuerzo en la base.
- Figura 5.9 Colocación de geomalla para las rampas de acceso.
- Figura 5.10 Cimbra del terraplén.
- Figura 5.11 Nivel final del terraplén para la rampa de acceso.
- Figura 5.12 Acabado del talud.

- Figura A.1.1 Diseño del muro MSEW (datos generales del proyecto).
- Figura A.1.2 Diseño del muro MSEW (suelo y coeficiente de aceleración sísmica).
- Figura A.1.3 Diseño del muro MSEW (datos del acero de refuerzo).
- Figura A.1.4 Diseño del muro MSEW (datos para la fachada y conexión).
- Figura A.1.5 Diseño del muro MSEW (datos de la geometría y sobrecarga).
- Figura A.1.6 Diseño del muro MSEW (resultado del análisis).
- Figura A.1.7 Diseño del muro MSEW (resultados capacidad de carga).
- Figura A.1.8 Diseño del muro MSEW (deslizamiento directo y excentricidad).
- Figura A.1.9 Diseño del muro MSEW (resultados de resistencia y pullout).
- Figura A.1.10 Diseño del muro MSEW (resultados de conexión).

- Figura A.2.1 Diseño del muro MSEW (datos generales del proyecto).
- Figura A.2.2 Diseño del muro MSEW (suelo y coeficiente de aceleración sísmica).
- Figura A.2.3 Diseño del muro MSEW (datos de la geomalla de refuerzo).
- Figura A.2.4 Diseño del muro MSEW (datos de la fachada y conexión).
- Figura A.2.5 Diseño del muro MSEW (datos de la geometría y sobrecarga).
- Figura A.2.6 Diseño del muro MSEW (resultado del análisis).
- Figura A.2.7 Diseño del muro MSEW (resultados capacidad de carga).
- Figura A.2.8 Diseño del muro MSEW (deslizamiento directo y excentricidad).
- Figura A.2.9 Diseño del muro MSEW (resultados de resistencia y pullout).
- Figura A.2.10 Diseño del muro MSEW (resultados de conexión).

- Figura A.3.1 Ejemplos de precios unitarios utilizados en el sistema de Tierra Armada.
- Figura A.3.2 Ejemplos de precios unitarios utilizados en el sistema de geosintéticos.

LISTA DE TABLAS

- Tabla 2.1 Diferentes tipos de refuerzo.

- Tabla 3.1. Extensión de las zonas hidrológicas donde se ubica el puente vehicular.
- Tabla 3.2. Descripción del sondeo de muestras alteradas e inalteradas.
- Tabla 3.3 Número de golpes, contenido de agua e índices de plasticidad del sondeo SM-2.
- Tabla 3.4 Densidad de sólidos, granulometría y clasificación del suelo del SM-2.
- Tabla 3.5 Descripción del perfil estratigráfico basado en el SUCS del sondeo SM-2.
- Tabla 3.6 Resumen de resultados de las relaciones gravimétricas en muestras inalteradas.
- Tabla 3.7 Resumen de resultados de la prueba de compresión simple en muestras inalteradas.
- Tabla 3.8 Resumen de resultados de la prueba triaxial en muestras inalteradas.
- Tabla 3.9 Granulometría del relleno recomendada para muros MSEW.
- Tabla 3.10 Factores de seguridad para el análisis estático y sísmico.
- Tabla 3.11 Factores típicos de reducción por fluencia (creep).
- Tabla 3.12 Propiedades mecánicas y factores de reducción de la geomalla ACE GG60-I.
- Tabla 3.13 Factores de seguridad para el análisis estático y sísmico.
- Tabla 3.14 Factores de corrección por efecto de escala.
- Tabla 3.15 Factores de reducción de resistencia para las geomallas.
- Tabla 3.16 Programa de obra para el sistema de Tierra Armada.
- Tabla 3.17 Presupuesto de obra con el sistema de Tierra Armada.
- Tabla 3.18 Programa de obra para el sistema de geosintéticos.
- Tabla 3.19 Presupuesto de obra con el sistema de geosintéticos.

- Tabla 4.1 Tabla de conceptos compartidos entre los sistemas de Tierra Armada y geosintéticos que tienen los mismos costos.
- Tabla 4.2 Tabla de conceptos compartidos entre los sistemas de Tierra Armada y geosintéticos con diferentes costos.
- Tabla 4.3 Tabla de conceptos propios del sistema de Tierra Armada.
- Tabla 4.4 Tabla de conceptos propios del sistema con geosintéticos.

- Tabla 5.1 Programa de obra para el sistema de geosintéticos con talud de geocelda con acabado vegetado.
- Tabla 5.2 Presupuesto de obra con el sistema de geosintéticos y talud de geocelda con acabado vegetado.

LISTA DE FOTOGRAFÍAS

- Fotografía 1.1 Accesos carreteros y marítimos en el estado de Veracruz.
- Fotografía 2.1 Muro de tierra mecánicamente estabilizado.
- Fotografía 2.2 Sistema de Tierra Armada.
- Fotografía 2.3 Refuerzo con tiras metálicas para el sistema de Tierra Armada.
- Fotografía 2.4 Materiales geosintéticos.
- Fotografía 2.5 Mesa de ensayo para la prueba del pullout.
- Fotografía 2.6 Prueba de resistencia (ASTM D-4595).
- Fotografía 3.1 Muro de Tierra Armada.
- Fotografía 3.2 Terraplenado del material de relleno.
- Fotografía 3.3 Compactación del terraplén con equipo ligero en el metro y medio más próximo al paramento.
- Fotografía 3.4 Montaje de la primera fila de escamas.
- Fotografía 3.5 Proceso de compactación de un muro MSEW.
- Fotografía A.4.1 Trabajos preliminares para las rampas de acceso al puente vehicular “La Nueva Veracruz”.
- Fotografía A.4.2 Preparación del terreno, abriendo una caja en el terreno para el mejoramiento de la base.
- Fotografía A.4.3 Trabajos de topografía que se realizaron durante la obra.
- Fotografía A.4.4 Cimbra del terraplén a base de costales del mismo material de relleno.
- Fotografía A.4.5 Colocación de la geomalla en el terraplén.
- Fotografía A.4.6 Altura y cimbra del talud.
- Fotografía A.4.7 Colocación de geocelda, se sujeta en la zanja de anclaje con varilla de 1/4” (grapas).

LISTA DE MAPAS

- Mapa 3.1 Mapa de la subcuenca R. San Francisco-Puerto de Veracruz.
- Mapa 3.2 Mapa con curvas de nivel de la ubicación del puente, se aprecia la escases de drenes en la zona del proyecto.

INTRODUCCIÓN

INTRODUCCIÓN.

La presente tesis documenta el proyecto, diseño y construcción de las rampas de acceso al puente vehicular para el desarrollo inmobiliario “La Nueva Veracruz”.

El desarrollo inmobiliario “La Nueva Veracruz” será detonador de la economía del estado de Veracruz por su gran magnitud, dicho desarrollo se localiza en el municipio de La Antigua. El complejo estará beneficiado por un puente vehicular que está ubicado en lo que antes fuera la empresa de aluminio Aluver y servirá para librar las vías del ferrocarril “Veracruz-La Antigua”, dando así un acceso directo y rápido al complejo inmobiliario.

El puente vehicular que cruzará las vías de ferrocarril y dará acceso directo al complejo antes mencionado, contará con la construcción de dos rampas de acceso para ligar la superestructura del puente vehicular, dichas rampas se construirán a base de muros de tierra mecánicamente estabilizada, técnica que tiene su origen en los años sesenta del siglo XX. Esta técnica constructiva parte del principio de estabilizar el bloque de tierra y el muro del terraplén, mediante materiales de acero galvanizado de alta resistencia o materiales geosintéticos, cuyos materiales aportan la resistencia a la tensión que la tierra no puede ofrecer. Existen 2 sistemas reconocidos que aplican esta técnica, Tierra Armada con refuerzos metálicos y tierra reforzada con geosintéticos, los cuales se analizarán en esta tesis para determinar cual ofrece mejores resultados en un caso particular.

Como parte fundamental de este trabajo, se puntualiza sobre las consideraciones de análisis y diseño, así como los procedimientos constructivos para los muros de tierra mecánicamente estabilizada, de ambos sistemas.

El primer muro de tierra mecánicamente estabilizada fue construido en Francia en la región de Pragnère en 1964, posteriormente se desarrollaron estudios en laboratorio al observar que dicho sistema presentaba grandes ventajas, dichas investigaciones se desarrollaron con base en modelos bidimensionales, en los que la tierra se ha reforzado por medio de barritas metálicas de longitud relativamente grande en comparación con su diámetro, sistema nombrado como “Tierra Armada”. Las tiras de armado se han hecho con

el mismo material usado en los prototipos. Se trata principalmente de modelos cualitativos y en ellos se estudiaron, sobre todo, los tipos de falla susceptibles de presentarse.

El uso de polímeros dentro de la ingeniería surge a mediados de los años sesenta, iniciándose con el empleo de telas, posteriormente surgen los primeros materiales sintéticos elaborados específicamente para su uso en obras de ingeniería designados con el nombre genérico de “geosintéticos”, siendo los primeros denominados como geotextiles y geomembranas. A partir de los años ochentas se continúan desarrollando nuevos materiales como las geomallas, geodrenes y georedes, dentro de la familia de los geosintéticos. Actualmente se sigue desarrollando la fabricación de nuevos y mejores materiales.

Los muros de tierra mecánicamente estabilizada trabajan fundamentalmente por la fricción que se genera entre el refuerzo colocado (tiras metálicas o geosintéticos) y el material de relleno. Los elementos de fachada sirven para anclar el refuerzo y darle un acabado a la estructura de contención, para evitar la erosión del suelo. Por ello, los materiales a usarse para estas estructuras deben ser los de naturaleza friccionante y se estima que falta investigación en el uso de materiales puramente cohesivos. Sin embargo se han construido estructuras con contenido de finos que pasaron la malla N° 200 del orden de 10% y 20%, usando materiales naturales, sin procesos especiales de fabricación.

Es importante señalar que para las rampas de acceso, es necesario llevar a cabo la construcción de terraplenes con un control de obra, técnica y calidad adecuada, principalmente en el movimiento de tierras, para no dañar el material de refuerzo que sea utilizado.

Así mismo, es importante tener el conocimiento de los tipos y características más comunes y relevantes de los llamados entronques vehiculares o también conocidos como intersecciones a nivel y a desnivel, que hacen fluir con eficiencia las vías de comunicación. Finalmente se realizará un análisis comparativo de un muro de contención con Tierra Armada, así como el de geosintéticos, para observar las ventajas y desventajas que ofrecen ambos sistemas.

CAPÍTULO 1

GENERALIDADES

GENERALIDADES.

En este capítulo se puntualiza sobre las generalidades del proyecto “La Nueva Veracruz”, además se hace una breve descripción de la conceptualización teórica general de los entronques vehiculares y carreteros a nivel y a desnivel, ya que se proyectan obras viales como el puente vehicular que entronca con la vía ferroviaria “Veracruz-La Antigua”.

1.1 PROYECTO INMOBILIARIO “LA NUEVA VERACRUZ”.

El estado de Veracruz se localiza en la porción occidental del Golfo de México (figura 1.1), siendo el tercer territorio más poblado del país, albergando 7'638,378 de habitantes (INEGI 2010), aproximadamente el 7% de la población total de México. Cuenta con un extenso litoral de 800 km de longitud (figura 1.2), a lo largo de los cuales se encuentran incomparables playas, lagunas, ríos y demás escenarios naturales; bosques, llanuras, selvas, cordilleras y el mayor volcán de México, el Pico de Orizaba.



Figura 1.1 Localización geográfica del estado de Veracruz.



Figura 1.2 Longitud de litoral del estado de Veracruz.

Culturalmente, Veracruz fue testigo del nacimiento y florecimiento de la madre de todas las culturas mesoamericanas, la Olmeca, cuyas huellas se pueden apreciar en sublimes construcciones como: El Templo de las Chimeneas, La Pirámide de los Nichos, El Templo Mayor y El Adoratorio del Dios del Viento. La colonia dejó también su huella con joyas como el Baluarte de Santiago, la Catedral de Xalapa o el Santuario de la Virgen del Carmen.

La riqueza del estado de Veracruz ha trascendido las fronteras del turismo tradicional, convirtiéndose en un importante centro para la realización de convenciones y reuniones de negocio por su infraestructura y amplia variedad de servicios.

La ciudad y puerto de Veracruz, es la de mayor desarrollo económico del estado y una de las 10 principales del país. En ella existen 3 importantes sectores que soportan su economía: industrial, portuario-comercial y turístico. Entre las actividades industriales destaca la generación de energía. Veracruz, es el principal generador de electricidad en

todo México (figura 1.3). La variedad de servicios turísticos del estado de Veracruz se manifiesta en 4 áreas de interés: sol y playa, aventura y ecoturismo, cultura y negocios. Las 7 regiones en las que se divide el estado, representan los diferentes recorridos para conocer y disfrutar de Veracruz, que lo tiene todo.



Figura 1.3 Gráfica a nivel nacional del estado de Veracruz como generador de electricidad.

El acceso al estado de Veracruz es magnífico por aire, tierra y mar. Por aire, cuenta con el Aeropuerto Internacional “Gral. Heriberto Jara Corona”. Por tierra se encuentra a 4 horas por autopista de la capital, México, D.F. Esta misma autopista comunica a Veracruz con las localidades de Puebla y Córdoba, y está en construcción el último tramo de una vía rápida que conecta con Xalapa. Por mar, el estado cuenta con el mayor puerto de México, el Puerto de Veracruz, que desde su creación ha sido puerta de entrada y salida de numerosos visitantes (fotografía 1.1).

“La Nueva Veracruz” está situada al norte de la ciudad de Veracruz, dentro del municipio de La Antigua, en un enclave extraordinario. Está rodeada por 3 accidentes geográficos: Río Grande, al sur; Río La Antigua, al norte; y la Laguna de San Julián, en el oeste. Además de contar con una franja costera del Golfo de México de 8 km de longitud (figura 1.4).



Fotografía 1.1 Accesos carreteros y marítimos en el estado de Veracruz.

“La Nueva Veracruz” comprende una superficie a desarrollar de 27.7 millones de m², de las cuales se urbanizarán aproximadamente 13.9 millones de m², acogiendo usos residenciales, hoteleros y comerciales, con una edificabilidad de 12.4 millones de m². El resto de la superficie, 13.7 millones de m² y que suponen el 40% del desarrollo, albergarán las valiosas zonas naturales existentes que serán preservadas como parques naturales. Protegiendo su flora y fauna, y que junto a sus 4 campos de golf y a la marina con 800 amarres proyectados, servirán como principal potencial de la ordenación propuesta (figura 1.5).

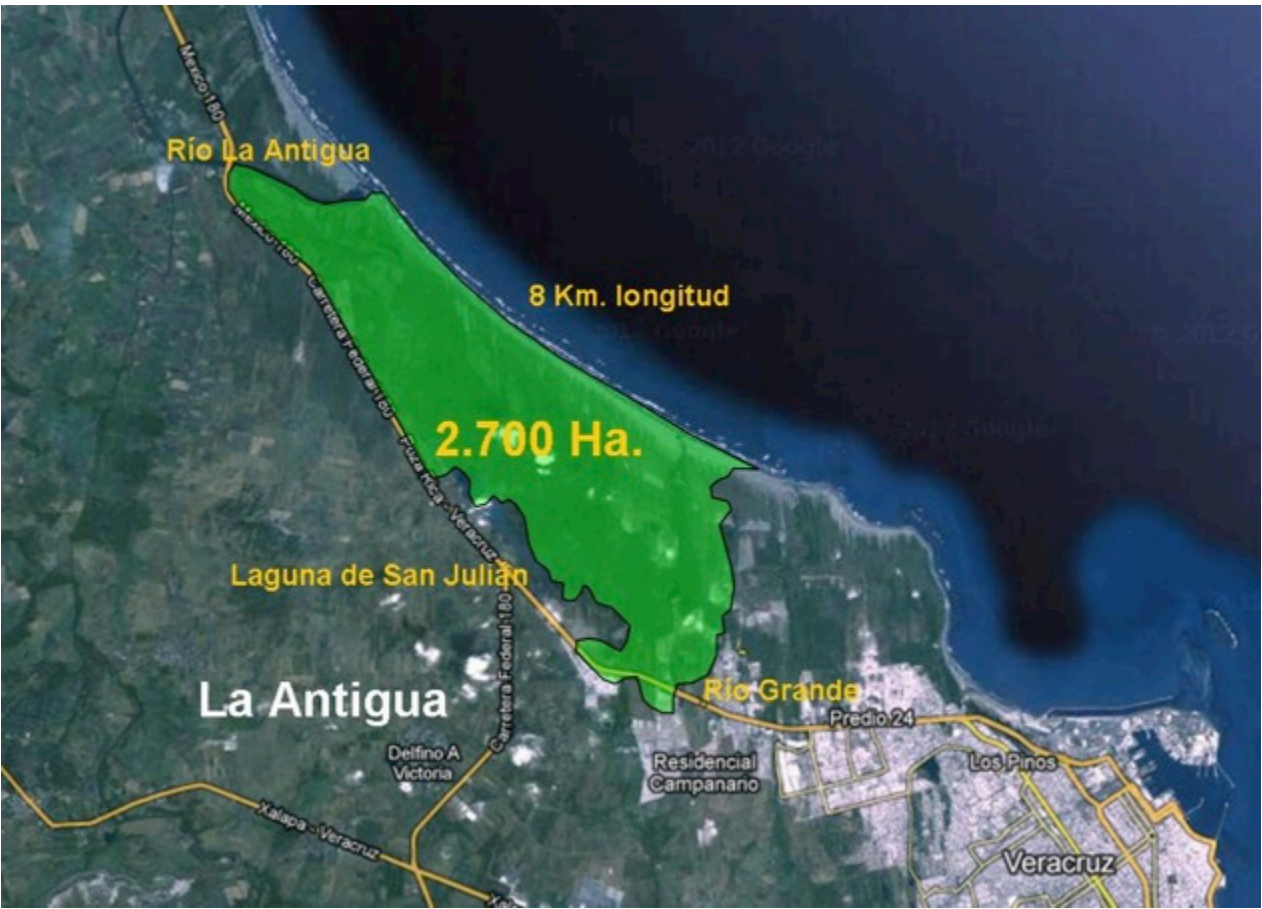


Figura 1.4 Localización del municipio La Antigua, Veracruz.

“La Nueva Veracruz”, tiene previsto realizar una primera fase, con una superficie aproximada de 5.6 millones de m², que se convertirá en el motor de desarrollo de toda la actuación y que está estructurada a partir de la ejecución de una vía principal que parte del actual enlace de la carretera de Veracruz, ciudad José Cardel y la carretera de Santa Fe, y se encamina hacia la línea de costa permitiendo conectar con el aeropuerto y el litoral del Golfo de México. Con magnificas conexiones viales, se conseguirá que los suelos colindantes a dicha estructura pongan su valor en alza y sirvan de complemento y motor para nuevas actividades turísticas en la zona y de reclamo para posteriores fases.

“La Nueva Veracruz” es el proyecto inmobiliario más importante de los últimos tiempos que se ha realizado en el estado, y que por sus dimensiones y millonaria inversión apunta a hacer historia en el sector residencial de la entidad e incluso de México.



Figura 1.5 Zonas recreativas del proyecto inmobiliario “La Nueva Veracruz”.

Este desarrollo no sólo contará con espacios para la construcción de viviendas, sino que en medio de una interesante sinergia con la naturaleza se crearán áreas de esparcimiento como cines, centros comerciales y demás complementos que la conformarán como una nueva ciudad dentro de otra.

El complejo cuenta con comunicaciones excelentes. Estará a tan sólo 10 minutos por carretera del aeropuerto y muy próximo al puerto de Veracruz (figura 1.6). Se considera que será el polígono maestro del desarrollo de la ciudad.

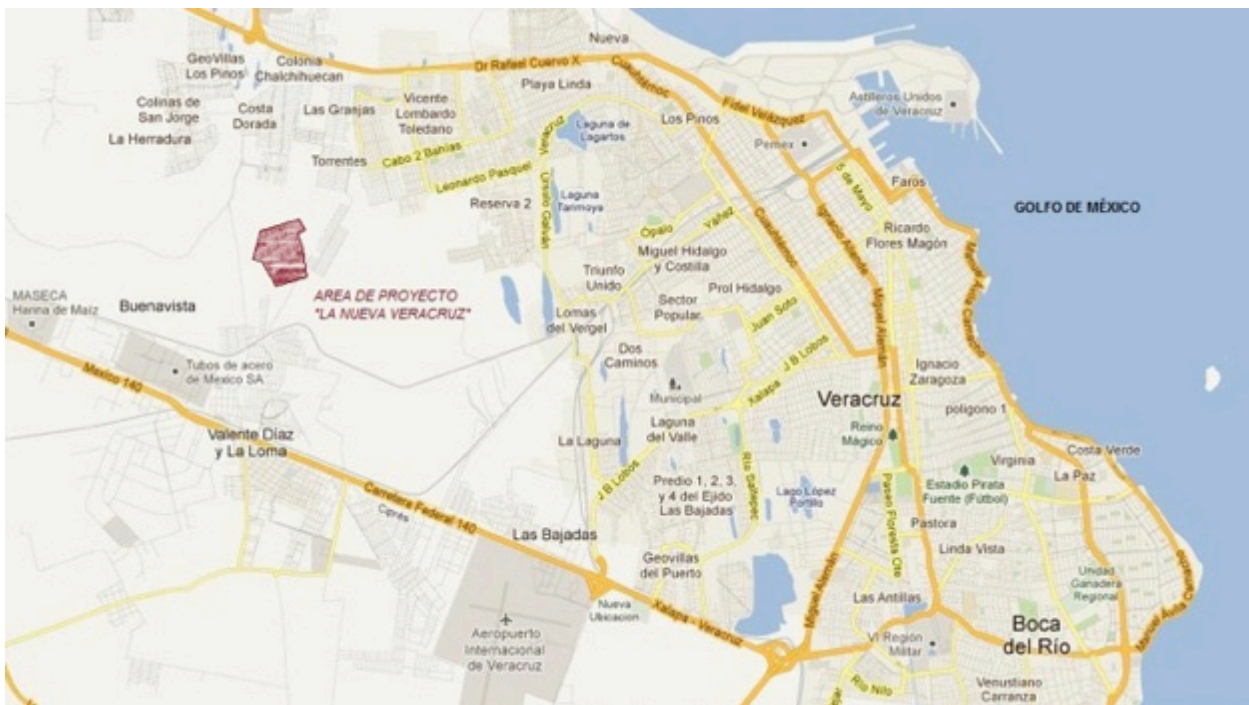


Figura 1.6 Croquis general de “La Nueva Veracruz”.

El puente vehicular, tema de esta tesis, se localiza en el km 421+209.92 de la carretera México-Xalapa-Veracruz, donde anteriormente funcionó la empresa Aluminio de Veracruz (Aluver). Cada una de las partes de la antigua fábrica de aluminio va a ser aprovechada, por ejemplo, el área de las naves que alojaban a la industria, que ocupan el 5 por ciento del terreno, servirán para las plazas comerciales y en el resto se van a construir las viviendas y los otros servicios.

La empresa que gestiona este proyecto, ya ha realizado proyectos similares, rescatando otras áreas industriales y reciclándolas para construir Plazas como “Loreto” e “Inbursa”, en el Distrito Federal, aprovechando las estructuras existentes, como ahora lo van a hacer en la que fuera la fábrica de aluminio, inaugurada en los años 60 del siglo XX, y que por los altos costos de la energía eléctrica tuvo que cerrar sus puertas desde hace 8 años.

1.2 ENTRONQUES VEHICULARES O CARRETEROS.

En toda infraestructura carretera, se requiere en su desarrollo de las instalaciones adecuadas que dan cabida en los puntos o sitios de convergencia de caminos, a los

cuales se les denomina, intersecciones, pasos a desnivel y entronques, utilizados para realizar cambios en la dirección de los recorridos, así como para salvar claros de obstáculos naturales o creados por el hombre como ríos o líneas ferroviarias. Los principales tipos de intersecciones generales son: a nivel y a desnivel

Intersecciones a nivel.

Una gran parte de las intersecciones carreteras son generalmente a nivel, es decir que existen cruces entre caminos en el mismo plano y constan de la unión de dos, tres o más caminos, por tal motivo deben diseñarse de tal manera que el área de intersección proporcione el espacio adecuado para las vueltas y los cruces, tomando en cuenta aspectos como la distancia de visibilidad, pendientes y alineamientos.

En las intersecciones a nivel se distinguen dos tipos: intersecciones simples e intersecciones canalizadas.

Las intersecciones simples (figura 1.7) pueden ser de diversas formas, como son las denominadas en "T" o "Y" que son las formadas por la unión de tres caminos o empalmes, el empalme se puede definir como el ramal de una carretera principal, que usualmente tiene un ángulo de deflexión, pero su característica predominante depende más de la importancia del tránsito que no amerita ningún trabajo especial más que el de nivelar el terreno, redondear las esquinas y facilitar la visibilidad para que los vehículos circulen de un lado a otro.

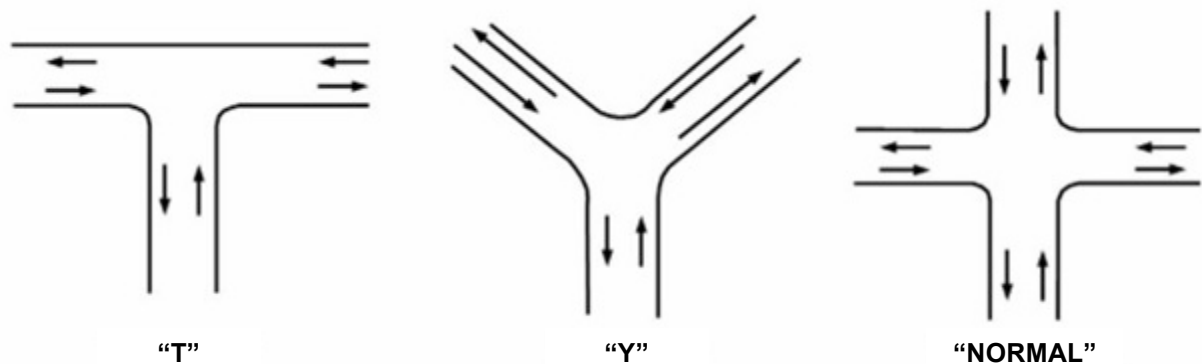


Figura 1.7 Intersecciones a nivel simples.

Las intersecciones canalizadas (figura 1.8) se presentan cuando los volúmenes de tránsito y la importancia de los caminos lo ameritan, estas permiten canalizar el tránsito de manera que al usuario no se le presentan varias decisiones, algunas formas de estas son las de tipo acampanada, la cual consiste en hacer más ancho el pavimento en el área de intersección o agregarle carriles.

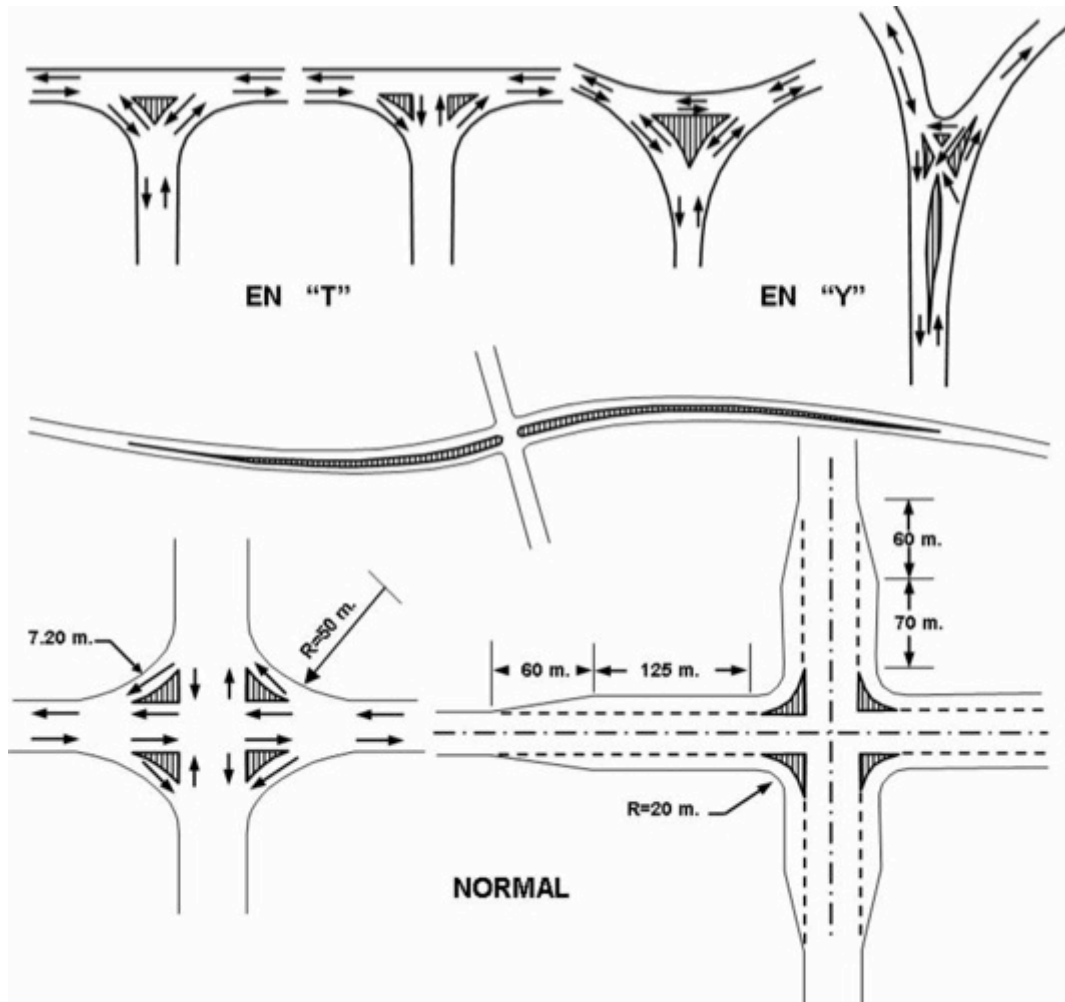
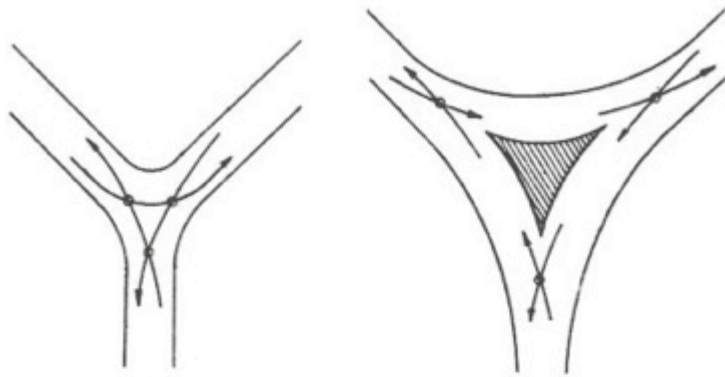


Figura 1.8 Intersecciones a nivel canalizadas.

En estas intersecciones a nivel, también se utilizan las isletas o las marcas sobre el pavimento (figura 1.9), estas facilitan el flujo seguro y ordenado de los vehículos y peatones, un sistema de canalización bien diseñado, disminuye los conflictos y accidentes, además aumenta la eficiencia del camino.

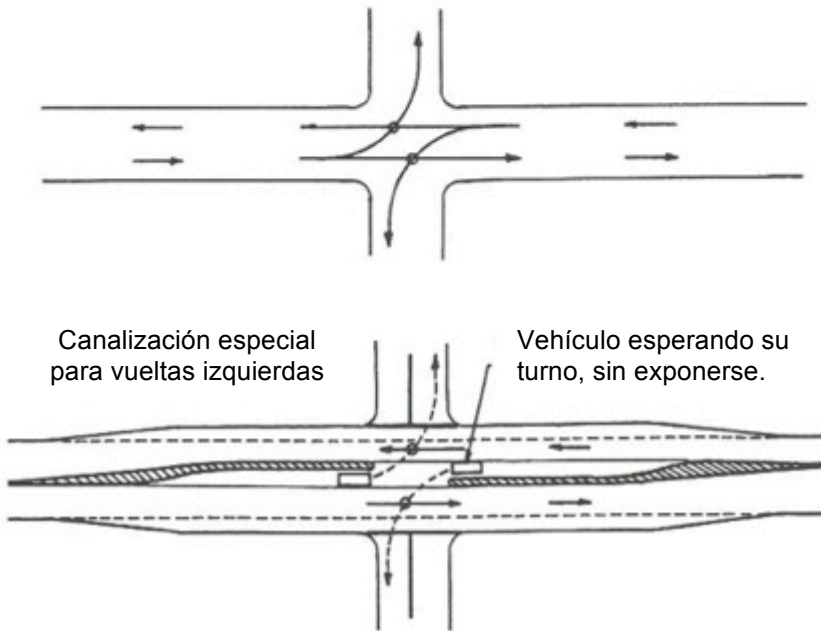
Las isletas se agrupan por lo general en tres grandes clases: direccionales o canalizadas, separadoras y de seguridad.

UNA DECISIÓN A UN TIEMPO



Tres conflictos en un mismo lugar. Obliga al usuario a tomar varias decisiones a un tiempo.

Separación de conflictos. Evita que el usuario tome más de una decisión a un tiempo.



Canalización especial para vueltas izquierdas

Vehículo esperando su turno, sin exponerse.

Figura 1.9 Descripción de tipos y formas de isletas.

Un proyecto de canalización depende principalmente de los volúmenes de tránsito a los que trata de servir (figura 1.10). Con base en ello se establece cuál camino tiene prioridad de paso. El o los otros caminos deberán supeditarse a aquel, haciendo “alto” y cediéndole el paso. Cuando la intersección se complica, a la intersección puede dotársele de dispositivos de control que ordene el movimiento por turnos y en función de los volúmenes de tránsito por medio de agentes o semáforos.

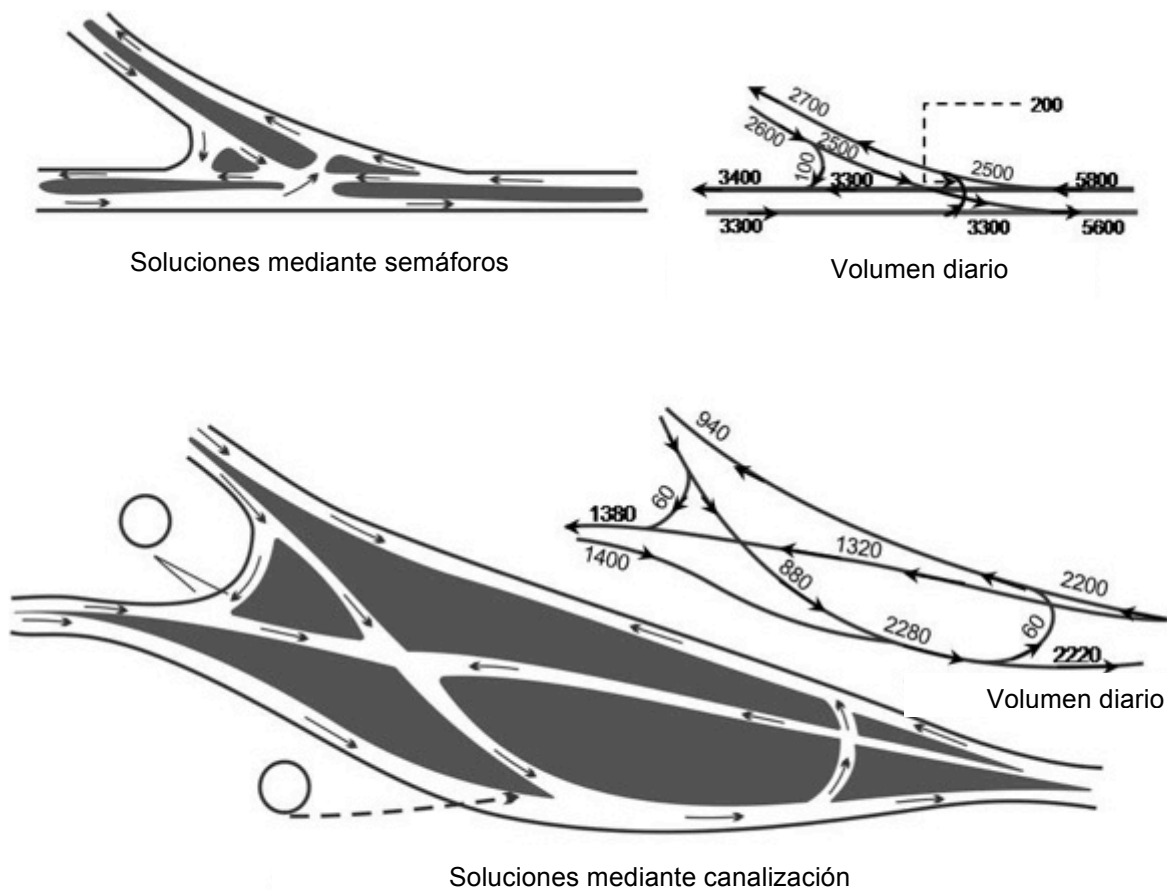


Figura 1.10 Intersecciones canalizadas en función de los volúmenes de tránsito.

Intersecciones a desnivel.

En los caminos se presentan también los flujos de tránsito cruzado sin interrupción a diferentes niveles, utilizando estructuras para pasos a desnivel, estas se presentan cuando los flujos del tránsito de calles o carreteras es afectado enormemente por el flujo de autos que pasa por los puntos de cruce, así como por el índice alto de accidentes de tránsito que ha provocado por el cruce de la misma intersección a nivel, por eso se hace uso de intersecciones a desnivel, es decir el cruce entre caminos es a diferentes niveles, comúnmente conocidas como sistemas de intercambio de tránsito sin cruzar a nivel o distribuidores viales.

Las intersecciones a desnivel se clasifican en dos categorías: a desnivel sin rampa y a desnivel con rampa. Las intersecciones a desnivel constan de estructuras que distribuyen

al tránsito para que cruce a niveles diferentes sin interrupción. Los accidentes se reducen por que se eliminan muchos conflictos potenciales entre los flujos vehiculares que se cruzan.

Un entronque es un paso a desnivel en el que los vehículos que se mueven en una dirección pueden cambiarla utilizando caminos de conexión.

Los entronques y pasos a desnivel pueden justificarse por las siguientes razones:

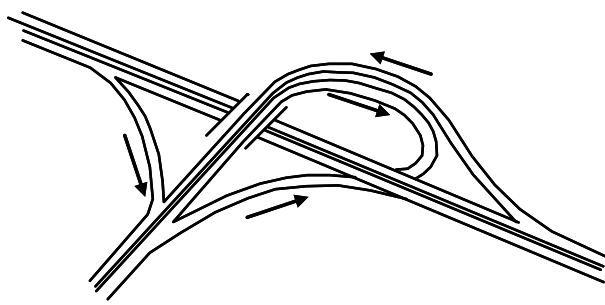
1. Ser una parte del sistema de carreteras de alta velocidad diseñado para transportar volúmenes considerables de tránsito.
- 2.- Para eliminar cuellos de botella.
- 3.- Para prevenir accidentes.
- 4.- Para lugares donde la topografía no es factible para otro tipo de diseño.
- 5.- En sitios en que los volúmenes que se debe manejar requieran el diseño de una intersección a nivel de dimensiones no razonables.
- 6.- Cuando el beneficio para el usuario de la carretera de reducir las demandas en una intersección a nivel supera al costo de las mejoras.

Se han detectado muchos tipos y formas de entronques y de rampas, a continuación mencionamos algunas:

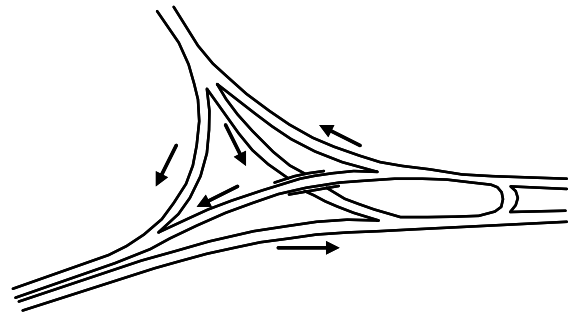
1. Entronques tipo "T" y "Y".
2. Entronques tipo diamante.
3. Trébol parcial y total.
4. Entronques direccionales.

En la figura 1.11 se muestra el trazo típico de tipos de entronques con tres elementos. La geometría del entronque puede alterarse para favorecer ciertos movimientos mediante el uso de grandes radios de giro y para adaptarse a la topografía del lugar.

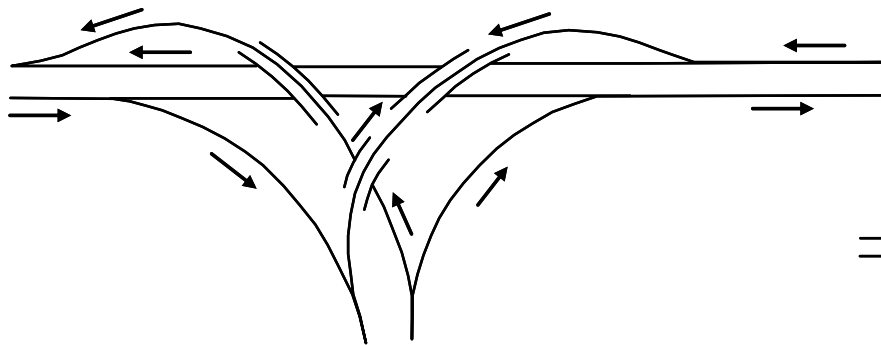
Es importante tener mucho cuidado con el diseño de las rampas para que los volúmenes que esperan salir de la rampa no obstruyan los carriles de paso preferencial del tránsito mayor.



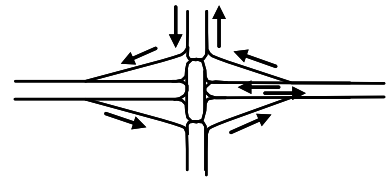
En Trompeta



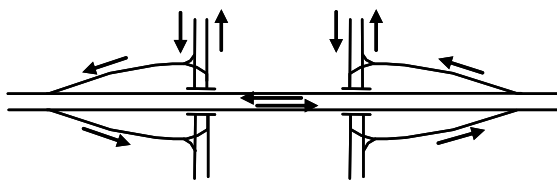
En "Y"



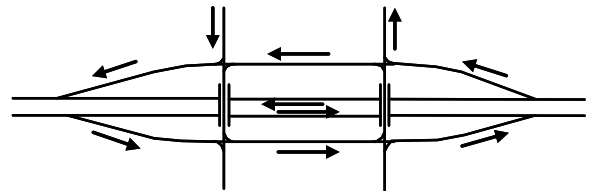
Unión semi-directa para un entronque en "T"



Diamante convencional



Diamante cortado



Diamante cortado (un sentido)

Figura 1.11 Intersecciones a desnivel en las carreteras.

Las intersecciones más completas a desnivel es el trébol de 4 hojas (figura 1.12) y las más modernas son a tres distintos niveles también llamadas entronques direccionales (figura 1.13), ésta se usa cuando es una intersección entre autopistas.

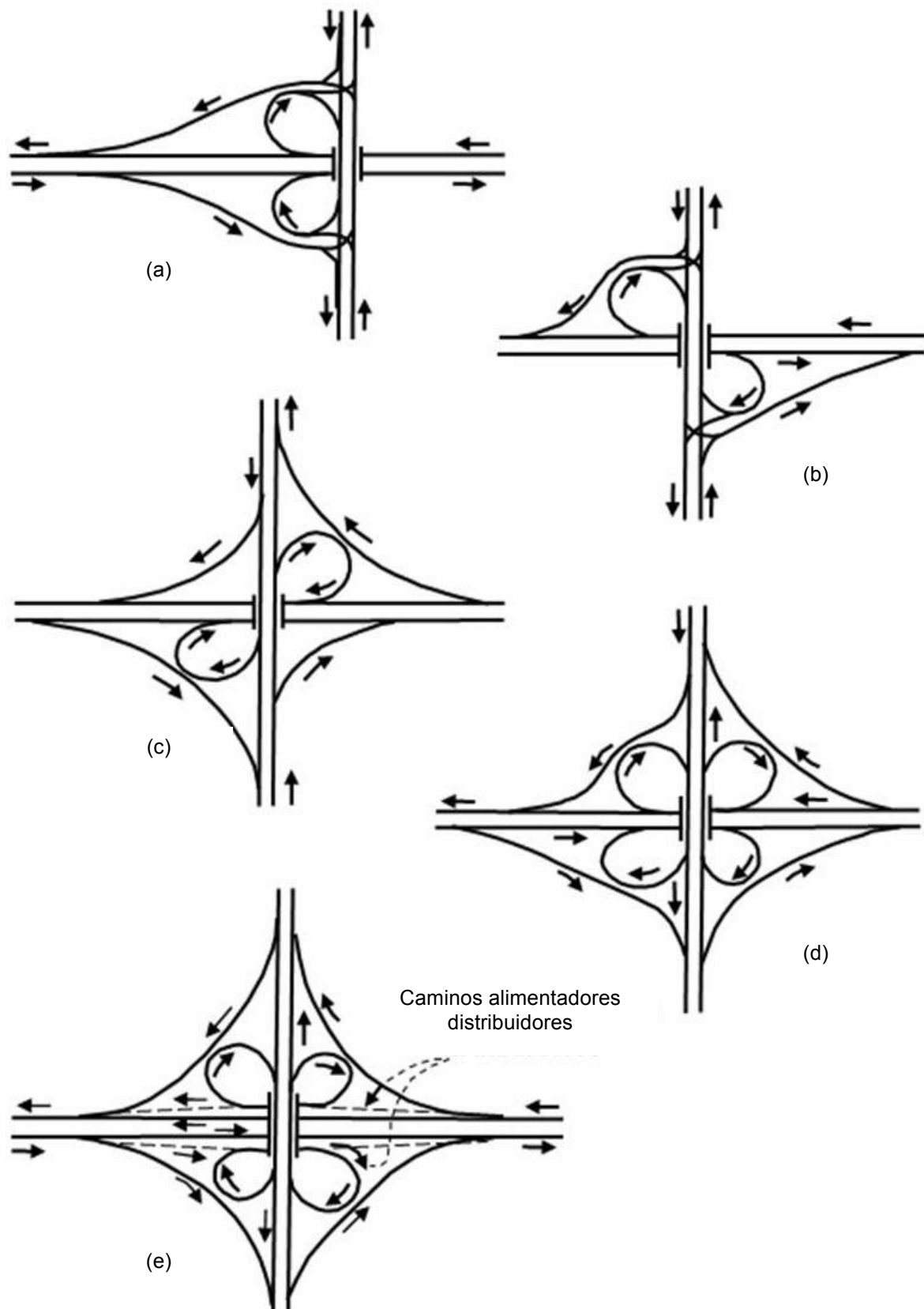


Figura 1.12 Tipos de entronques a desnivel en forma de trébol.

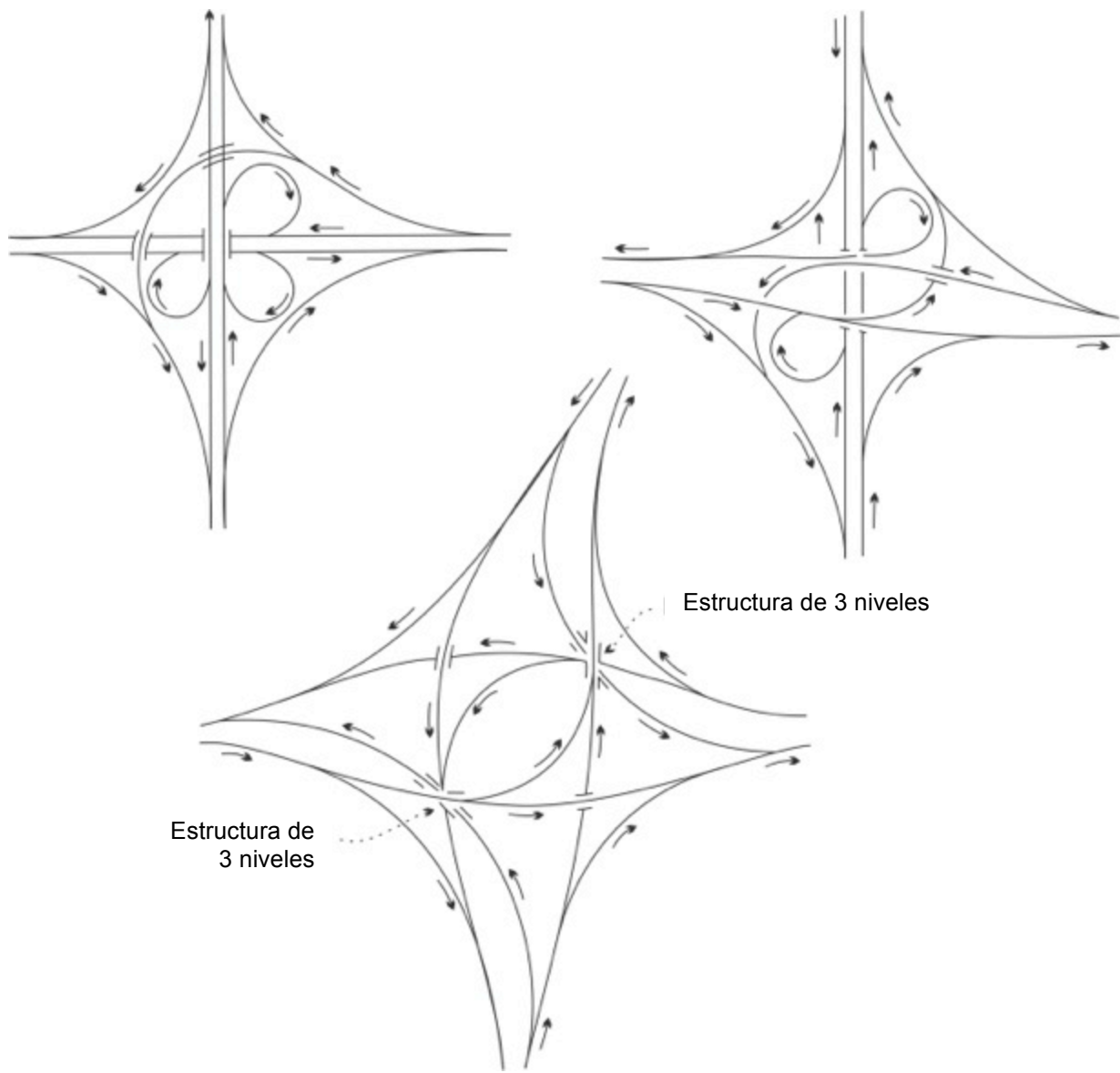


Figura 1.13 Ejemplos de entronques direccionales.

Intersecciones con líneas de ferrocarril.

En el proyecto de una carretera que intercepta la vía del ferrocarril, deberán considerarse la pendiente de acceso, la distancia de visibilidad, el drenaje, el volumen del tránsito vehicular, y la frecuencia del movimiento regular de trenes en la intersección.

El tipo particular de revestimiento y la clase de construcción en el cruce a nivel o desnivel dependerán también de la clase de ferrocarril y de la clase de carretera.

Se ha recomendado el uso de pasos a desnivel en los cruces con el ferrocarril en todas las líneas ferroviarias principales que consten de dos o más vías y en todas las líneas de una sola vía cuando el movimiento regular de trenes consta de seis o más trenes por día. Otras consideraciones tomadas en cuenta para separar el tránsito entre ferrocarriles y carreteras, son los elementos de retraso y seguridad.

Las estructuras de los pasos a desnivel de los ferrocarriles pueden ser pasos elevados o inferiores para que la carretera pase por encima o por debajo del ferrocarril. La selección del tipo de estructura dependerá en gran parte de las condiciones topográficas y de la consideración del costo inicial. Los problemas de drenaje en los pasos inferiores pueden ser graves; puede ser que gran parte del tiempo tenga que bombearse el agua superficial, y la falta del equipo ocasionará algunas veces que los pasos inferiores se inunden con la consiguiente obstrucción del tránsito.

Los entronques direccionales también llamados sistemas de intercambio de tránsito sin cruzar a nivel o distribuidores viales normalmente se proporcionan sólo donde el tránsito de cruce y el de vuelta no pueden ser fácilmente acomodados por una intersección a nivel. Los distribuidores viales deben tener el mismo grado de eficiencia que los caminos que forman la intersección; por lo tanto, las especificaciones relativas a la velocidad de proyecto, alineamiento y sección transversal deben ser congruentes con las especificaciones de los caminos.

Generalmente las especificaciones geométricas en rampas son menores que aquéllas para los caminos que se interceptan, pero se sugiere que no sean mucho menores.

Las características notables del proyecto de este tipo de entronque es el uso de una alta velocidad de proyecto en toda su longitud con rampas y enlaces curvos de grandes radios. Por lo tanto la superficie de suelo para un entronque direccional es muy grande.

Recientemente, la experiencia con entronques direccionales ha revelado que hay problemas operacionales asociados con las rampas de entrada y salida a la izquierda. La mayoría de los conductores espera que la salida de las autopistas se encuentre a la

derecha y que las entradas sean también por la derecha. Cuando se viola esta suposición, ocurren maniobras erráticas, la confusión y en algunas ocasiones los accidentes.

Para lo antes mencionado se han considerado proyectos alternativos que se muestran en la figura 1.14. El diseño A es un entronque direccional en el cual el conductor que desea ir hacia la derecha, se dirige a la derecha y un conductor que desea ir hacia la izquierda, se dirige a la izquierda. El diseño B es una configuración preferida de salida sencilla, en la cual un conductor que se dirige al norte toma sus decisiones una sola vez. El conductor sale a la derecha y entonces, decide si sigue rumbo al este o al oeste.

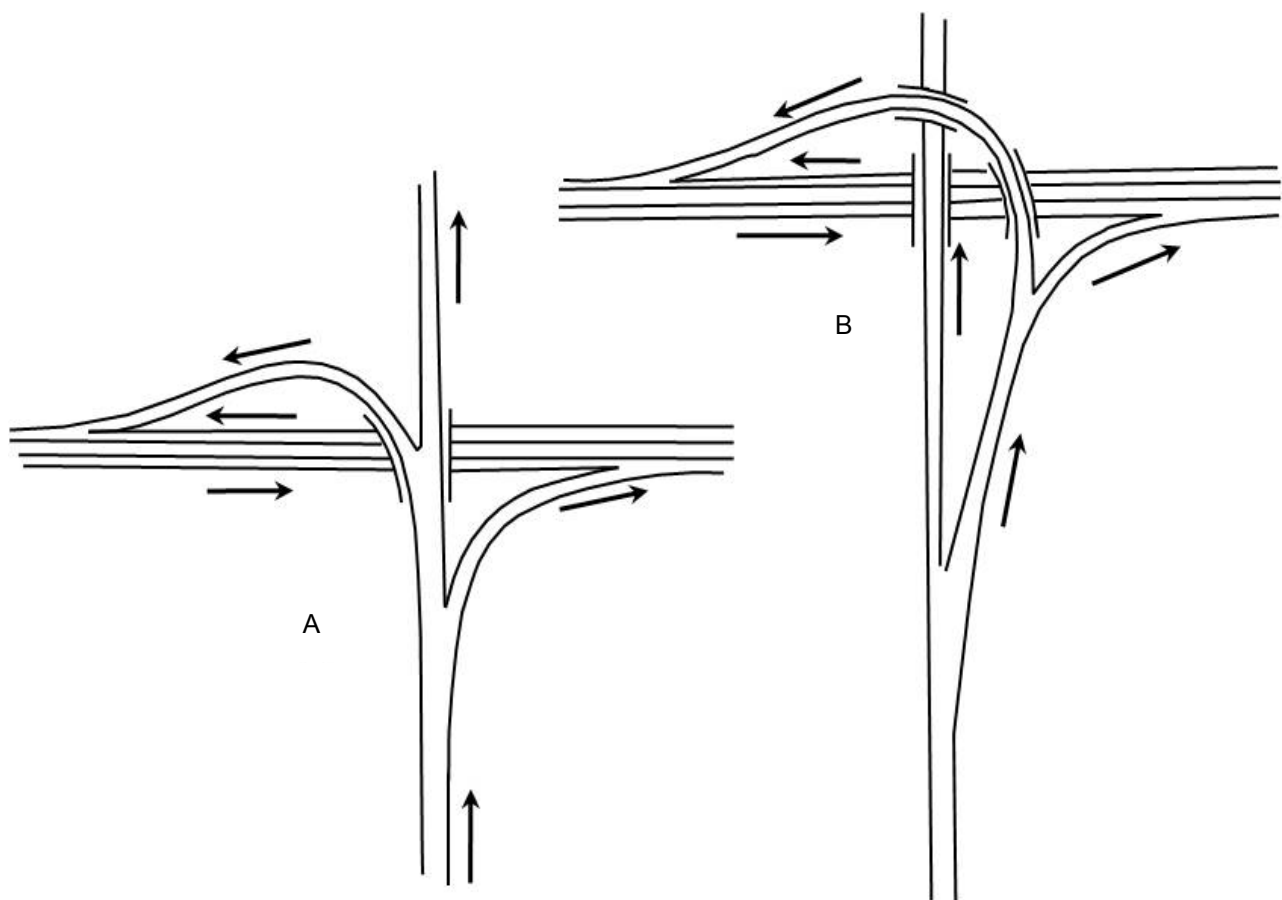


Figura 1.14 Diseños de entronques con una y dos salidas para distribuidor vial.

CAPÍTULO 2

ESTADO DEL ARTE

DE LOS MUROS DE TIERRA

MECÁNICAMENTE ESTABILIZADOS

2. ESTADO DEL ARTE DE LOS MUROS DE TIERRA MECÁNICAMENTE ESTABILIZADOS.

En este capítulo se describirán las características principales de los muros y taludes de tierra mecánicamente estabilizados de tipo extensible e inextensible, como es el caso de los muros con Tierra Armada y geosintéticos, respectivamente.

2.1 MUROS DE TIERRA MECÁNICAMENTE ESTABILIZADOS DE TIPO INEXTENSIBLE Y EXTENSIBLE.

Los muros de tierra mecánicamente estabilizados (**MSEW**, por sus siglas en inglés “**Mechanically Stabilized Earth Wall**”) o los taludes de tierra reforzado (**RSS**, por sus siglas en inglés “**Reinforced Soil Slopes**”), son terraplenes donde la tierra es su principal componente; y dentro de este, en el proceso de compactación, se colocan elementos de refuerzo para aumentar su resistencia a la tensión y al cortante (fotografía 2.1).



Fotografía 2.1 Muro de tierra mecánicamente estabilizado.

En taludes se pueden colocar refuerzo en los terraplenes, o se pueden construir muros MSEW, los cuales actúan como estructuras de gravedad. Los muros pueden comportarse como estructuras de contención o contrapesos.

Estructuras de tierra reforzada.

Las estructuras de tierra reforzada consisten en colocar tiras o capas de refuerzo en el proceso de compactación de terraplenes con taludes de alta pendiente. Internamente deben su resistencia principalmente al refuerzo y externamente actúan como estructuras masivas por gravedad. Son fáciles de construir. Utilizan la tierra como su principal componente y pueden adaptarse fácilmente a la topografía.

Permite construirse sobre suelos blandos, tolera asentamientos diferenciales y puede demolerse o repararse fácilmente, pero se requiere espacio disponible superior al de cualquier otra estructura de contención.

La tierra reforzada moderna fue inventada y patentada por el ingeniero francés Henri Vidal en los años 60's del siglo XX, y llegó a América en 1972. Originalmente se utilizaron láminas de acero (figura 2.1). Posteriormente se han utilizado mallas metálicas y geosintéticos (figuras 2.2 y 2.3). Estos muros se conocen como "muros de tierra mecánicamente estabilizada" MSEW, debido a que los términos "tierra reforzada" y "Tierra Armada" han sido objeto de patentes.

Tipos de refuerzo utilizado.

Los muros y taludes de tierra pueden ser reforzados con láminas o malla metálica o con geosintéticos (geotextiles o geomallas), como se observa en la figura 2.4. La diferencia entre los diversos tipos de refuerzo se resume en la tabla 2.1.

Tipos de estructura.

Existen básicamente dos tipos de estructura de tierra reforzada:

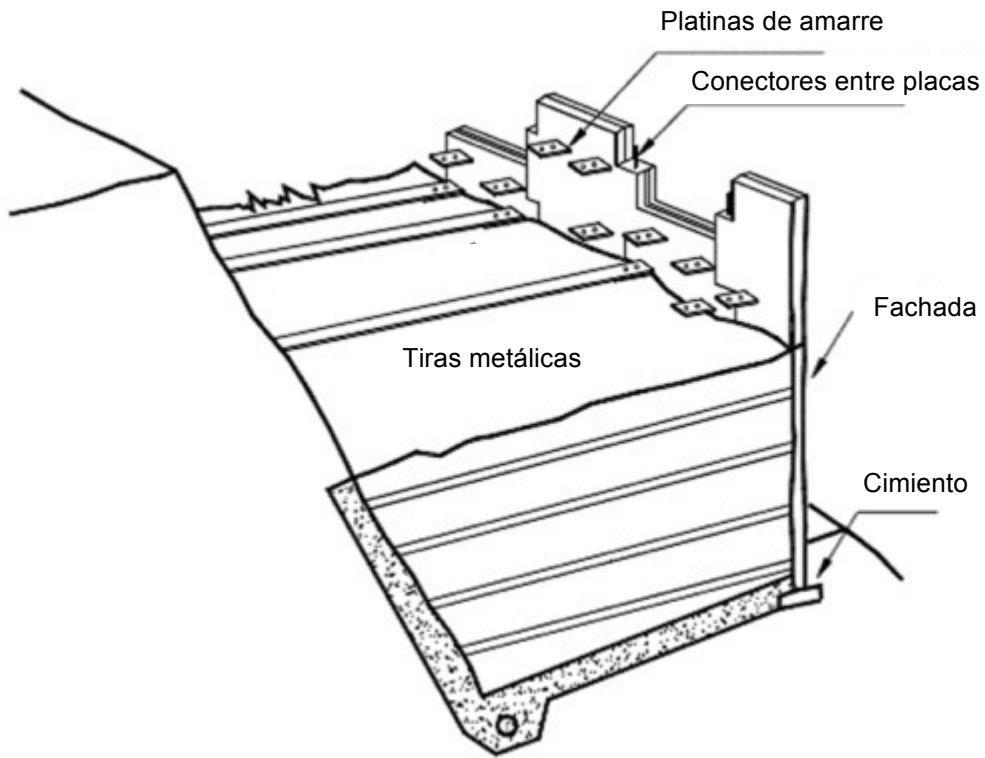


Figura 2.1. Muro de Tierra Armada con refuerzo de tiras metálicas.

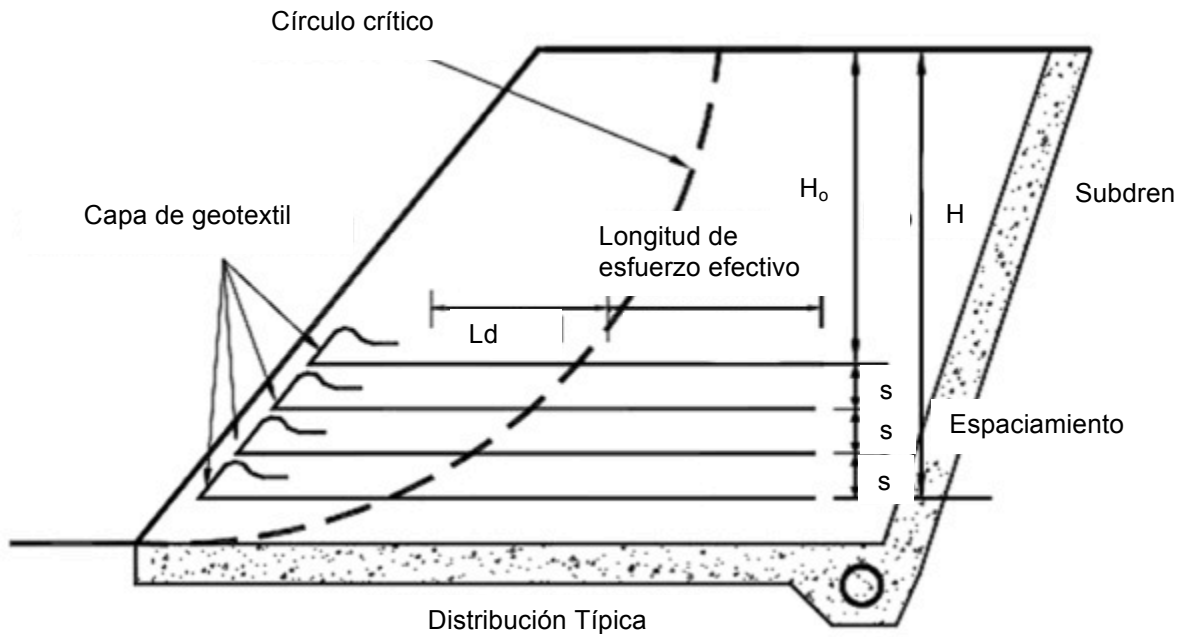


Figura 2.2 Tierra reforzada con geotextil.

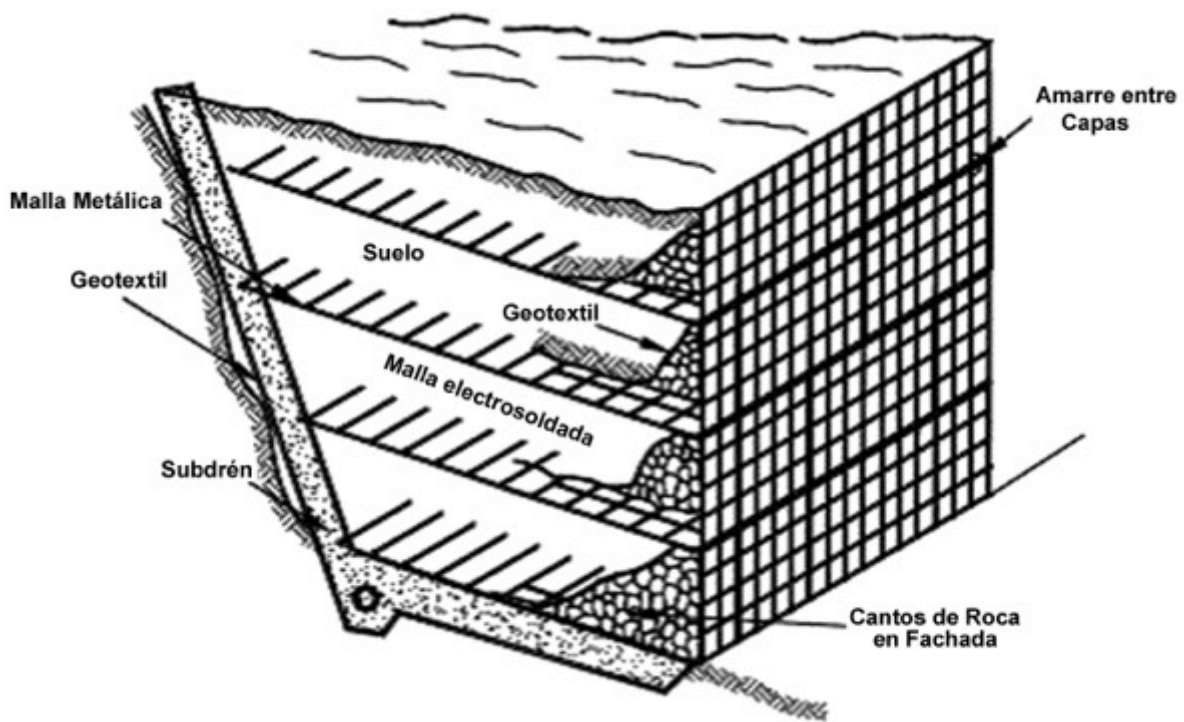


Figura 2.3 Tierra reforzada con malla electro-soldada de acero galvanizado.

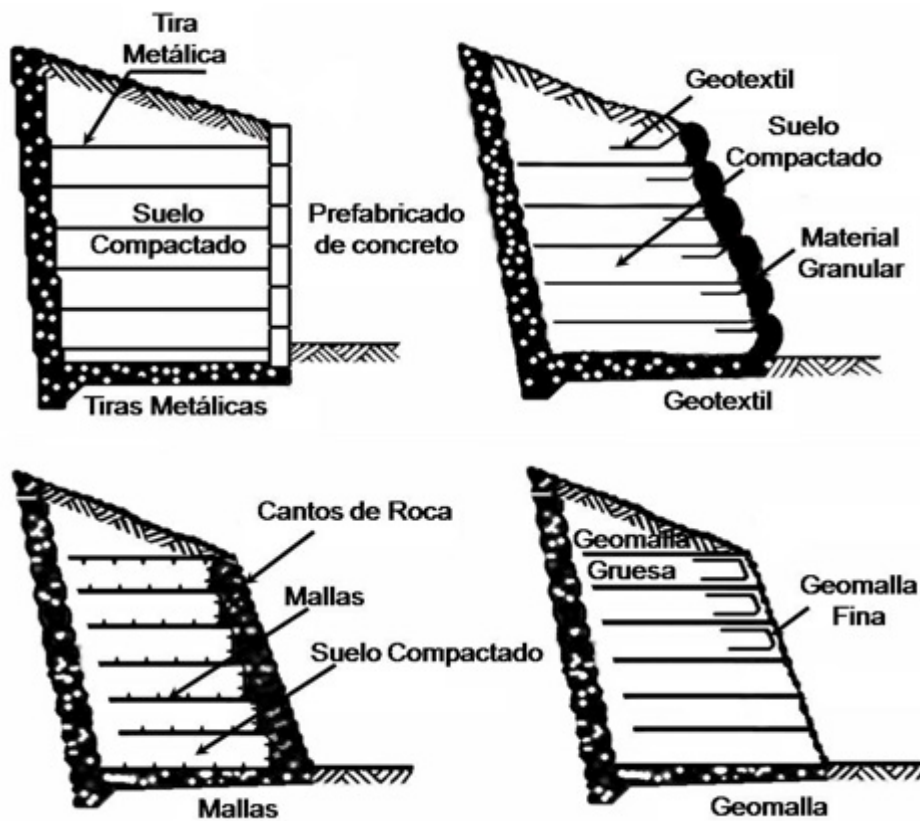


Figura 2.4 Tipos de refuerzo para muros MSEW.

Tipo	Ventajas	Desventajas
Refuerzo con tiras metálicas.	Los refuerzos metálicos le dan rigidez al terraplén y los prefabricados de concreto en su cara de fachada los hace presentables y decorativos. Existen empresas especializadas dedicadas a su construcción. El agua no se acumula entre capas.	Las zonas de refuerzo requieren protección especial contra la corrosión. Se requieren características especiales en el relleno utilizado con los elementos de refuerzo. Algunos tipos de muro de Tierra Armada están cubiertos por patentes.
Refuerzo con malla metálica.	La malla le da cierta rigidez al terraplén y las capas no constituyen superficies de debilidad. El efecto de anclaje es mejor. El agua no se acumula entre capas.	Dependiendo del material constitutivo, la malla puede descomponerse o corroerse. Hay dificultades para la unión con la fachada.
Refuerzo con geomalla sintética.	El terraplén es relativamente rígido. Se deforma menos que los de geotextil. El agua no se acumula entre capas.	Dependiendo de la rigidez de la malla puede requerirse un material diferente para la fachada.
Refuerzo con geotextil.	Son generalmente muy económicos y fáciles de construir.	Son muy flexibles y se deforman fácilmente. Las capas de geotextil se pueden convertir en superficies de debilidad para deslizamientos. El geotextil se descompone con la luz solar. El agua puede acumularse entre capas.

Tabla 2.1 Diferentes tipos de refuerzo.

a. **Muros de tierra mecánicamente estabilizada (MSEW).** Los muros MSEW son muros en tierra reforzada con láminas o mallas metálicas o con geosintéticos (geomallas o geotextiles).

Como criterio general, un muro MSEW tiene una pendiente de la fachada de más de 70° con la horizontal, y se comporta como una estructura de contención a gravedad (figura 2.5). Estas estructuras se diseñan como muros de contención y se deben diseñar para:

- Estabilidad general (estabilidad del talud sobre el cual se encuentra el muro).

- Capacidad de soportes.
- Volcamiento.
- Deslizamiento del muro.
- Deformación excesiva.
- Rotura del refuerzo.
- Extracción del refuerzo.
- Unión refuerzo - fachada.
- Estabilidad de la fachada.

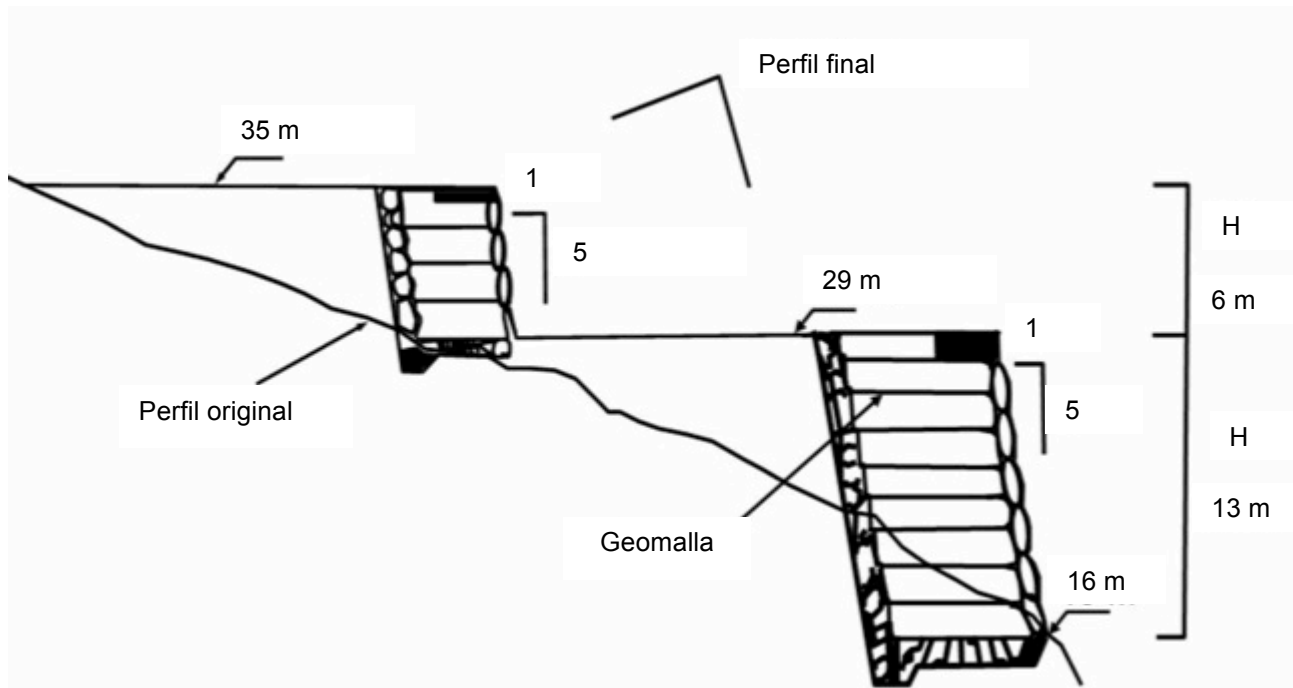


Figura 2.5 Muros de contención con tierra reforzada.

Los muros MSEW de acuerdo a la **AASHTO (American Association of State Highway Transportation Officials)** requieren para su construcción de materiales de relleno granular relativamente limpio; sin embargo en los países tropicales se utilizan con frecuencia materiales mixtos con contenidos altos de arcilla.

b. **Taludes reforzados (RSS)**. Son taludes reforzados con refuerzos metálicos o geosintéticos, los cuales tienen inclinación de la fachada con menos de 70° en relación a la horizontal (figura 2.6). Aunque técnicamente es posible que se diseñen taludes

reforzados con pendiente superior a 70° , se recomienda que a partir de esta inclinación las estructuras de tierra reforzada se diseñen como muros y no como taludes. Los taludes reforzados (RSS) no se diseñan como estructuras de contención sino solamente utilizando sistemas de análisis de estabilidad de taludes por el método del equilibrio límite.

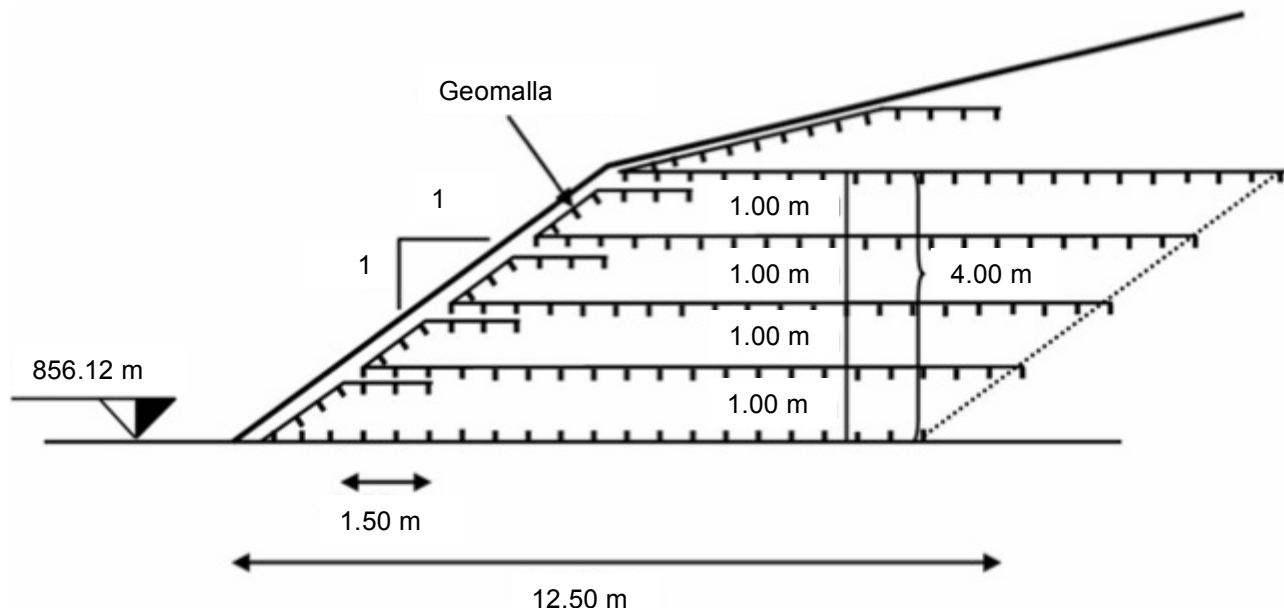


Figura 2.6 Taludes de contención con tierra reforzada.

El diseño de taludes RSS utilizando refuerzos de geosintéticos se basa en versiones modificadas de los métodos clásicos de equilibrio límite de taludes. Modelos numéricos y de campo (Christopher 1990), indican que el sistema de diseño de equilibrio límite es relativamente conservador.

Los taludes reforzados no requieren, según la **FHWA (Federal Highway Administration)**, un material de relleno tan granular y limpio como se requiere para los muros MSEW y por esta razón en muchas ocasiones es más económico construir un talud reforzado (RSS) que un muro MSEW.

Hasta la fecha no se conoce de especificaciones AASHTO para el diseño de taludes reforzados (RSS). Sin embargo, en las guías de la FHWA se recomiendan procedimientos para el diseño de taludes reforzados.

Razones para su empleo.

El uso de estructuras de tierra reforzada se ha popularizado por las siguientes razones:

- *Economía.* Estas estructuras de tierra reforzada con geosintéticos son mucho más económicas que los muros en concreto simple o reforzado. Por razones económicas también se acostumbran a utilizar los geotextiles como refuerzo a pesar de que su comportamiento es generalmente menos eficiente que las geomallas y otros tipos de refuerzo.
- *Comportamiento.* La flexibilidad de los muros de tierra reforzada con geosintéticos representa una ventaja sobre las estructuras rígidas. Del mismo modo los muros y taludes de tierra con geosintéticos se comportan mejor que los terraplenes sin refuerzo.
- *Estética.* Los muros y taludes reforzados con geosintéticos permiten el recubrimiento con vegetación, lo cual los hace muy atractivos desde el punto de vista paisajístico y ambiental.

Usos principales.

Entre los usos de las estructuras de tierra con refuerzo se encuentran las siguientes:

- *Terraplenes para carreteras.* La construcción de muros y taludes reforzados para la conformación de terraplenes en carreteras es una práctica muy común (figura 2.7). La principal ventaja es el menor volumen de relleno que se requiere cuando se coloca refuerzo. Igualmente los terraplenes con refuerzo se comportan mejor ante eventos sísmicos.
- *Estabilizado de taludes en corte.* Cuando existen amenazas de deslizamiento en los cortes de carreteras una alternativa de estabilización es la construcción de un muro MSEW (figura 2.8). Para poder utilizar los muros de tierra reforzada con geosintéticos

para la estabilización de cortes, se requiere que el espacio entre la vía y el talud sea lo suficientemente grande para permitir la construcción del muro.

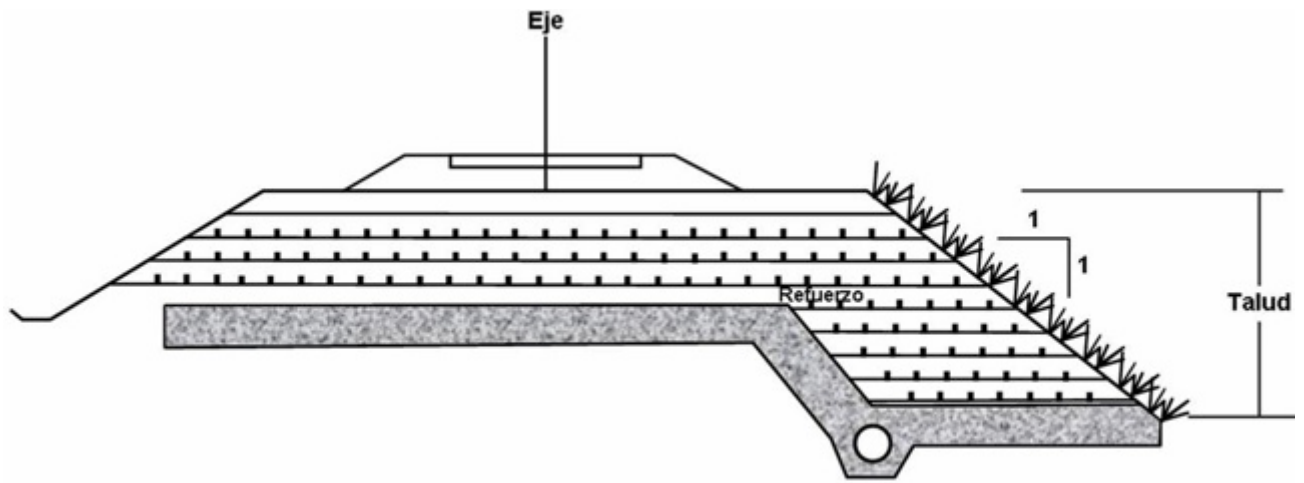


Figura 2.7 Terraplén reforzado en una vía férrea (Modificado de Wayne y Miller 1996).

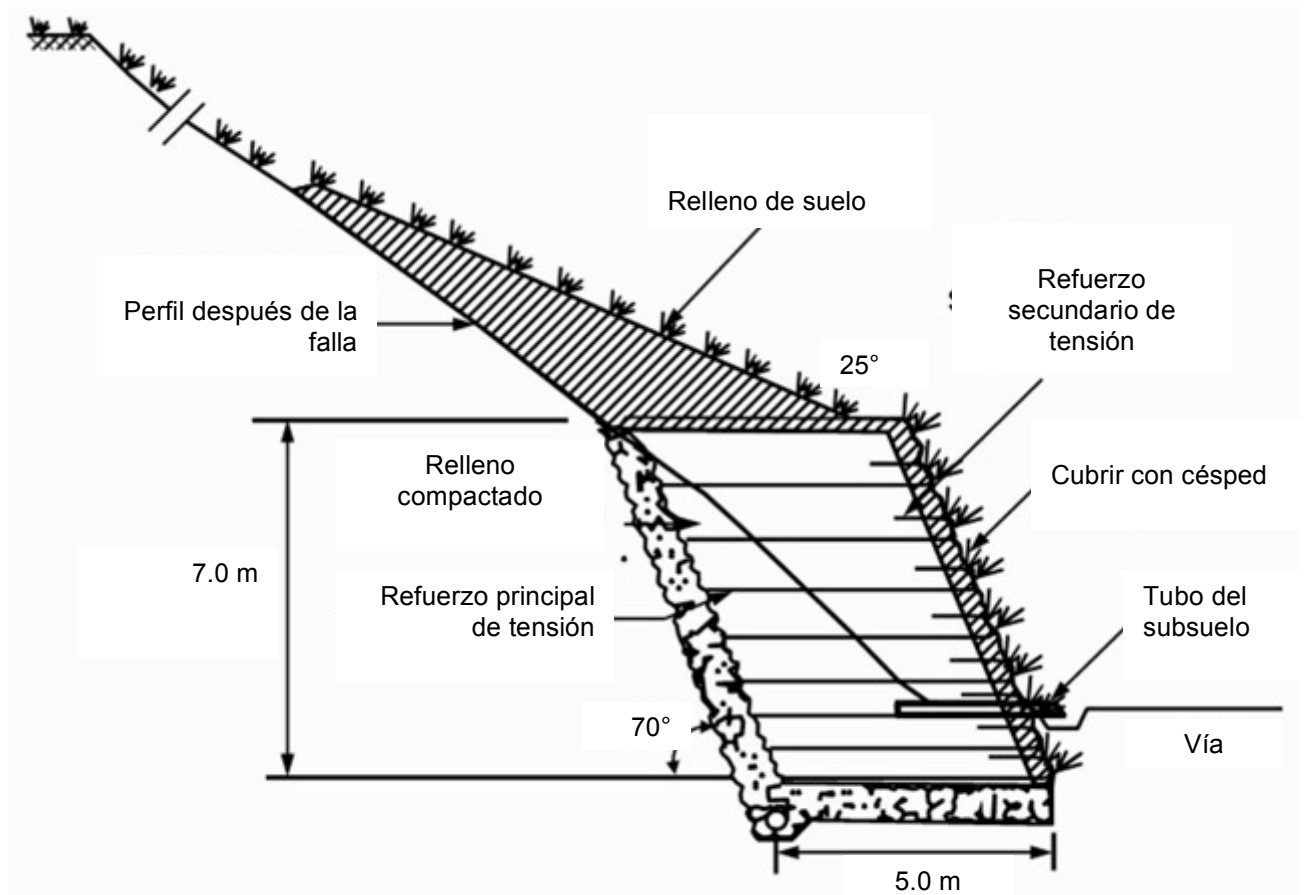


Figura 2.8 Esquema de la estabilización de un corte utilizando un muro MSEW.

Se debe diseñar un sistema de subdrenaje eficiente para manejar las aguas subterráneas o de infiltración en la interface entre el muro y el talud.

- Conformación de áreas planas en zonas urbanas. En proyectos de urbanizaciones en zonas de montaña se requiere con frecuencia construir terraplenes para la conformación de áreas planas para las viviendas.

La alternativa de utilizar muros de tierra reforzada con geosintéticos es muy atractiva cuando se tienen materiales disponibles para los rellenos. La principal ventaja de estos muros es que se pueden utilizar fachadas de alta pendiente, las cuales utilizan menos espacio que los terraplenes comunes.

- Estabilización de botaderos de residuos y rellenos sanitarios. Los muros o diques de tierra reforzada con geosintéticos se utilizan con mucha frecuencia para construir las estructuras de contención alrededor de botaderos de residuos o rellenos sanitarios (figura 2.9).

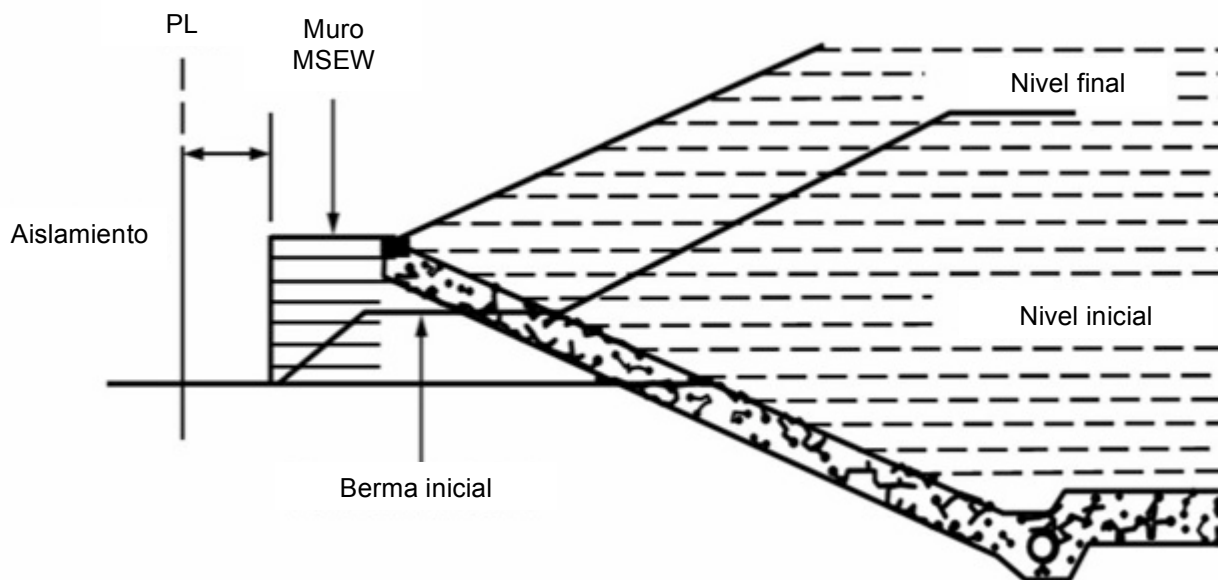


Figura 2.9 Uso de una estructura de tierra con refuerzo de geosintéticos para estabilizar el pie de un relleno sanitario.

2.2 SISTEMA CON TIERRA ARMADA (INEXTENSIBLE).

El sistema de Tierra Armada se basa en la idea de combinar los trabajos de manipulación de tierras con bandas de refuerzo de acero galvanizado, creando así un material compuesto, nuevo y dotado de una gran resistencia.

La fricción generada entre la tierra y los elementos de refuerzo es el principio fundamental de la Tierra Armada: las fuerzas de tensión desarrolladas dentro de la masa se transmiten a los refuerzos por medio de la fricción producida en las interfases. Los refuerzos son puestos a trabajar por las fuerzas de tensión y la masa en conjunto se comporta como si tuviera a lo largo de la dirección de los refuerzos una cohesión proporcional a la resistencia a la tensión de dichos refuerzos.

La Tierra Armada se utiliza más comúnmente en la construcción de grandes muros en montaña o cuando las condiciones de cimentación son difíciles, o en obras urbanas que presentan condiciones de espacio muy reducido para su ejecución (fotografía 2.2).

Los estribos de Tierra Armada son una solución muy usada para enlaces en vías terrestres, los muros con este sistema soportan líneas estatales de ferrocarril y de transporte de ferrocarril de alta velocidad en muchos países. Las estructuras construidas con Tierra Armada tienen buena respuesta contra las vibraciones causadas por tráfico de ferrocarril. Los muros pueden ser de dos clases distintas: los que se construyen paralelos a la vía y los que se construyen para soportar la vía.

Además se han desarrollado una gran variedad de obras de ingeniería con el sistema de Tierra Armada en proyectos marítimos y fluviales. Estas incluyen el soporte de carreteras costeras, muros y muelles, diques marítimos, presas y obras en las márgenes de ríos. El uso de este método permite diversas ventajas incluyendo la resistencia a presiones hidrostáticas altas, al oleaje, a los efectos de la marea, a tormenta y hielo.

Dentro del ramo industrial y de protección se han aplicado soluciones para silos y depósitos de almacenaje, cuya construcción comprendía en ocasiones muros para

estabilizar pendientes. También el proceso constructivo de Tierra Armada se emplea en obras de minería y en instalaciones de trituración de material.



Fotografía 2.2 Sistema de Tierra Armada.

La Tierra Armada se basa en el refuerzo del macizo de relleno con flejes, ya sean metálicos o sintéticos, que generan fricción con el terreno (fotografía 2.3). De esta manera, el mismo macizo se convierte en muro de contención, con lo que no necesita cimentación alguna, ya que su base de apoyo es toda la superficie del terraplén. Esto genera que su empleo sea muy recurrido en suelos compresibles y de baja capacidad portante.

Cuando se emplea el sistema en estribos de puentes se evitan complejas cimentaciones típicas de estas estructuras, con la ventaja de realizar el terraplén de la parte posterior a medida que se va levantando la estructura, quedando al finalizar los dos trabajos

realizados al mismo tiempo y dando un aspecto característico a los paramentos con la forma típica de las escamas prefabricadas.



Fotografía 2.3 Refuerzo con tiras metálicas para el sistema de Tierra Armada.

Para la construcción de muros de contención de gravedad o estribos de puentes donde existe una viga cargadero, que es la encargada de soportar las reacciones horizontales y verticales del tablero, transmitirá las cargas al macizo de Tierra Armada.

Dependiendo de las condiciones del entorno y el fin de la estructura proyectada existen flejes metálicos de alta adherencia diseñados para mejorar e incrementar las tensiones producidas entre terreno y armadura.

Los flejes sintéticos son utilizados en ambientes hostiles, ya sea por la agresividad del material de relleno, como por la existencia de corrientes parásitas, hacen aconsejable su empleo.

2.3 SISTEMA CON GEOSINTÉTICOS (EXTENSIBLE).

Los materiales nombrados como geosintéticos son productos fabricados a base de polímeros denominados también como plásticos, que son moléculas gigantes obtenidas sintéticamente a partir de derivados de la industria petroquímica, para su uso en la ingeniería civil, la geotecnia y la ingeniería ambiental.

Los principales miembros de esta familia son los geotextiles, las geomembranas, las geomallas, las georedes, las geoceldas y muchos otros denominados geocompuestos (fotografía 2.4). Las aplicaciones de los geosintéticos son múltiples, en una obra de ingeniería, en la actualidad se reconocen cuatro aplicaciones principales: separación, al evitar o disminuir la combinación de materiales de diferente granulometría; filtración y drenaje, al impedir la migración de partículas de tierra y permitir el libre flujo de agua y gases; refuerzo, al soportar tensiones, estabilizar la masa del tierra e impermeabilización, al formar una capa que impide el paso de fluidos y partículas de tierra.



Fotografía 2.4 Materiales geosintéticos.

Los geotextiles son materiales para construcción, flexibles y permeables a los fluidos, capaces de retener partículas de tierra mayores que el tamaño de sus poros. En la fabricación de geotextiles se emplean predominantemente dos tipos de plásticos el polipropileno y el poliéster. Estos plásticos deben transformarse primero en filamentos, para después mediante un proceso textil, formar telas de diferentes características. De acuerdo a su proceso de fabricación se clasifican en tejidos y no tejidos.

Las geomembranas son láminas sintéticas con permeabilidad muy baja que se utilizan en combinación con otros materiales geotécnicos para controlar o actuar como barrera a la migración de un fluido. Estas membranas se elaboran en diferentes espesores y anchos a partir del proceso de extrusión, de calandreo o el de impregnación de un sustrato con el polímero en estado líquido. Los materiales con que más comúnmente se fabrican son polietileno y policloruro de vinilo plastificado y en menor escala con hule butilo.

Las geomallas son estructuras bidimensionales, fabricadas con polímeros de alta densidad, mediante un proceso de extrusión y estirado ya sea en un sentido o en ambos, formando así geomallas mono-orientadas o bi-orientadas. Esta tecnología permite obtener productos de alta calidad técnica, son químicamente inertes y de elevada resistencia a la tracción, son utilizadas para el refuerzo del terreno.

Las georedes son estructuras en forma de red, elaboradas a partir de láminas de polietileno de alta densidad y polipropileno. El proceso comienza con la perforación de la lámina formando hoyos, posteriormente se somete el material a calentamiento y orientación mediante rodillos giratorios en serie que jalan el material, obligándolo a estirarse en el sentido de la tracción, los rodillos incrementan su velocidad a medida que avanza el material de rodillo en rodillo. De esta manera se genera el aumento de la resistencia del material. Existen de dos tipos, las uniaxialmente orientadas y las biaxialmente orientadas.

Las geoceldas son estructuras tridimensionales en forma de panal de abeja, elaborada en polietileno mediante extrusión en continuo, sin soldaduras sucesivas, de esta manera es una estructura monolítica altamente resistente a la tracción permitiendo abrirse como

acordeón formando así una serie de celdas hexagonales unidas todas entre sí, por ello puede ser transportada y almacenada en espacios reducidos. Para su colocación en obra se coloca y estira a su máxima extensión.

Los geocompuestos son una gran variedad de materiales con elevadas cualidades filtrantes y drenantes, elaboradas mediante el acoplamiento de geotextiles no tejidos y georedes. El acoplamiento del geotextil y la geored con capacidad drenante y distribuidora de las cargas permite construir un sistema completo “filtro-dren” extremadamente compacto.

Algunas aplicaciones de los geosintéticos en ingeniería se dan en: taludes y muros de tierra, terraplenes en suelos blandos, control de erosión, almacenamientos, cortinas de presas, canales, vías de comunicación, sistemas de filtración y drenaje, la disposición de residuos líquidos y sólidos, entre otras.

Para la realización de muros de contención, retención y sostenimiento existen motivos ambientales y razones técnicas que obligan a la realización de terraplenes, elevaciones de terreno o apoyos de puentes, con la base lo más estrechamente posible. La solución a esta problemática es una pared vertical que puede ser realizada con concreto, acero, madera o con bloques monolíticos de toda la altura o con paneles superpuestos. Para esta situación el muro deberá ser anclado utilizando geomalla colocada horizontalmente adentro del terreno y perpendicularmente a la pared misma creando así un sistema tierra-geomalla.

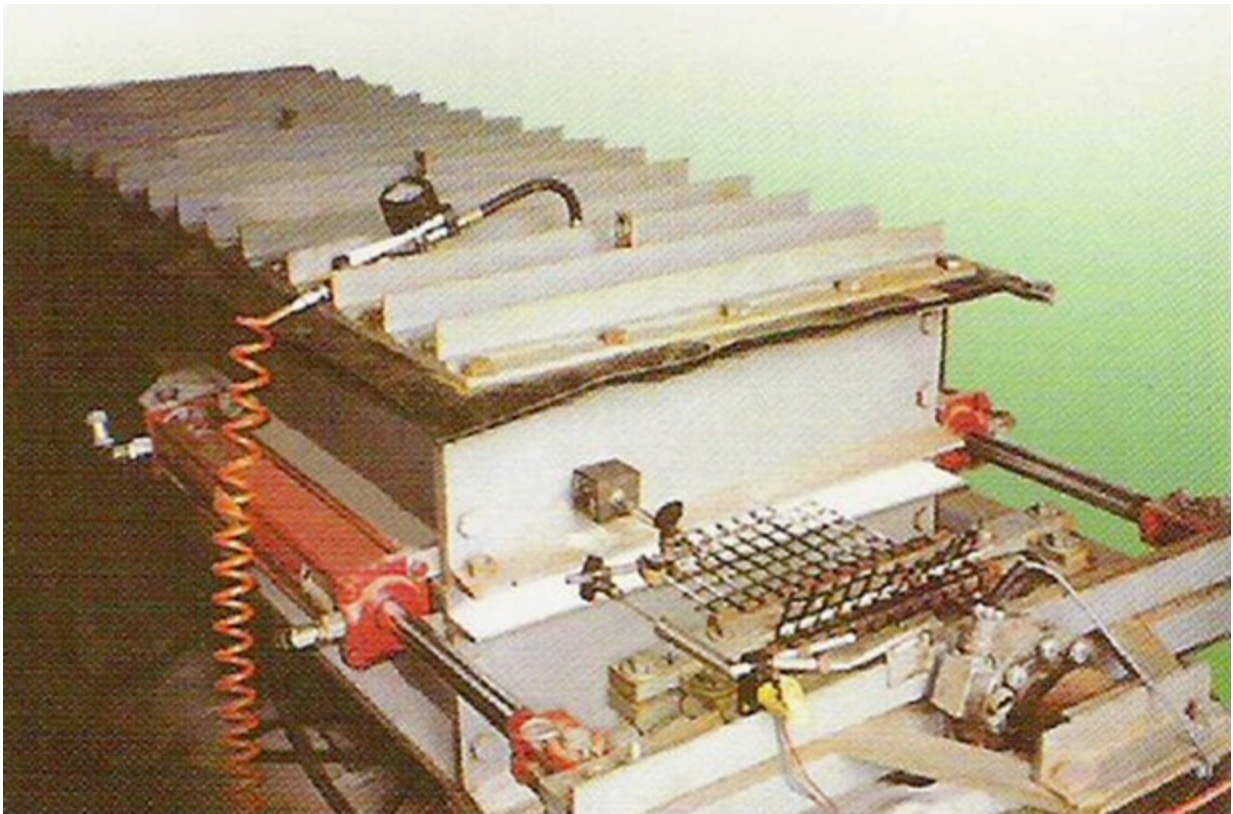
Las geomallas debido a su resistencia a la tracción y a su estructura de lámina continua agujereada, permiten el anclaje a la pared y refuerzan internamente el terreno a su vez, con una acción más eficaz, que aquella de los sistemas de anclaje por medio de cables o armaduras discretas.

Para todos los métodos de análisis de taludes y terraplenes, el refuerzo que se utilice debe tener una suficiente resistencia a la tensión y que permanezca sano e inalterado por un

tiempo de vida mucho mayor al de la estructura que se diseñe. Existen dos mecanismos de falla potenciales que deben considerarse:

- a. Pullout (extracción), nombrado también como falla por adherencia (fotografía 2.5).
- b. Resistencia a la tensión, falla por sobreesfuerzo del refuerzo (fotografía 2.6).

El pullout se presenta como resultado de un desplazamiento excesivo de la capa del geosintético de refuerzo en la tierra. Se asemeja al resbalón que se genera al pisar una cascara de plátano con el pie. Este tipo de falla está relacionada con las capas de refuerzo embebidas en suelos friccionantes.

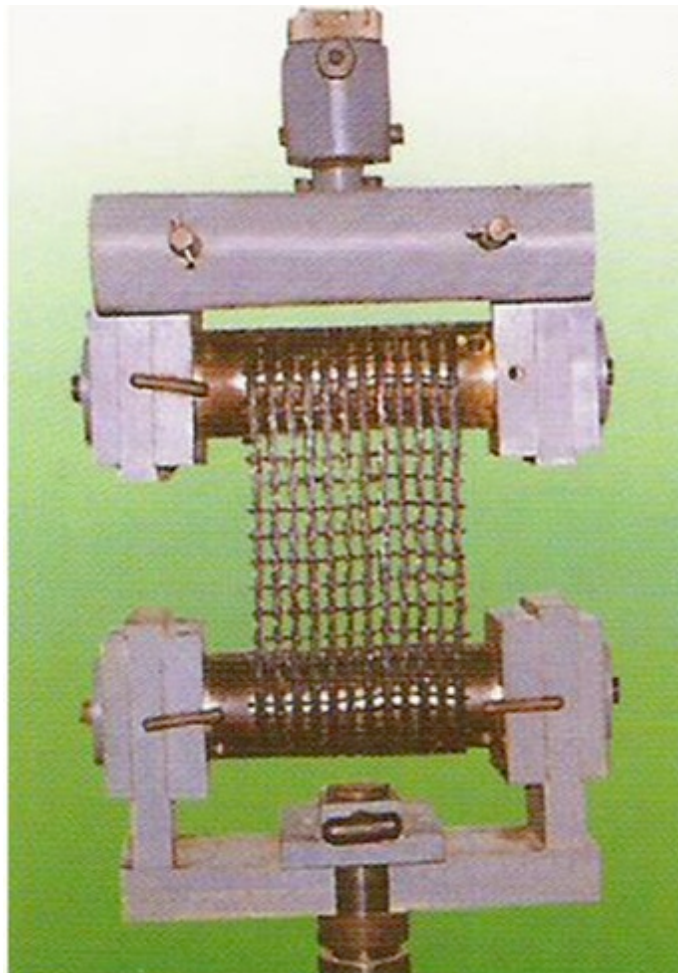


Fotografía 2.5 Mesa de ensayo para la prueba del Pullout.

La falla por falta de adherencia ocurre cuando el refuerzo tiene poca interacción con el suelo al cual se encuentra reforzando, generalmente con un suelo puramente cohesivo. Este mecanismo se asocia a terraplenes reforzados sobre suelos arcillosos.

La falla por sobreesfuerzo por tensión en el refuerzo se presenta cuando el esfuerzo actuante a la tensión sobrepasa al esfuerzo de trabajo permisible en dicho refuerzo, lo cual se traduce en una deformación inadmisibles y probablemente hasta la ruptura del mismo. A esta falla se le conoce como “ruptura”, aunque en realidad no se alcance el rompimiento del refuerzo, ya que las cargas de diseño se seleccionan para que permanezcan siempre muy por debajo de su resistencia última (fotografía 2.6). Generalmente, a los refuerzos permisibles de trabajo se les nombra como “carga de diseño permisible, a largo plazo”. Estos valores varían con el tipo de refuerzo utilizado.

El refuerzo secundario se recomienda para las caras de los taludes, para prevenir y minimizar las deformaciones y fallas locales del talud, así como para hacer más fácil su construcción.



Fotografía 2.6 Prueba de resistencia (ASTM D-4595).

Las normas emitidas por la FHWA recomiendan que el refuerzo secundario se coloque con separaciones menores a 60 cm y con una extensión de 1.20 a 1.50 m hacia adentro del talud. Este refuerzo secundario no necesita tener la misma resistencia que el refuerzo primario y puede ser cualquier tipo de refuerzo que satisfaga el requerimiento.

La erosión en la cara del talud, debida principalmente a los escurrimientos superficiales puede prevenirse revegetando el talud, ya sea con pasto en rollo o con plantas nativas de la región, para solucionar esta problemática también existen una serie de productos especialmente diseñados para ello, las geoceldas.

CAPÍTULO 3

ESTRIBOS DEL PUENTE VEHICULAR

“LA NUEVA VERACRUZ” Y MÉTODO

DE ANÁLISIS

3. ESTRIBOS DEL PUENTE VEHICULAR “LA NUEVA VERACRUZ” Y MÉTODO DE ANÁLISIS.

En el presente capítulo se describen las características principales del puente vehicular “La Nueva Veracruz”, así como los diversos estudios realizados para la exploración del sitio donde se ubica y las metodologías de diseño con los sistemas de Tierra Armada y geosintéticos.

3.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.

El proyecto analizado para este trabajo de tesis se basa en el diseño y construcción de rampas de acceso de tipo vehicular para un puente ubicado en el actual acceso a los 7 terrenos propiedad de Inmobiliaria Aluminio, S.A. de C.V. situados en el km 435.3 de la carretera México-Xalapa-Veracruz, en el municipio de Veracruz, Ver.

Las rampas forman parte integral de la obra denominada “Ramal 10 del paso vehicular a desnivel sobre el ferrocarril mexicano línea “S”, en el cadenamiento 421+209.92” de la carretera federal Veracruz-Xalapa, que servirá de acceso al desarrollo inmobiliario conocido como “La Nueva Veracruz”.

El puente se diseñó con una superestructura formada por 8 tramos con las siguientes longitudes: 7 tramos de 32 m de claro, más 1 tramo de 57 m de claro, soportados por 7 pilas (centrales) y 2 caballetes (extremos). Cada claro de 32 m serán soportados por seis trabes de concreto pre-esforzado tipo “cajón”, con 1.35 m de peralte. El claro central de 57 m, será soportado por una losa de concreto reforzado de $f'c=300 \text{ kg/cm}^2$ apoyada sobre cuatro trabes metálicas sección “I” de 2.10 m de peralte y ancho de calzada de 12.00 m.

El puente se diseñó para soportar cargas vivas de vehículos HS-20, T3-S2-R4 y T3-S3 (tipo1) combinadas para todas las bandas de circulación.

Para las rampas de acceso al puente vehicular, se proyectarán muros de contención de tierra mecánicamente estabilizado. La rampa suroeste inicia en la estación 10+811.60 y

termina en la estación 10+851.60 (40 m de longitud), con altura variable hasta 7.20 m. La rampa noreste recorre de la estación 11+141.22 al 11+181.22 (40 m de longitud), con altura variable hasta 6.60 m. La rampa suroeste tendrá un esviaje al toparse con el caballete 1 de 10° mientras que la rampa noreste tendrá un esviaje de 41° saliendo del caballete 9, esviajes respecto a la perpendicular del eje de proyecto. Las rampas suroeste y noreste tendrán una pendiente de acceso de 6.03 y 5.98%, respectivamente.

En la ingeniería de los muros de contención de tierra mecánicamente estabilizados para las rampas de acceso, se deberá considerar las características geométricas y topográficas, las cargas muertas y vivas, de capacidad portante del terreno de desplante, así como las propiedades mecánicas del suelo reforzado, suelo retenido y suelo de desplante.

El proyecto del puente vehicular debe prever que la construcción de las rampas se ejecute en el tiempo programado y sin interrupciones de los trabajos complementarios para la superestructura, dando libre y continuo paso a las operaciones del ferrocarril.

3.2 ESTUDIO HIDROLÓGICO.

En un proyecto de ingeniería como es el que nos ocupa, es importante el estudio hidrológico de la zona donde se encuentra ubicado el mismo, definiendo inicialmente la zona de estudio, que es el área de influencia del proyecto, en esta zona se determinan tanto las áreas que van a ser beneficiadas por el proyecto como las vertientes de las corrientes naturales que las cruzan. El estudio puede incluir aspectos geográficos, históricos, sociales, de uso características de la tierra.

Se presentan las características básicas del estudio hidrológico de la zona de influencia donde se ubica el proyecto del puente vehicular para el desarrollo inmobiliario “La Nueva Veracruz”.

La información que se recolecto para el desarrollo del estudio hidrológico en la zona donde se ubica el puente vehicular comprende los siguientes aspectos:

La cuenca de influencia donde se ubica el proyecto es la denominada cuenca R. Jamapa y otras, la cual se encuentra entre los estados de Puebla, Tlaxcala, Hidalgo y Veracruz, dentro de la denominada región hidrológica del Papaloapan. Dentro de ésta, se ubica en la subcuenca R. San Francisco-Puerto de Veracruz, cuya línea imaginaria del parteaguas pasa por los municipios de Boca del Rio, Manlio Fabio Altamirano, Soledad de Doblado, Compapa y La Antigua. La región, cuenca y subcuencas cuentan con las siguientes características (tabla 3.1):

Zona	Área (km²)	Perímetro (km)
Región Hidrológica Papaloapan	57,537.53	1,463.80
Cuenca R. Jamapa y otros	10,000.32	508.75
Subcuenca R. San Francisco-Puerto de Veracruz	681.51	194.71

Tabla 3.1. Extensión de las zonas hidrológicas donde se ubica el puente vehicular.

Las aguas que se drenan a través de la región hidrológica son enviadas al Golfo de México. Existen alrededor de 10 drenes que descargan a la subcuenca y la longitud de la trayectoria de las aguas a nivel subcuenca es de 9,746.32 m.

En el mapa 3.1 se muestra la subcuenca R. San Francisco-Puerto de Veracruz, así como en el mapa 3.2 se observan los drenes y la topografía del lugar del proyecto.

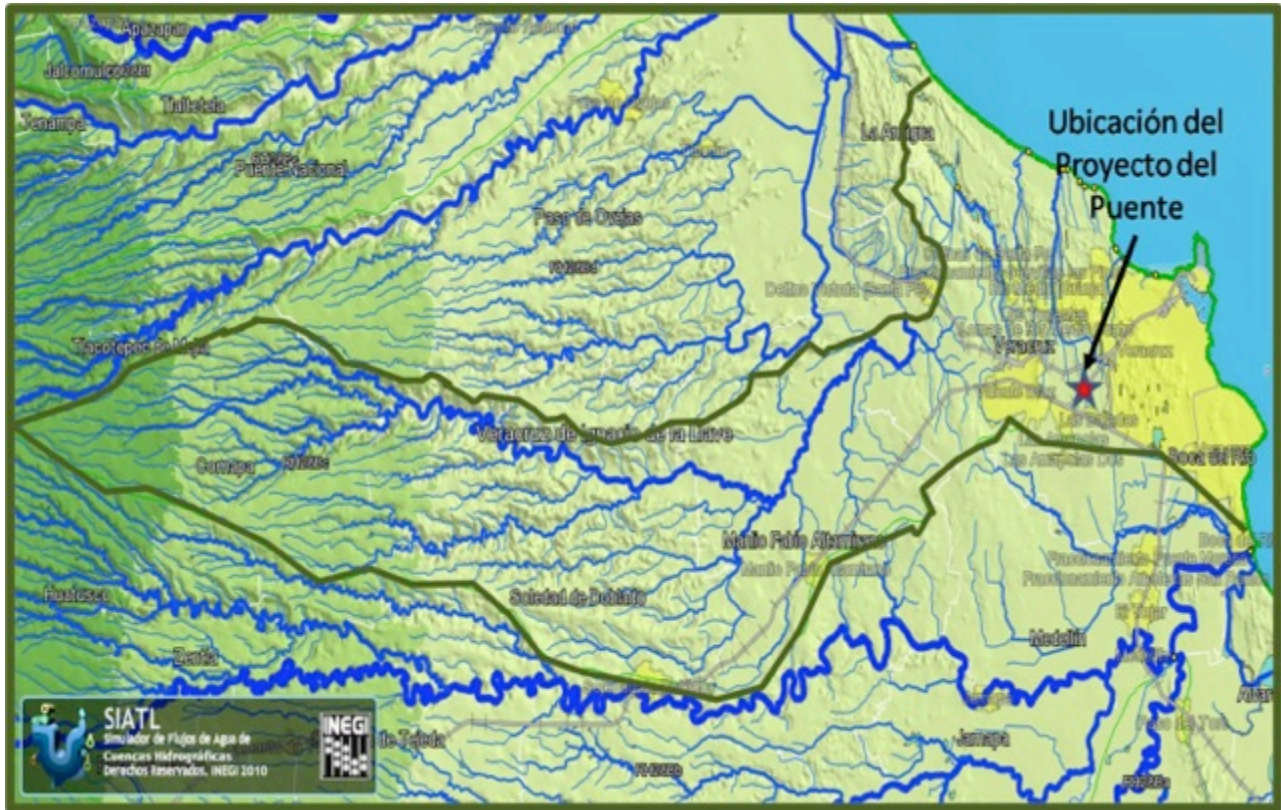
Las vías de comunicación que se encuentran dentro del área en la subcuenca son: La carretera 140 que conduce a la ciudad de el Puerto de Veracruz, Boca del Rio y a la ciudad de Xalapa; la carretera 180 que conduce a las ciudades de Poza Rica y el Puerto de Veracruz.

A partir de los planos cartográficos, la subcuenta posee las elevaciones siguientes:

Elevación mínima: 0.0 msnm

Elevación máxima: 720 msnm

El clima que predomina en la zona es cálido y oscila entre los 28 y los 35°C.



Mapa 3.1 Mapa de la subcuenca R. San Francisco-Puerto de Veracruz.

3.3 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO.

Con motivo del proyecto y construcción del puente vehicular “La Nueva Veracruz”, es necesario realizar el levantamiento topográfico del sitio donde se entronca con las vías del ferrocarril (figura 3.1) ubicado en el km 421+209.92 carretera federal Veracruz – Xalapa; en la ciudad de Veracruz. Para dicho proyecto es requerimiento efectuar el levantamiento topográfico de la planimetría y altimetría del lugar.

PLANIMETRÍA.

Se realizó el levantamiento planimétrico de la zona del proyecto para puente el vehicular, el cual consiste en trazar una poligonal abierta como línea auxiliar de donde se realizaron los amarres respectivos para la localización de los puntos; así como también a partir de un punto de la poligonal auxiliar ya determinada, se trazó una nueva poligonal auxiliar, de la

cual se realizaron los amarres de los puntos del camino o carretera existente como lo son: eje, dirección, ancho y detalles (figura 3.2).



Mapa 3.2 Mapa con curvas de nivel de la ubicación del puente, se aprecia la escases de drenes en la zona del proyecto.

ALTIMETRÍA.

El trabajo consiste en la nivelación del eje del camino, nivelación del eje del ferrocarril, con sus correspondientes secciones transversales y curvas de nivel. Los resultados se reflejan de forma gráfica en planos (figura 3.3).

En nuestro caso se asumió un banco de marca del cual se traslada la elevación hacia el punto de interés, para esto primeramente se valida el punto asumido, luego se toman las lecturas de los puntos de los cuales se desea conocer su elevación y así se repite el procedimiento sucesivamente.

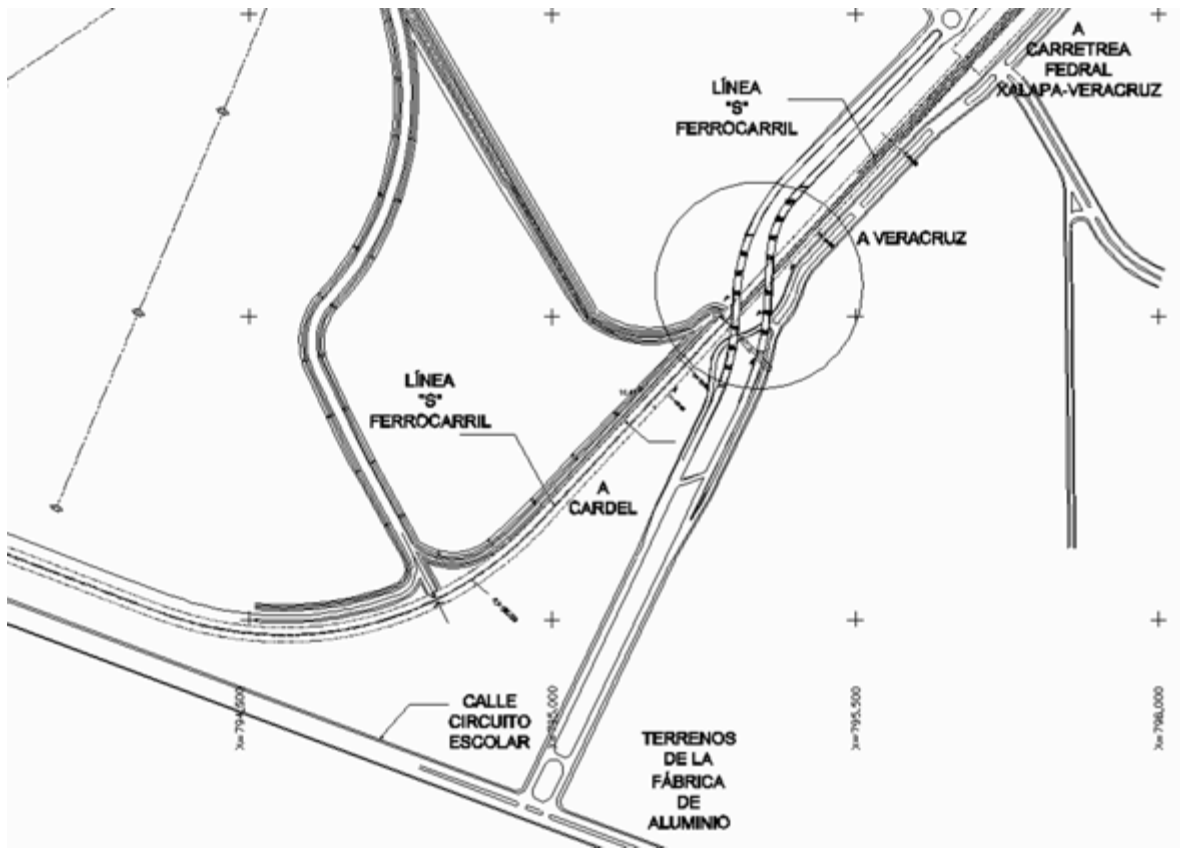


Figura 3.1 Plano de ubicación y de localización del área del proyecto del puente “La Nueva Veracruz”.

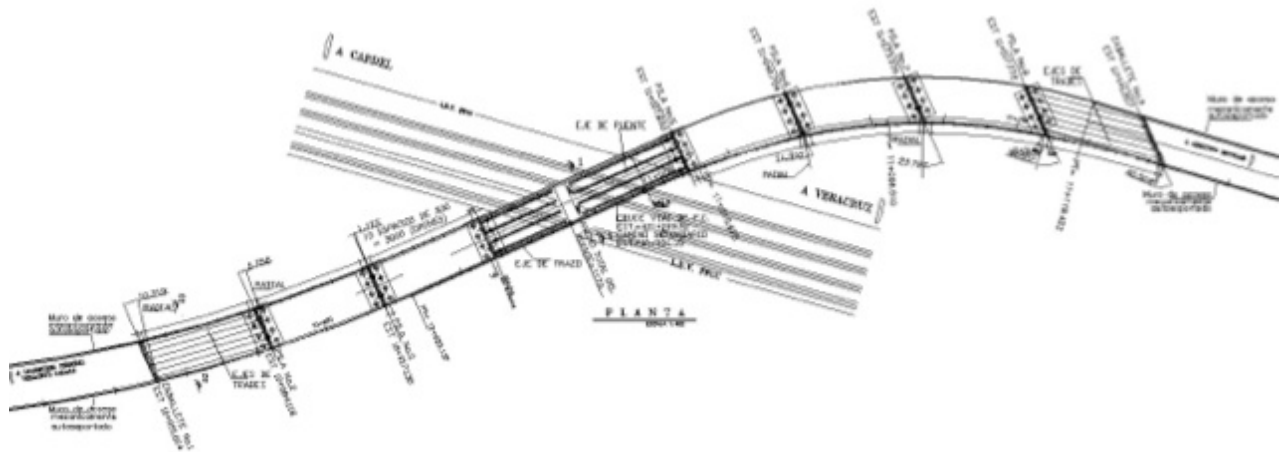


Figura 3.2 Plano de la poligonal abierta del eje del terreno natural del proyecto del puente y el eje del cruce con el ferrocarril.

Elaboración de planos: se realizó el cálculo, interpretación y dibujo de planos definitivos en AutoCAD, donde se detalla gráficamente lo contenido en éste informe.

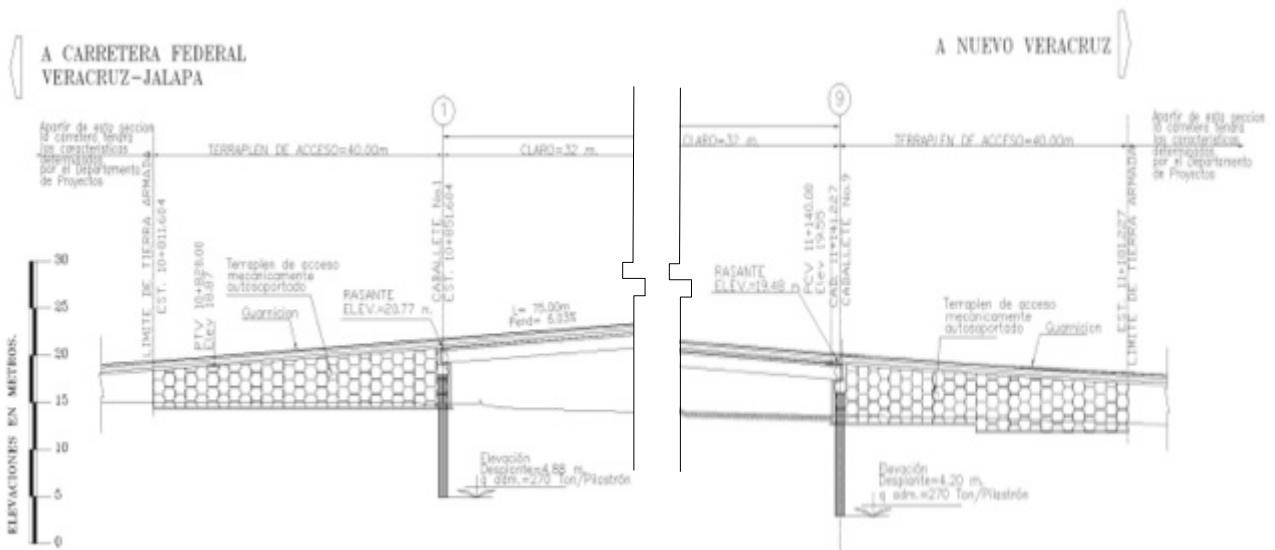


Figura 3.3 Nivelación del eje del camino en la intersección con el ferrocarril.

3.4 ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS.

En la realización del proyecto para el puente vehicular “La Nueva Veracruz” fueron necesarios estudios de mecánica de suelos, para determinar las propiedades índice y mecánicas del terreno de cimentación.

Para ello se efectuó el sondeo en campo del cual se obtuvieron muestras alteradas e inalteradas (tabla 3.2), el muestreo alterado fue con el tubo partido del penetrómetro estándar y el inalterado mediante el hincado a presión, y ocasionalmente a ligera rotación, de tubos de pared delgada tipo Shelby. La profundidad está referenciada con el nivel del terreno natural.

Posteriormente se llevaron las muestras al laboratorio y se efectuaron las pruebas pertinentes. El sondeo SM-2 corresponde a la zona de influencia del puente vehicular, por lo cual, los resultados se muestran en las tablas 3.3 y 3.4.

La descripción del perfil estratigráfico basada en el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos) se muestra en la tabla 3.5.

SONDEO	PROFUNDIDAD	LONGITUD DE MUESTREO		NUMERO DE MUESTRAS		PROFUNDIDAD
	ALCANZADA	ALTERADO	INALTERADO	ALTERADAS	INALTERADAS	DEL
No.						NAF
	m	m	m			m
SM-1	14.73	14.13	0.60	24	1	4.30
SM-2	14.52	13.52	1.00	23	1	3.20
SM-3	14.90	13.90	1.00	24	1	1.10
SM-4	15.12	14.12	1.00	24	1	1.70
SM-5	15.75	14.75	1.00	25	1	4.20
SM-6	15.55	14.55	1.00	25	1	4.65

Tabla 3.2. Descripción del sondeo de muestras alteradas e inalteradas.

En cada uno de los sondeos realizados se efectuaron las mismas pruebas y se obtuvieron resultados similares a los mostrados en el sondeo SM-2, dichos resultados no se incluyen en la presente tesis.

Además de realizarse las pruebas antes descritas en las muestras inalteradas de los sondeos, se efectuaron los ensayos para obtener las relaciones gravimétricas en cada sondeo: relación de vacíos, grado de saturación y peso volumétrico húmedo natural (tabla 3.6).

En los 6 sondeos realizados, se efectuaron las pruebas de compresión simple determinando la capacidad de carga última (q_u), el módulo elástico de deformación lineal (M_e) y la relación de la deformación unitaria viscoplástica a la respuesta elástica (K_{vp}), en relación a las profundidades indicadas, mostrando los resultados en la tabla 3.7.

Así mismo, se determinaron las propiedades mecánicas del suelo (cohesión y ángulo de fricción interna) con base en los ensayos triaxiales con muestras no consolidadas no drenadas (UU), y el módulo de deformabilidad (tabla 3.8).

SONDEO	MUESTRA	TIPO	PROFUNDIDAD			N	CONTENIDO DE AGUA	LIMITES DE PLASTICIDAD		
				m				LL	LP	IP
						Golpes	%	%	%	%
	1	A	0.00	-	0.60	10	17.9	36	13	23
	2	A	0.60	-	1.20	3	22.6			
	3	A	1.20	-	1.80	5	21.9	56	19	37
	4	A	1.80	-	2.40	6	22.4			
	5	I	2.40	-	3.40	TS	20.4	53	18	35
	6	A	3.40	-	4.00	11	23.9			
	7A	A	4.00	-	4.50	7	21.6	35	13	22
	7B	A	4.50	-	4.60		19.3			
	8	A	4.60	-	5.20	17	19.9	22	15	7
SM-2	9	A	5.20	-	5.80	18	21.3			
	10	A	5.80	-	6.40	10	23.2			
	11A	A	6.40	-	6.60		26.2	30	19	11
	11B	A	6.60	-	6.81	50/26	27.2			
	12	A	7.00	-	7.35	50/20	23.0			
	13	A	7.60	-	7.95	50/20	22.5			
	14	A	8.20	-	8.62	50/27	23.3			
	15	A	8.80	-	9.25	50/30	25.3			
	16	A	9.40	-	9.85	50/30	24.0			
	17	A	10.00	-	10.44	50/29	22.6	24	20	4
	18	A	10.60	-	10.85	50/10	26.0			
	19	A	11.20	-	11.53	50/18	25.6			
	20	A	11.80	-	11.95	50/15	23.1			
	21	A	12.40	-	12.55	50/15	26.3			
	22	A	13.00	-	13.11	50/11	24.7			
	23	A	13.60	-	13.70	50/10	25.1			
	24	A	14.20	-	14.52	50/17	26.9			

Nomenclatura:

A = Muestra alterada

I = Muestra inalterada

TS = Tubo Shelby

N=Número de golpes SPT

LL = Límite líquido

LP = Límite plástico

IP = Índice de plasticidad

Tabla 3.3 Número de golpes, contenido de agua e índices de plasticidad del sondeo SM-2.

SONDEO	MUESTRA	TIPO	PROFUNDIDAD			DENSIDAD DE SOLIDOS	GRANULOMETRÍA			SUCS
							GRAVA	ARENA	FINOS	
				m		--	%	%	%	
	1	A	0.00	-	0.60				36	SC
	2	A	0.60	-	1.20					CH-SC
	3	A	1.20	-	1.80				50	CH-SC
	4	A	1.80	-	2.40					CH-SC
	5	I	2.40	-	3.40	2.644			56	CH-SC
	6	A	3.40	-	4.00					SC
	7A	A	4.00	-	4.50			63	37	SC
	7B	A	4.50	-	4.60					SC-SM
	8	A	4.60	-	5.20	2.623		78	22	SC-SM
SM-2	9	A	5.20	-	5.80					SC-SM
	10	A	5.80	-	6.40			84	16	SC-SM
	11A	A	6.40	-	6.60				52	CL-SC
	11B	A	6.60	-	6.81					SP-SM
	12	A	7.00	-	7.35			89	11	SP-SM
	13	A	7.60	-	7.95					SP-SM
	14	A	8.20	-	8.62					SP-SM
	15	A	8.80	-	9.25					SP-SM
	16	A	9.40	-	9.85					SP-SM
	17	A	10.00	-	10.44			88	12	SP-SM
	18	A	10.60	-	10.85					SP-SM
	19	A	11.20	-	11.53					SP-SM
	20	A	11.80	-	11.95					SP-SM
	21	A	12.40	-	12.55					SP-SM
	22	A	13.00	-	13.11					SP-SM
	23	A	13.60	-	13.70			90	10	SP-SM
	24	A	14.20	-	14.52					SP-SM

Nomenclatura:

A = Muestra alterada

I = Muestra inalterada

TS = Tubo Shelby

N=Número de golpes SPT

LL = Límite líquido

LP = Límite plástico

IP = Índice de plasticidad

Tabla 3.4 Densidad de sólidos, granulometría y clasificación del suelo del SM-2.

Profundidad (m)	SUCS	Descripción
0.00-0.60	SC	Arena arcillosa, café oscuro, de compacidad media, con gravilla aislada.
0.60-3.40	CH-SC	Arcilla arenosa, café, de alta plasticidad y consistencia media.
3.40-4.50	SC	Arena fina arcillosa, café claro, de compacidad media a ligeramente media.
4.50-6.40	SC-SM	Arena fina poco arcillo-limosa, café claro, de compacidad media.
6.40-6.60	CL-SC	Arcilla arenosa, gris claro, de baja plasticidad y consistencia dura, muy cementada.
6.60-14.52	SP-SM	Arena fina poco limosa, café claro grisáceo, de compacidad muy densa.

Tabla 3.5 Descripción del perfil estratigráfico basado en el SUCS del sondeo SM-2.

SONDEO	MUESTRA	PROFUNDIDAD			RELACIONES GRAVIMÉTRICAS		
				m	e	G _w	γ _h
					--	%	t/m ³
SM-1	8	4.20	-	4.80	0.73	62	2.091
	15-16	8.40	-	9.30	0.48	85	2.175
SM-2	5	2.40	-	3.40	0.58	93	2.016
	8	4.60	-	5.80	0.46	97	2.101
SM-3	4PI	2.10	-	2.80	0.61	91	2.013
SM-4	3	1.20	-	2.20	0.76	81	2.141
SM-5	4	1.80	-	2.80	0.51	93	2.194
SM-6	6	3.00	-	4.00	0.70	75	2.079

Nomenclatura:

e = Relación de vacíos

G_w= Grado de saturación

γ_h= Peso volumétrico húmedo natural

Tabla 3.6 Resumen de resultados de las relaciones gravimétricas en muestras inalteradas.

SONDEO	MUESTRA	PROFUNDIDAD			COMPRESIÓN SIMPLE		
			m		qu kg/cm ²	Me cm ² /kg	Kvp --
SM-1	8	4.20	-	4.80			
	15-16	8.40	-	9.30			
SM-2	5	2.40	-	3.40	1.11	0.0065	2.029
	8	4.60	-	5.80			
SM-3	4PI	2.10	-	2.80	3.54	0.0024	1.727
SM-4	3	1.20	-	2.20	0.92	0.0051	2.000
SM-5	4	1.80	-	2.80	2.26	0.0018	2.393
SM-6	6	3.00	-	4.00	1.89	0.0023	2.214

Tabla 3.7 Resumen de resultados de la prueba de compresión simple en muestras inalteradas.

SONDEO	MUESTRA	PROFUNDIDAD			TRIAXIAL-UU		M _z cm ² /kg
			m		c kg/cm ²	φ Grados	
SM-1	8	4.20	-	4.80	0.20	24.0	0.0054
	15-16	8.40	-	9.30	0.00	36.6	0.0030
SM-2	5	2.40	-	3.40	0.57	18.7	0.0116
	8	4.60	-	5.80	0.20	26.0	0.0045
SM-3	4PI	2.10	-	2.80	0.75	26.7	0.0032
SM-4	3	1.20	-	2.20	0.75	10.6	0.0201
SM-5	4	1.80	-	2.80	0.90	19.7	0.0137
SM-6	6	3.00	-	4.00	0.80	16.1	0.0064

Tabla 3.8 Resumen de resultados de la prueba triaxial en muestras inalteradas.

3.5 DESCRIPCIÓN DE LAS ALTERNATIVAS PROPUESTAS.

Tradicionalmente se han venido utilizando muros de contención por gravedad que absorben las presiones horizontales gracias a su gran masa.

Una de las alternativas presentadas, fue creada por el ingeniero francés Henri Vidal, que consistía en la inclusión de una serie de tiras metálicas, amarradas a unos elementos externos que componían la cara del muro, hasta una determinada longitud dentro del relleno utilizado, para conformar así la masa de contención. Este es un sistema que se ha venido empleando con éxito en la actualidad y tiene el nombre registrado de Tierra Armada. Se ha visto que aunque el sistema tiene un buen desempeño, su principal problema radica en la determinación de la duración del refuerzo metálico dentro del suelo, ya que este se encuentra expuesto a un proceso permanente de corrosión.

Otra de las alternativas presentadas y gracias al desarrollo de nuevos materiales que pueden soportar las condiciones de humedad, acidez o alcalinidad dentro del suelo, se ha venido implementando el uso de mantos sintéticos, tales como las geomallas o geotextiles, para que suministren refuerzo debido a las características mecánicas que estos poseen, como su resistencia a la tensión, desarrollando de forma análoga la misma función que las tiras metálicas, solamente que el refuerzo es suministrado en zonas determinadas por franjas. Los estudios que condujeron al uso de esta tecnología tuvieron su origen en Francia y Suecia a finales de la década de los setenta.

Los muros de contención reforzados con geosintéticos se han convertido mundialmente en una alternativa de construcción frente a los muros de concreto reforzados y a los terraplenes conformados naturalmente, principalmente cuando hay deficiencias en la capacidad portante del suelo de cimentación o cuando las condiciones geométricas de la sección de la vía no permiten que la zonas de relleno sean realizadas a un ángulo igual o menor al de reposo natural del suelo de relleno.

No necesariamente las condiciones tienen que ser tan críticas como las mencionadas anteriormente. La gran ventaja es que son alternativas más económicas, de hecho, bajo

las mismas condiciones geotécnicas y constructivas, un muro de tierra reforzada puede originar una reducción de los costos totales de un 30 hasta un 60%, comparadas con las técnicas tradicionales para la construcción de este tipo de obras, debido al hecho de poder utilizar los materiales térreos del sitio.

En sitios que poseen tecnología de punta, como en los Estados Unidos de América, solamente en proyectos de autopistas federales se han construido más de 2 mil muros en tierra reforzada con geosintéticos. La evolución de este tipo de campo ha sido tan grande, que hoy en día, gracias a las investigaciones realizadas por la FHWA, se han desarrollado métodos constructivos y de diseño para conformar las pilas de los puentes, en tierra reforzada con geosintéticos. La FHWA le da mucha importancia a la exploración del sitio, los reconocimientos de campo, los sondeos y los ensayos.

Para permitir una familiarización con el proceso de diseño que los muros MSEW requieren, se enuncian a continuación una serie de lineamientos, pasos y recomendaciones necesarias con el fin de evaluar cada proyecto.

Los lineamientos mínimos de sondeos, según AASHTO son los siguientes:

- Los sondeos deben realizarse a intervalos de mínimo cada 30 m a lo largo del alineamiento de la estructura de tierra reforzada y cada 45 m a lo largo de la parte posterior de la estructura de tierra reforzada.
- La profundidad de los sondeos depende de las características del subsuelo. Donde se encuentra roca a poca profundidad, los sondeos pueden tener profundidades cercanas a 3 m y en todos los casos se recomienda determinar la profundidad a la cual aparece el suelo duro y los espesores y características de los suelos sueltos o blandos.
- En cada perforación deben tomarse muestras a cada 1.5 m. Los métodos de ensayo pueden seguir las normas AASHTO T-206¹ ó AASHTO T-207².

¹Este método de ensayo describe el procedimiento, generalmente conocido como el ensayo de penetración estándar (SPT).

- Se pueden utilizar resistencias tanto de la prueba de penetración estándar (SPT, por sus siglas en inglés) como de la prueba de penetración de cono (CPT, por sus siglas en inglés).

Se recomienda realizar ensayos de inspección visual y clasificación, resistencia al cortante por medio de ensayos de compresión no confinada, corte directo o triaxial.

Se le debe dar mucha importancia a la distribución granulométrica y a la plasticidad. Adicionalmente, se debe investigar el comportamiento de los suelos a la compactación, de acuerdo a AASHTO T-99³ ó T-180⁴.

Para determinar la agresividad potencial de los suelos de relleno se deben realizar ensayos de pH, resistividad eléctrica y contenido de sales, incluyendo sulfatos y cloruros.

En la selección del tipo de estructura la FHWA recomienda tener en cuenta los siguientes factores:

- Geología y condiciones topográficas.
- Condiciones ambientales.
- Tamaño y naturaleza de la estructura.
- Durabilidad.
- Estética.
- Criterios de comportamiento.
- Disponibilidad de materiales.
- Experiencia con un determinado sistema.
- Costos.

² Este método se refiere a un procedimiento para el uso de un tubo metálico de pared delgada para recuperar muestras de suelo relativamente inalteradas apropiadas para pruebas de laboratorio de las propiedades de ingeniería, tales como tracción, compresión, permeabilidad y densidad.

³ Estos métodos de ensayo están destinados a determinar la relación entre el contenido de humedad y la densidad de los suelos compactados en un molde de un tamaño dado.

⁴ Este método de ensayo está destinado a determinar la relación entre el contenido de humedad y densidad de los suelos cuando se compacta en un molde de un determinado tamaño con un pisón de 4.54 kg (10 lb) que se deja caer desde una altura de 457 mm (18 pulgadas).

La mayoría de los sistemas poseen detalles que son propiedad intelectual de los comercializadores del sistema. Generalmente, los comercializadores ofrecen asistencia técnica en el manejo y especificaciones de cada producto.

Los diversos sistemas han tenido historias diferentes de comportamiento y esto en ocasiones crea dificultades para realizar una evaluación técnica adecuada.

Algunos sistemas no son adecuados para soluciones permanentes y otros son más adecuados para áreas urbanas o para áreas rurales. La selección del sistema más adecuado depende de los requerimientos específicos del proyecto.

El suelo de la cimentación debe tener unas características geológicas y una resistencia suficiente para soportar 2.5 veces el peso de la estructura.

Si las condiciones de capacidad de soporte no son suficientes, se requiere mejorar las condiciones del subsuelo o de la estructura utilizando entre otras alguna de las siguientes técnicas:

- Excavación y remoción de los materiales y su remplazo por un relleno estructural compactado.
- Uso de materiales de relleno livianos.
- Densificación utilizando compactación dinámica, o mejoramiento mediante precarga con o sin columnas de drenaje.
- Construcción de columnas de piedra.

Teóricamente no hay un límite a la altura de los muros MSEW. Las estructuras de gran altura se han realizado utilizando refuerzos de acero. Sin embargo, las estructuras de más de 25 m son poco comunes.

Igualmente las estructuras de baja altura pueden no ser económicas, especialmente si se requiere adicionalmente la construcción de barreras para el tráfico.

Para el establecimiento del proyecto se recomiendan las siguientes etapas:

- Considere todas las alternativas posibles.
- Escoja el sistema de estructura MSEW (muro) o RSS (talud).
- Analice las opciones de fachada.
- Estudie los criterios de comportamiento del muro, factores de seguridad para estabilidad interna y externa, comportamiento de los refuerzos, etc.; de acuerdo a las especificaciones de la AASHTO.
- Considere el comportamiento del refuerzo a largo plazo (corrosión, fluencia, etc.).
- Realice el diseño utilizando un sistema de software apropiado.

Los factores que se deben tomar en cuenta en el diseño (figura 3.4) son:

- Tipo de estructura.
- Tipo de refuerzo.
- Longitud de los refuerzos.
- Espaciamiento de los refuerzos.
- Materiales y características de la fachada.
- Berma en el pie de la estructura.
- Profundidad de empotramiento.
- Sistema de subdrenaje.

Además se deben considerar los suelos de cimentación y los suelos de relleno los cuales se describen a continuación:

- *Suelos de cimentación.* Para establecer las propiedades del suelo de cimentación se debe hacer énfasis en el cálculo de capacidad de soporte, el potencial de asentamiento y la posición del nivel freático.

Para calcular la capacidad de soporte se utilizan los parámetros ϕ (ángulo de fricción interna), c (cohesión) y γ (peso volumétrico). Para la determinación de asentamientos es muy importante conocer el coeficiente de consolidación C_c , conjuntamente con una aproximación del índice de compresión C_v .

- *Suelos de relleno*. La mayoría de la experiencia de estructuras MSEW ha sido con rellenos granulares, limpios, no cohesivos. Generalmente estos materiales son más costosos que los de menor calidad.

En la tabla 3.9 se indican las propiedades recomendadas para los suelos de relleno. Adicionalmente se exige que los materiales deban estar libres de lutitas⁵ u otros materiales blandos o de pobre durabilidad.

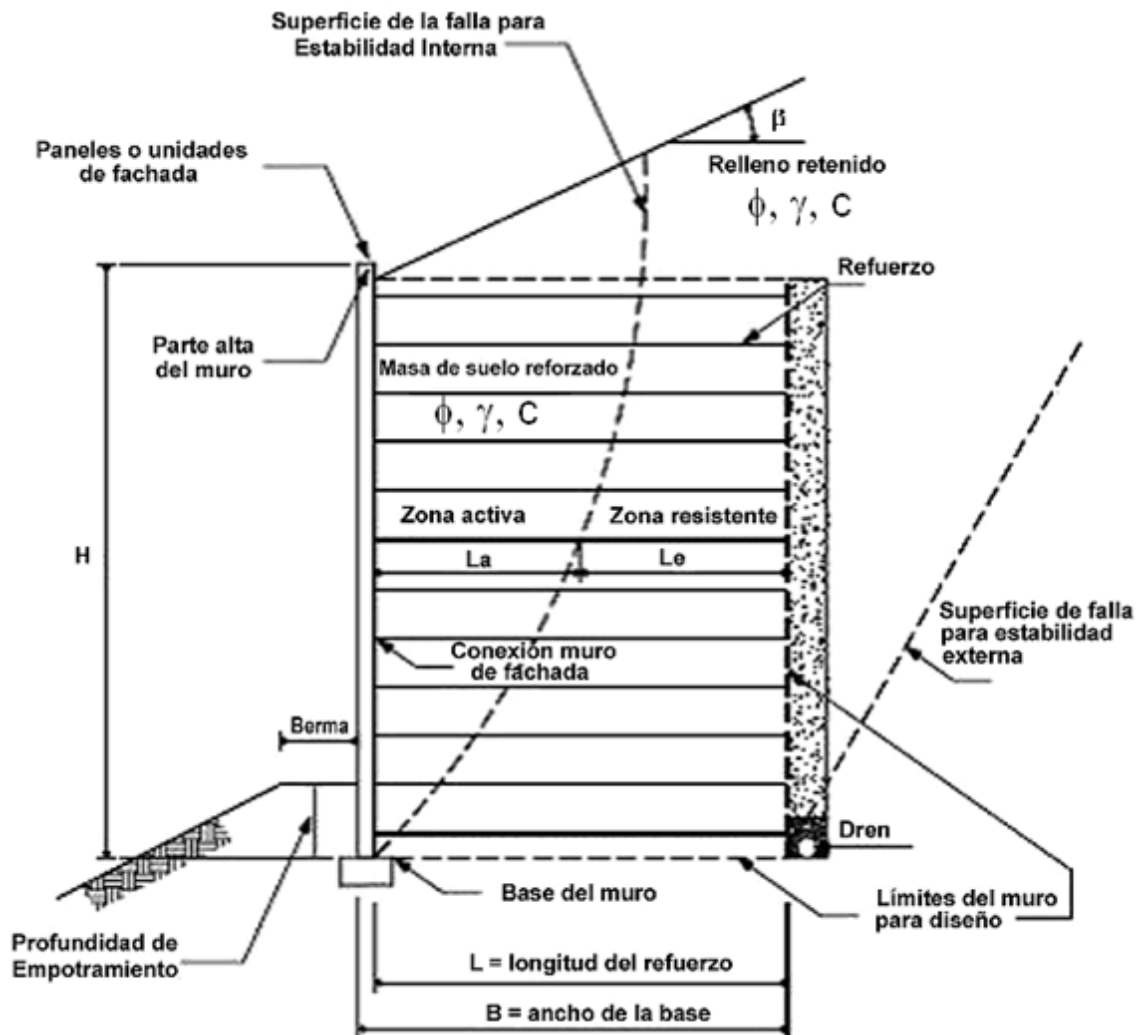


Figura 3.4 Elementos que se requieren diseñar, de acuerdo con AASHTO.

Los materiales de refuerzo que se mencionan como alternativas, se puede distinguir por las características de los refuerzos metálicos (usualmente acero galvanizado o con

⁵La lutita es una roca sedimentaria compuesta por partículas del tamaño de la arcilla y del limo.

cubierta epóxica) y los no metálicos (generalmente materiales poliméricos que consisten en polipropileno, polietileno o poliéster). El rendimiento y la durabilidad de estas dos clases de refuerzo, varían considerablemente por la corrosión/degradación. Estos dos tipos de refuerzos se clasifican también por su extensibilidad. El refuerzo metálico se considera inextensible debido a que la deformación a la falla es mucho menor que la deformación del suelo. El refuerzo no metálico (geosintéticos), se considera extensible por que la deformación a la falla es comparable o incluso mayor que la deformación del suelo.

Tamaño del tamiz	Porcentaje de pasantes
4"	100%
No. 40	0 a 60%
No. 200	0 a 15%
El índice plástico no debe ser mayor de 6	

Tabla 3.9 Granulometría del relleno recomendada para muros MSEW.

ALTERNATIVA 1: TIERRA ARMADA

La mayoría, aunque no todos los sistemas que usan paneles de concreto prefabricados, utilizan refuerzo de acero galvanizado, que pueden ser con cubierta epóxica. Dos tipos de refuerzo con acero son comúnmente usados:

- a) *Soleras de acero.* Las soleras actualmente disponibles en el mercado son corrugadas en la parte superior e inferior de 50 mm de ancho y 4 mm de espesor. Las soleras lisas de 60 a 120 mm de ancho y de 3 a 4 mm de espesor, han sido utilizadas.
- b) *Mallas de acero.* Rejilla de alambre soldado usando una malla de 2 a 6 W7.5 a W24 (área de alambre de 7.5 a 24 centésimas de pulgada cuadrada), con alambre longitudinal espaciado de 150 a 200 mm. El alambre transversal puede variar de W11 a W20 (área de alambre de 11 a 20 centésimas de pulgada cuadrada) y los espaciamientos están basados en los requerimientos de diseño, de 230 a 600 mm.

Malla de alambre de acero soldado espaciado de 50 x 50 mm con alambre más delgado se ha utilizado en conjunto con un alambre soldado en la fachada.

En diferentes estudios efectuados en modelos a escala reducida o en prototipos de Tierra Armada se han hecho mediciones y se ha observado que para un cierto refuerzo la fuerza de tensión varía de un extremo a otro. En el extremo libre del refuerzo esta fuerza de tensión es cero, mientras que en el punto de fijación del refuerzo al tablero exterior, dicha fuerza depende sobre todo de la calidad de refuerzos por unidad de longitud. Entonces si los refuerzos estuviesen muy cercanos entre sí, la tensión en los tableros sería cero y los elementos exteriores no serían necesarios; por otra parte si los refuerzos están muy separados, las fuerzas de tensión en el punto de fijación pueden resultar muy importantes.

Por lo tanto los elementos básicos son la tierra y el refuerzo, mientras que el acabado exterior es de menor importancia. El equilibrio local del refuerzo indica que la variación de la fuerza de tensión induce esfuerzos cortantes en ambos lados del refuerzo y dentro del mismo suelo en la vecindad del refuerzo.

Este esfuerzo cortante se puede expresar como sigue, suponiendo que es igual en ambos lados del refuerzo:

$$\tau = 0.5 b (\Delta T / \Delta L)$$

Dónde:

τ = esfuerzo cortante

ΔT = fuerza de tensión en el punto considerado del refuerzo

ΔL = abscisa del punto en cuestión

b = anchura del refuerzo

La movilización del esfuerzo cortante implica un desplazamiento relativo del refuerzo con respecto al suelo; esto demuestra que la deformabilidad del refuerzo juega un papel importante en la distribución de las fuerzas de tensión a lo largo del refuerzo. La relación fundamental entre esfuerzos y deformaciones en la interfase suelo–refuerzo ha sido objeto

de diferentes estudios. Una primera aproximación se puede obtener con una prueba de corte simple entre el suelo y el refuerzo realizado con un aparato de corte directo.

Por otro lado, el esfuerzo cortante “ τ ” está relacionado con el esfuerzo normal “ σ ” aplicado al refuerzo a través del valor del coeficiente de fricción entre suelo y refuerzo, el cual por su parte depende de muchos factores como se observa a continuación:

$$\tau/\sigma < \varphi (\sigma, D_r, \rho)$$

Dónde:

D_r = Compacidad relativa del suelo

ρ = Coeficiente del grado de rugosidad de la superficie de refuerzo

Como se observa, los esfuerzos cortantes en ambos lados del refuerzo no son iguales, a menos de que exista simetría en la geometría de la masa y de las cargas aplicadas, con respecto al plano de refuerzo.

El principio de operación de la Tierra Armada es lograr que una masa granular que no puede soportar fuerzas de tensión forme un medio coherente debido a la flexibilidad de los refuerzos que si pueden trabajar a tensión.

Consideraciones de análisis y diseño.

Las consideraciones básicas para la estabilidad interna estriban en la seguridad de los refuerzos, tanto en los modelos a escala natural, así como los análisis con distintos enfoques, entre ellos el método de elemento finito, han establecido las geometrías relevantes y las variaciones a esperar en los paramentos necesarios para un diseño práctico. Estos aspectos comprenden:

1.- Las zonas de empuje activo y pasivo definidas como el lugar geométrico de las fuerzas máximas de tensión.

2.- Variación del coeficiente de empuje horizontal, K , con la profundidad conforme a la ecuación:

$$\text{Para: } z \leq z_0 \quad K = K_0 (1 - z/z_0) + K_a z/z_0$$

$$\text{Para: } z > z_0 \quad K = K_a$$

Donde:

$$K_0 = 1 - \sin\phi \quad \text{y} \quad K_a = \tan^2 (\pi/4 - \phi/2)$$

z = profundidad abajo del borde superior del paramento

z_0 = profundidad crítica

σ_v = esfuerzo vertical total

3.- La variación del coeficiente de fricción aparente entre el suelo y los refuerzos según las ecuaciones:

$$\text{Para } z < z_0: \quad f^* = f^*_o (1-z/z_0) + z \tan\phi/z_0$$

$$\text{Para } z > z_0: \quad f^* = \tan\phi \quad \text{y} \quad f^*_o = 1.2 + \log C_u$$

Donde, C_u es el coeficiente de uniformidad del material de relleno ($C_u = D_{60}/D_{10}$) ≥ 2 .

El cálculo de un muro simple se puede hacer a mano aplicando las relaciones anteriores y tomando en cuenta las zonas de fuerzas máximas de tensión, el paramento del muro está empotrado hasta una profundidad de $0.1H$, al pie de los rellenos horizontales y hasta $0.2H$ si se trata de un relleno semi-infinito. La especificación actual para que un relleno sea aceptable es que el índice de plasticidad sea menor a 6%, que haya menos del 15% de finos que pasen por la malla 200, y que el ángulo de fricción sea mayor a 32° .

Los factores de seguridad necesarios son:

$$\text{F.S.} \geq 2.0 \quad \text{Volteo}$$

$$\text{F.S.} \geq 1.5 \quad \text{Deslizamiento}$$

$$\text{F.S.} \geq 2.0 \quad \text{Capacidad de carga}$$

Se considera aceptable un factor de seguridad de 2.0 contra falla por capacidad de carga en el pie, en vez del valor usual de 3.0 debido a la naturaleza deformable de los muros de Tierra Armada.

La presión vertical de soporte a cualquier altura del muro se toma igual a:

$$\sigma_v = \sum V / (B - 2e)$$

Donde:

ΣV = suma de fuerzas verticales a esa profundidad,

B = ancho de la zona reforzada y

e = excentricidad de la resultante, dada a su vez por: $e = \Sigma M_o / V \leq B/6$

La longitud efectiva de los refuerzos " l_e " es la longitud del refuerzo a la derecha de la zona en estado activo. Se necesita aplicar un factor de seguridad mínimo de 1.5 contra extracción de las tiras, y el esfuerzo máximo de tensión en el refuerzo debe ser menor que el permisible para el tipo de material usado.

$$(2b \times f^* \times l_e \times \sigma'_v) / (\sigma_h(A_{tab1} \div N)) \geq 1.5$$

Donde,

b = ancho de la tira,

$\sigma'_v = \gamma h$, siendo, " γ " el peso volumétrico efectivo del relleno y " h " la profundidad de la tira en cuestión,

$\sigma_h = K\sigma_v$,

A_{tab1} = área de cada tablero exterior,

N = número de refuerzos por tablero.

La sección crítica para fines de cálculo del esfuerzo máximo de tensión en las tiras de refuerzo se considera localizada en el paramento del muro. En este punto, la fuerza de tensión que se va a tomar se supone conservadoramente igual a $0.85T_{m\acute{a}x}$, siendo:

$$T_{m\acute{a}x} = (\sigma_h A_{tab1}) / N.$$

El área de la sección transversal del acero en el paramento del muro se toma como el área total de la sección transversal del refuerzo menos el área del barreno de anclaje, descontando un cierto margen para tomar en cuenta la corrosión. El barreno en el extremo de cada tira se usara para fijarla al conector del tablero exterior. Esta condición, en la que hay una reducción de área por el barreno es la más crítica, que en aquellos lugares donde la fuerza de tensión en el refuerzo es máxima.

Elementos que integran Tierra Armada.

1.- Descripción de los elementos. Un macizo de Tierra Armada (fotografía 3.1) está constituido por los siguientes elementos:

a).- *Escamas de Concreto*: Las escamas de paramento de concreto prefabricado forman una cuadrilla de 1.50 x 1.50 m, dispuestas en forma cruciforme con un espesor nominal de 14 cm y montadas por filas horizontales. Están machimbradas las unas con las otras, por un sistema de "barra-tubo" que van ahogados en el concreto (escama).



Fotografía 3.1 Muro de Tierra Armada.

Todas las escamas serán de concreto armado, con una resistencia de $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$. Están dotadas de:

- Arranques de acero galvanizado, en los cuales se atornillan las armaduras (un tornillo por arranque).
- El armado interno de las escamas.
- Insertos de izaje, que permiten la presentación de la escama en posición vertical durante su colocación.
- Las filas inferior y superior (figura 3.5) de los macizos llevan escamas de media altura (medias escamas tipo "C" y "D", respectivamente).

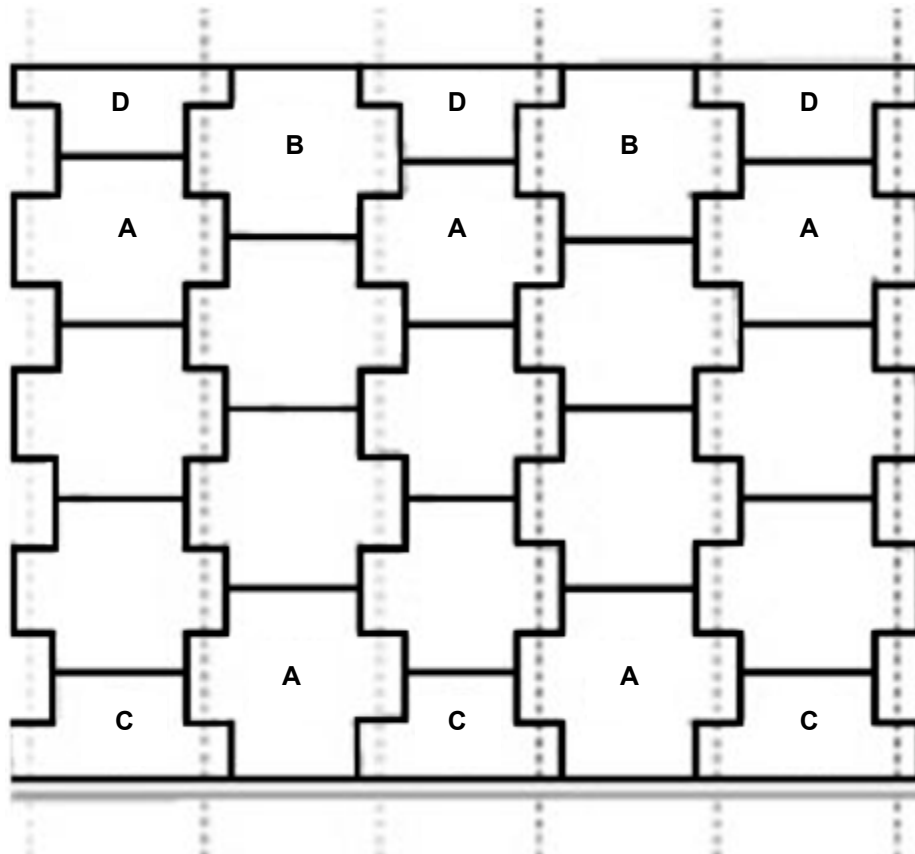


Figura 3.5 Escama completa (tipo A y B) y media escama (tipo C y D) dispuestas en forma cruciforme.

b).- *Juntas entre las escamas*: Las escamas quedan separadas por juntas que dan la holgura necesaria para soportar los asentamientos diferenciales que pudiesen ocurrir.

Las juntas horizontales son de corcho aglomerado por una resina insensible al agua, o bien por tacones de neopreno sólido.

Las juntas verticales son de poliuretano de sección cuadrada de 4 x 4 cm. En las obras marítimas o fluviales, las cuales son sometidas a cambios rápidos de tirante de agua, se adiciona la protección de un geotextil de 50 cm de ancho, que va adherido en la parte posterior de la escama, en el caso del uso de este tipo de junta será especificada en los planos y en el proyecto.

c).- *Armaduras de alta adherencia:* Las armaduras de acero galvanizado se entregan preparadas para su colocación, es decir cortadas a la medida necesaria y perforada. Se colocan mientras se efectúa el relleno en capas horizontales a cada 0.75 m y la perforación en el extremo permite atornillarla a los arranques de las escamas.

Los arranques (figura 3.6), tornillo y armaduras (figura 3.7) son de la misma aleación para evitar riesgos de corrosión. El f_y utilizado en estos elementos es de 4,200 kg/cm². En los casos en que las armaduras sean de una longitud tal que dificulte su transporte, se diseñan seccionadas y su unión se hará por medio de dos soleras de acero galvanizado (prolongadores) y se atornillan a las armaduras en sus dos extremos.

d).- *Dala de desplante:* Las primeras escamas (fila inferior) se apoyan sobre una dala de desplante de concreto simple, usualmente con $f'c$ de 100 a 150 kg/cm² sin armado. Esta dala debe de tener como mínimo 0.35 m de ancho y 0.15 m de altura.

PASOS PARA EL DISEÑO.

Paso 1: Estudios preliminares (hidrológico, geotécnico y topográfico)

- Estudio hidrológico del área de influencia de la zona, incluyendo básicamente aspectos y características propias de la cuenca hidrológica y de los drenes o afluentes naturales de la zona, así como aspectos geográficos, históricos y sociales.
- Estudio de mecánica de suelos del sitio, incluyendo sondeos y ensayos de laboratorio.
- Estudio topográfico detallado del sitio.

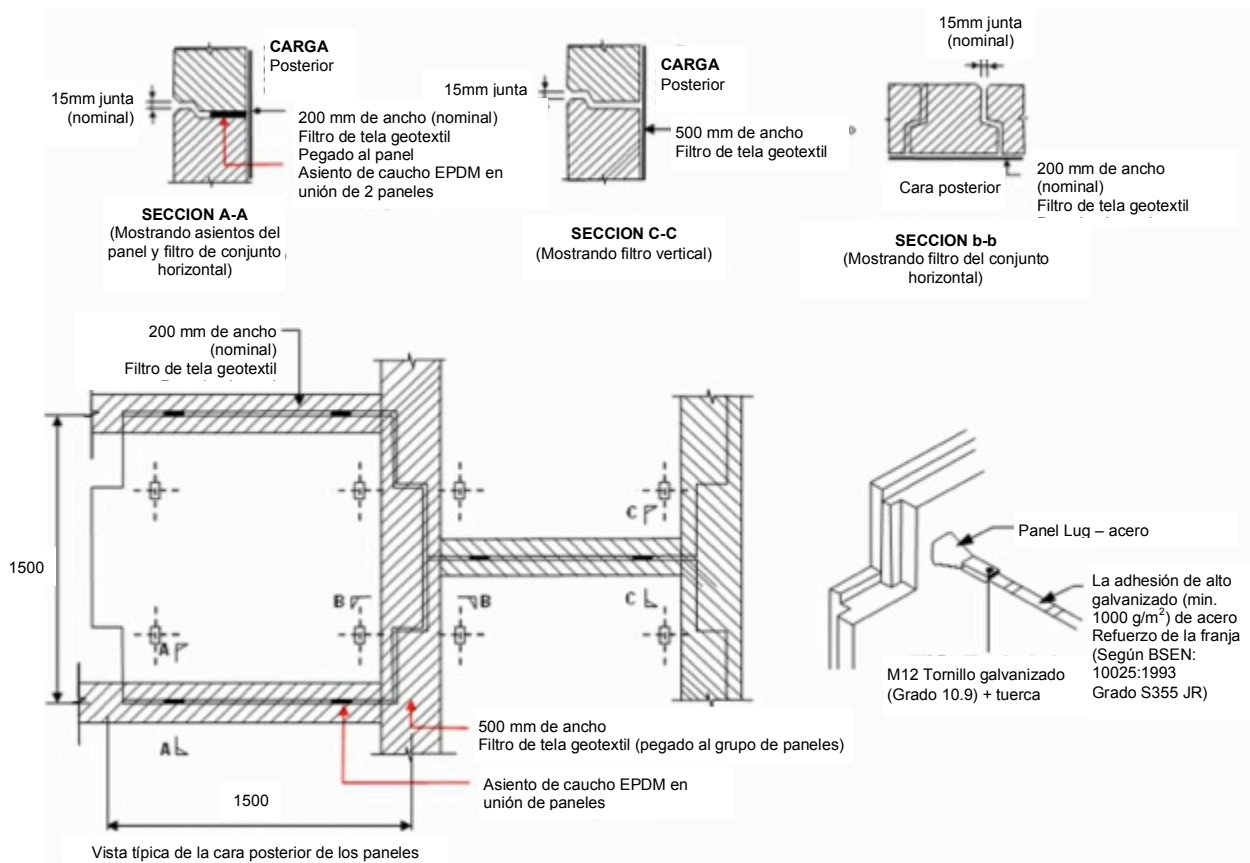


Figura 3.6 Características generales de las escamas de concreto.

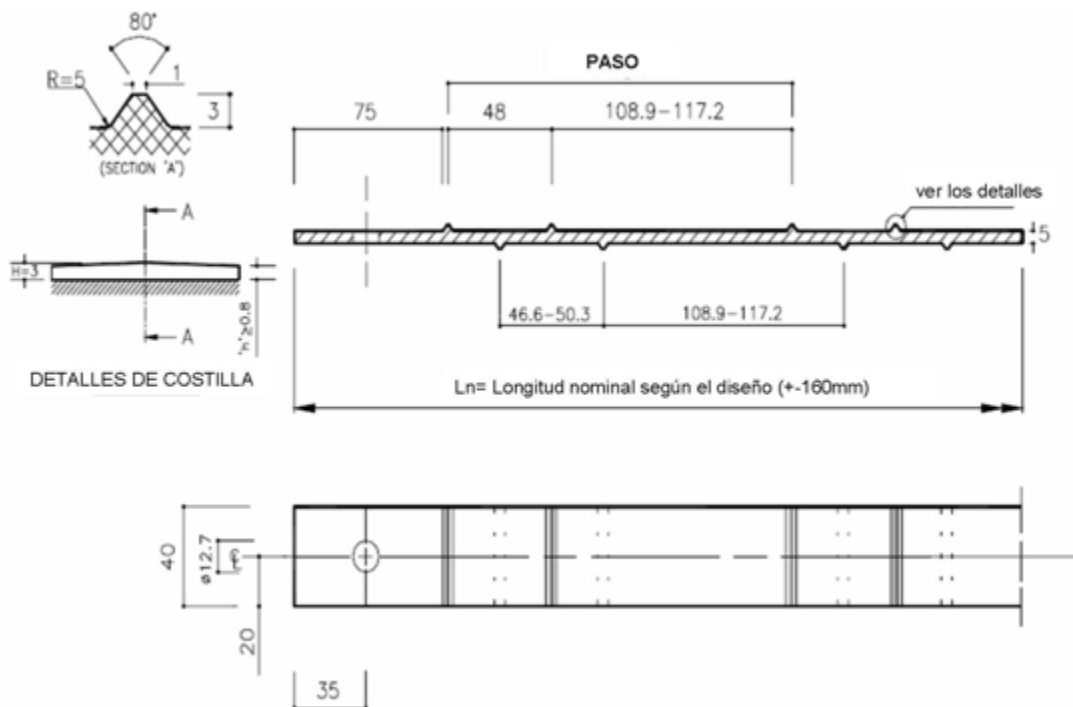


Figura 3.7 Características generales de las armaduras (flejes) de alta adherencia.

- Análisis de estabilidad del talud antes de colocar la estructura de tierra con refuerzo.
- Estudio de las características mecánicas y físico-químicas, de los materiales disponibles para el relleno del muro. Se requiere tomar muestras de las canteras de materiales y realizar ensayos de densidad, proctor modificado y de resistencia al corte.

Determinar las propiedades de los suelos para el diseño.

Paso 2: Escoger las características de la estructura

- *Se debe escoger el tipo de material de refuerzo y el tipo de escama.* Se recomienda tener en cuenta para la decisión todos los productos de refuerzo y de escamas disponibles en el mercado nacional y escoger el que mejor se ajuste a las condiciones del proyecto. Es importante tener en cuenta el comportamiento a largo plazo.

Paso 3: Determinar las propiedades de los refuerzos

- El acero de refuerzo y todas las piezas metálicas será del tipo A-36 o similar, con un galvanizado en caliente de acuerdo a las normas UNE 37501 o a la que la sustituya.
- Dimensiones y tolerancias, estas serán las indicadas en planos. Los espesores nominales de los elementos metálicos serán tales, que tras deducir los espesores de seguridad correspondientes, los espesores remanentes serán iguales o mayores que los previstos en los cálculos.

Paso 4: Establecer los requerimientos básicos para el diseño

- *Factores de seguridad.* En la tabla 3.10 se presentan los factores de seguridad especificados por AASHTO.
- *Análisis simplificado para diseño sísmico.* Se usa un método simplificado para diseño sísmico en el que se hace intervenir a las fuerzas horizontales adicionales, F_3 y F_3' , definidas conforme a la figura 3.8. Se basa en estar relacionada con el hecho de que las fuerzas de inercia sobre el muro, tenderá a causar que la zona activa con masa igual a W/g se separe del resto de la zona reforzada. Para evitar

esto, los refuerzos deben ser capaces de soportar los esfuerzos adicionales debidos a F3, como se muestra.

Factor de seguridad FS	Mínimo especificado por AASHTO (Análisis Estático)	Mínimo especificado por AASHTO (Análisis Sísmico)
A Deslizamiento	1.5	1.125
A Volcamiento	2.0	1.5
A Estabilidad de taludes	1.3	1.1
A Estabilidad interna	1.5	1.125
A Capacidad de soporte	2.5	
Excentricidad	L/6 en tierra, L/4 en roca	

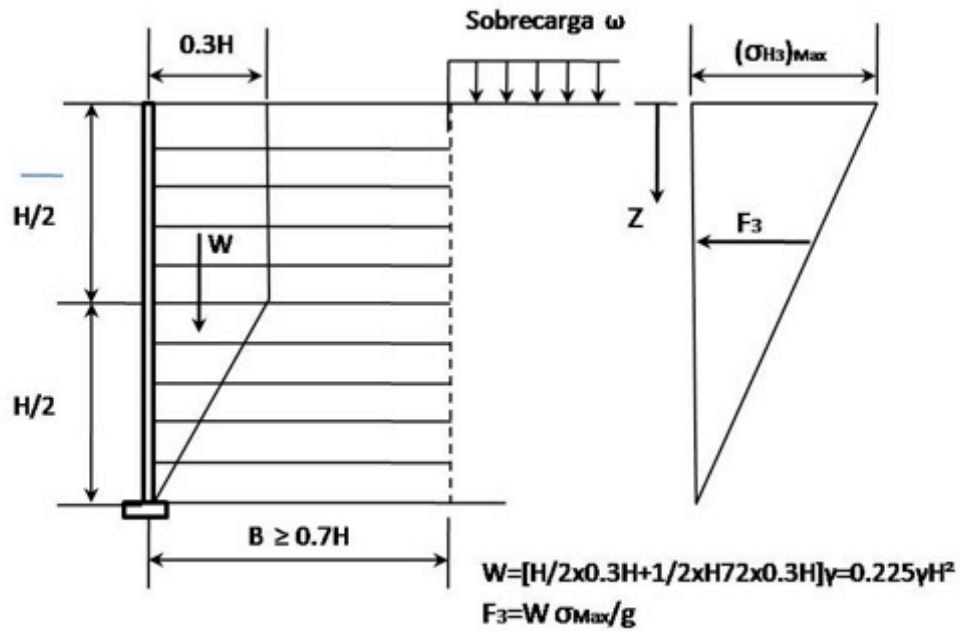
Tabla 3.10 Factores de seguridad para el análisis estático y sísmico.

- *Aceleración sísmica de diseño.* Investigar en los códigos nacionales o locales. Se debe diseñar con el valor de “A” (aceleración máxima en el terreno del sitio).
- *Coefficiente de aceleración sísmica de diseño.* AASHTO recomienda utilizar un coeficiente de 0.5 A.
- *Coefficiente de fricción suelo – refuerzo.* $\rho = 0.67 \tan \phi$ (especificaciones AASHTO).
- *Factor de resistencia a la extracción.* F^* (se obtiene de la gráfica 5.8.5.2A de las especificaciones AASHTO).
- *Sobrecarga de tránsito.* Mínima AASHTO = 0.6 m de altura de suelo repartida uniformemente sobre toda la superficie superior del muro.
- *Otras sobrecargas repartidas o puntuales.* Rieles o muros de borde de vía, cimientos, etc.
- *Detalles de obstrucciones internas a colocar dentro del muro.* Tuberías, redes de teléfonos, etc.

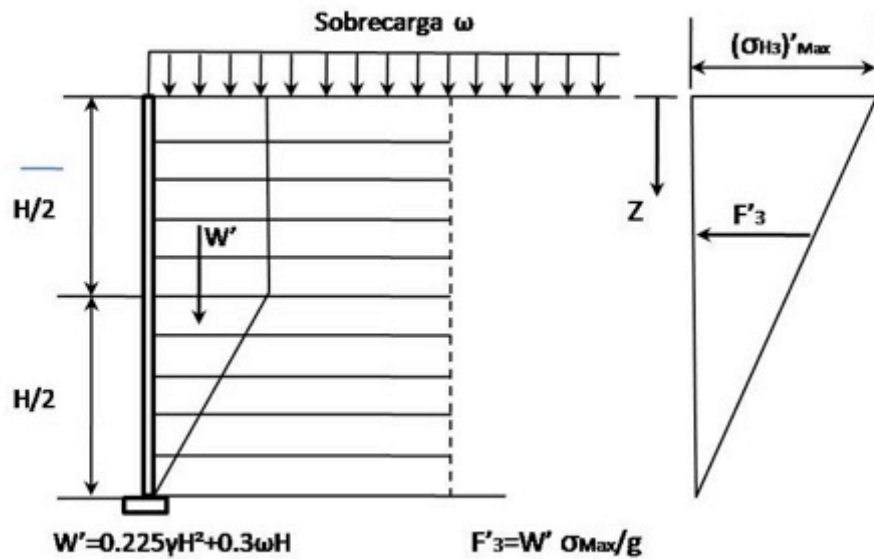
Paso 5: Especificar la longitud mínima del refuerzo

La AASHTO especifica $L_{\text{mínima}} = 0.7 H$, donde H = altura del muro. Se recomienda que la longitud del refuerzo sea la misma en toda la altura del muro.

Para los estribos de puentes en particular hay que prever, por regla que $L > 7 \text{ m}$ y a la vez $L > 0.6 H + 2 \text{ m}$ ($H < 20 \text{ m}$)



Condición de carga para análisis de adherencia y estabilidad



Condición de carga para análisis de esfuerzos en la tira de refuerzo

Figura 3.8 Análisis simplificado para diseño sísmico.

Paso 6: Especificar el espaciamiento básico entre los refuerzos

La AASHTO especifica un espaciamiento máximo de 0.80 m para garantizar la integridad del muro.

Paso 7: Especificar el empotramiento mínimo del muro

La AASHTO especifica mínimo 0.6 m. Debe incluirse adicionalmente una berma en el pie del muro de mínimo 1.2 m.

Paso 8: Incluir toda la información en un software

El software que se utilice debe ser consistente con las especificaciones AASHTO. Debe investigarse si el software realmente utiliza el procedimiento de diseño especificado por AASHTO. Se deben tener a mano las especificaciones AASHTO y los lineamientos para el diseño. El software le puede pedir información adicional.

Paso 9: Correr el programa de software

Se va a requerir escoger alternativas de parámetros específicos relacionados con los materiales.

Paso 10: Revisar los resultados y mejorar el diseño

Es muy importante que el ingeniero diseñador revise los resultados para detectar errores o inconsistencias.

Paso 11: Diseño del sistema de subdrenaje

Diseño del sistema de intercepción del agua subterránea detrás del muro, el colchón de drenaje y el sistema de recolección en el pie del muro y el drenaje entre capas de refuerzo.

- *Filtro detrás del muro.* Se debe escoger entre un geodren planar o una capa de material filtrante; con o sin interfase de geotextil. Se requiere determinar el material y el espesor del filtro.
- *Colchón de drenaje en la cimentación.* El espesor y material de este colchón determina parcialmente el factor de seguridad al deslizamiento por su efecto sobre la fricción y la presión de poros en el pie del muro.
- *Subdrenaje entre capas de refuerzo.* Pueden utilizarse geodrenes planares, tubería perforada, lloraderos en la fachada, y/o material filtrante detrás de la fachada.
- *Sistema de recolección.* Tubería y subdren de recolección por debajo del pie del muro y su entrega a un sitio seguro alejado del muro.

Paso 12: Elaborar planos de diseño y detalles de construcción

Incluye despiece de los refuerzos, detalles de fachada, traslapes, subdrenes, etc.

Paso 13: Elaborar especificaciones de construcción.

Se deben elaborar especificaciones detalladas. Como referencia pueden utilizarse las indicaciones, especificaciones y recomendaciones de Tierra Armada.

ALTERNATIVA 2: GEOSINTÉTICOS

Entre la familia de los geosintéticos, la geomalla es el producto que ofrece mayores ventajas para reforzar el suelo por encima de los geotextiles, ya que tiene mayor tenacidad a los esfuerzo de tensión, a los que es sometido el suelo.

PROPIEDADES DEL REFUERZO CON GEOSINTÉTICOS

Los factores de reducción por fluencia dependen principalmente del tipo de polímero. Los valores típicos de acuerdo a la FHWA se presentan en la tabla 3.11.

Los factores de reducción por durabilidad varían típicamente entre 1.1 y 2.0. El mínimo factor de reducción debe ser de 1.1. Los factores de reducción por daños en la instalación varían de 1.05 a 3.0 dependiendo de la graduación del relleno. El mínimo factor de reducción recomendado es de 1.1. Los factores de seguridad para estructuras permanentes deben ser de 1.5.

Tipo de polímero	Factores de reducción por fluencia (creep)
Poliéster	1.6 a 2.5
Polipropileno	4 a 5
Polietileno de alta densidad	2.6 a 5

Tabla 3.11 Factores típicos de reducción por fluencia (creep).

También se debe efectuar un análisis sísmico, para ello existen una gran cantidad de métodos que están disponibles para el diseño sísmico de estructuras de tierra reforzada, basadas en el análisis pseudoestático. Tal vez el trabajo más importante fue el elaborado por Mononobe y Matsuo (1929) y Okabe (1926). Este método conocido como el método Mononobe-Okabe, utiliza la teoría de Coulomb agregándole análisis sísmico con coeficientes estáticos y obtiene un coeficiente de presión de tierras que incluye tanto la parte estática como la parte sísmica (Kramer, 1996).

Ling y otros (1997) presentaron un método pseudoestático utilizando equilibrio límite y colocando una aceleración sísmica horizontal. Igualmente se deben mencionar los métodos de Shahgholi y otros (2001), Kramer y Paulsen (2004) y Huang y Wang (2005).

La mayoría de los métodos para calcular la fuerza sísmica son muy similares a los utilizados para estabilidad de taludes o para muros de contención.

El resultado de tener en cuenta la fuerza sísmica es un incremento en la resistencia a la tensión requerida en los refuerzos del muro y un aumento en la longitud de los refuerzos. El efecto es mucho más notorio en la longitud del refuerzo que en la resistencia a la tensión (Nimbalkar y otros, 2006).

En la figura 3.9 se muestra el aumento en longitud requerida del geosintético de acuerdo a los ángulos de fricción. Como se observa al disminuir el ángulo de fricción del material, la longitud requerida del refuerzo puede aumentar hasta más del 50%.

El diseño de muros de tierra reforzada con geosintéticos se basa en el análisis de estabilidad externa e interna, contra los diferentes modos de falla.

DISEÑO PARA ESTABILIDAD EXTERNA.

El diseño es muy similar a los diseños clásicos explicados en los cursos de fundaciones para estructuras de gravedad y semigravedad. Se analizan generalmente cuatro tipos de falla (figura 3.10):

- Deslizamiento sobre la base del muro
- Volteo
- Capacidad de soporte
- Falla profunda rotacional o traslacional

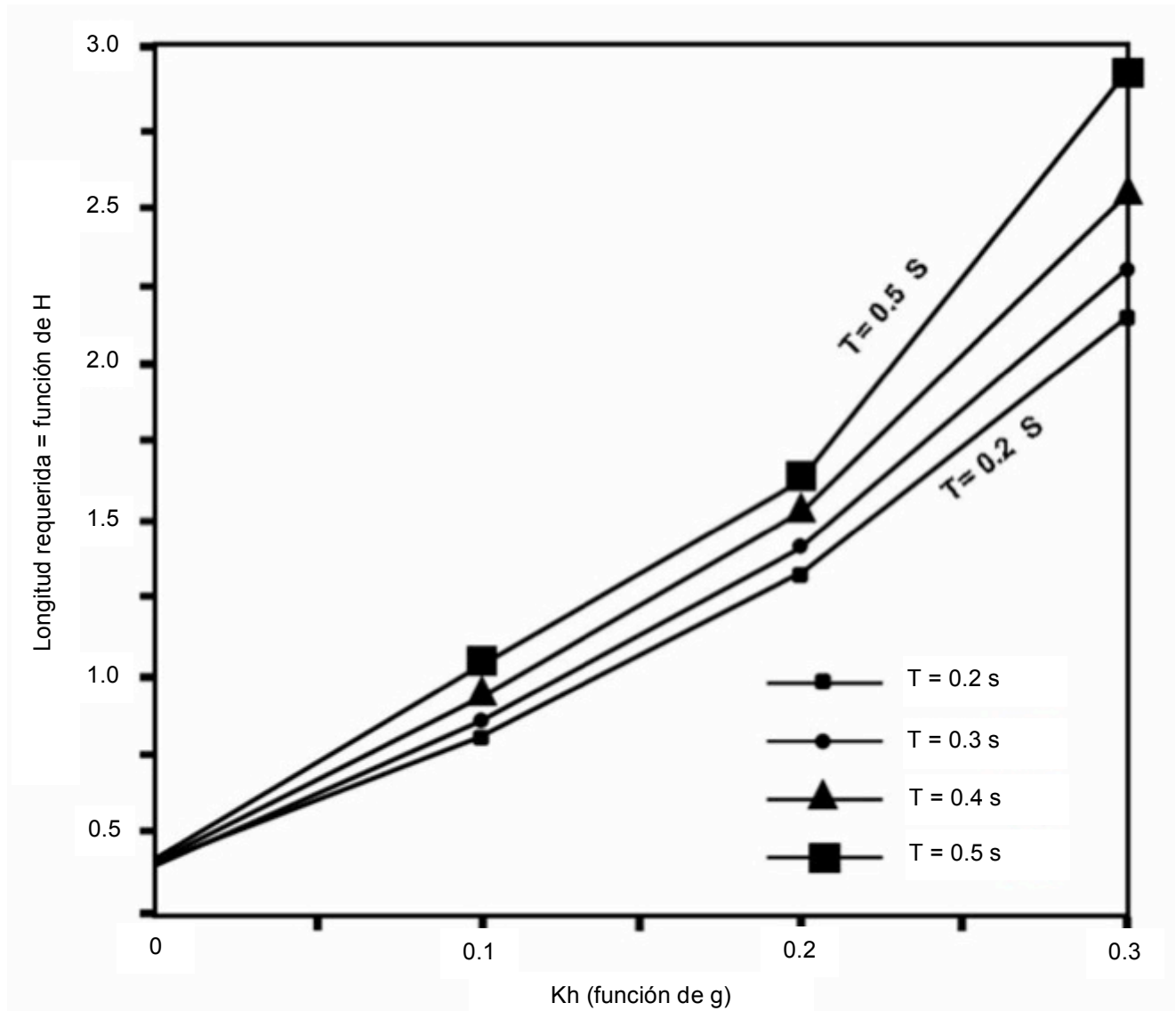


Figura 3.9 Efectos del coeficiente sísmico pseudoestático K_h y del período de vibración (T) en la longitud requerida (L_c) para el refuerzo de geosintético en un muro MSEW para $k_v = 0.5k_h$, $\varphi = 30^\circ$, $H = 5$ m, (Nimbalkar y otros, 2006).

Para los cálculos y dimensionamientos de estabilidad externa se deben seguir las especificaciones de la AASHTO. Para el diseño contra deslizamientos y volteo se utilizan los mismos criterios que se emplean en el diseño de muros convencionales a gravedad. En este caso el ancho del muro es igual a la longitud del refuerzo.

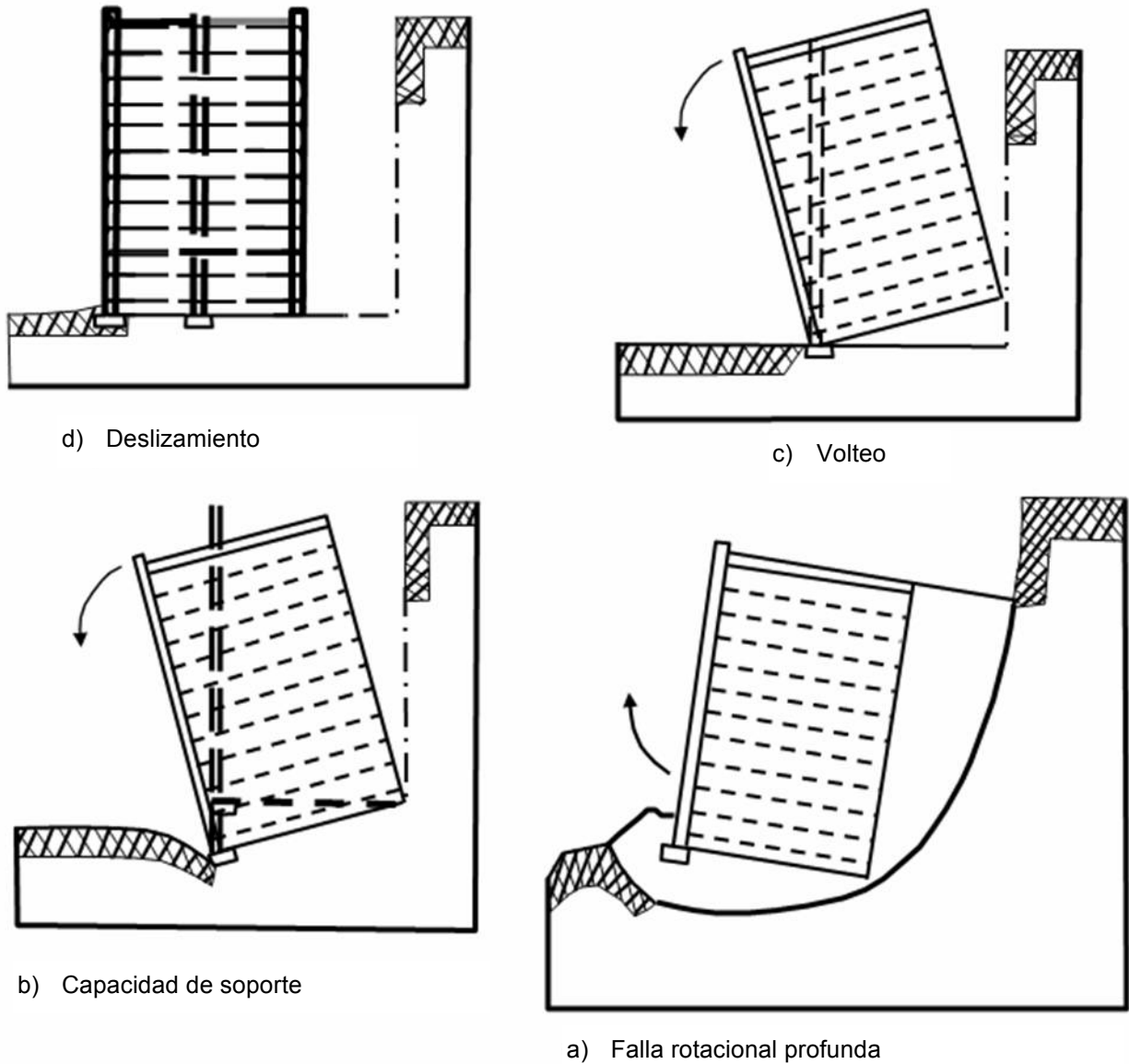


Figura 3.10 Modos de falla a analizar para estabilidad externa.

Para el diseño por capacidad de soporte se utilizan los mismos procedimientos utilizados para el diseño de cimentaciones. Para el análisis de falla profunda o de traslación se emplean los métodos de estabilidad de taludes por equilibrio límite.

DISEÑO PARA ESTABILIDAD INTERNA.

La falla para estabilidad interna puede ocurrir de dos maneras diferentes (figura 3.11):

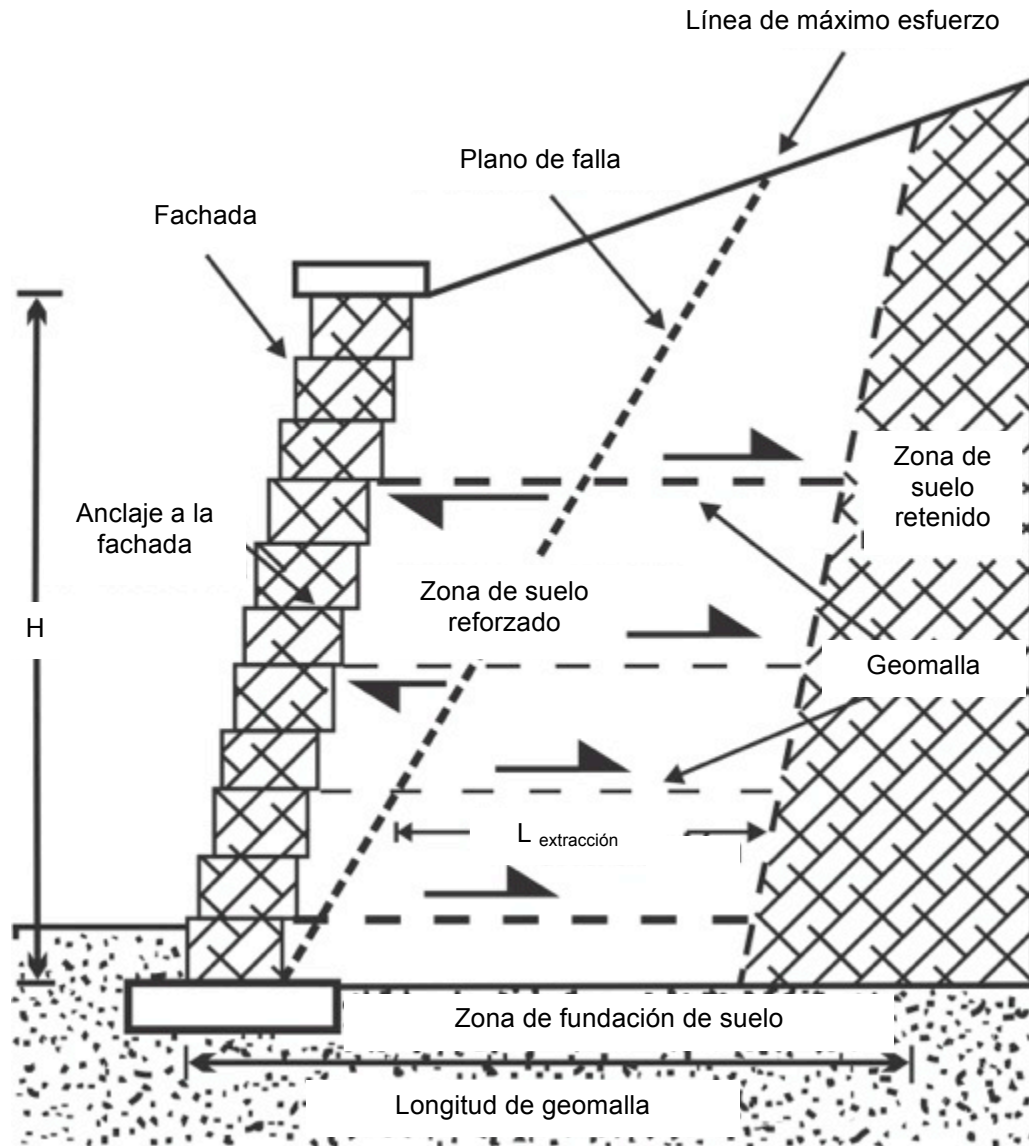


Figura 3.11 Análisis de los elementos de refuerzo.

- **Elongación y rotura de los refuerzos.** Las fuerzas de tensión son tan grandes que los refuerzos se deforman excesivamente o se rompen conduciendo a grandes movimientos y posible colapso de la estructura (figura 3.12).

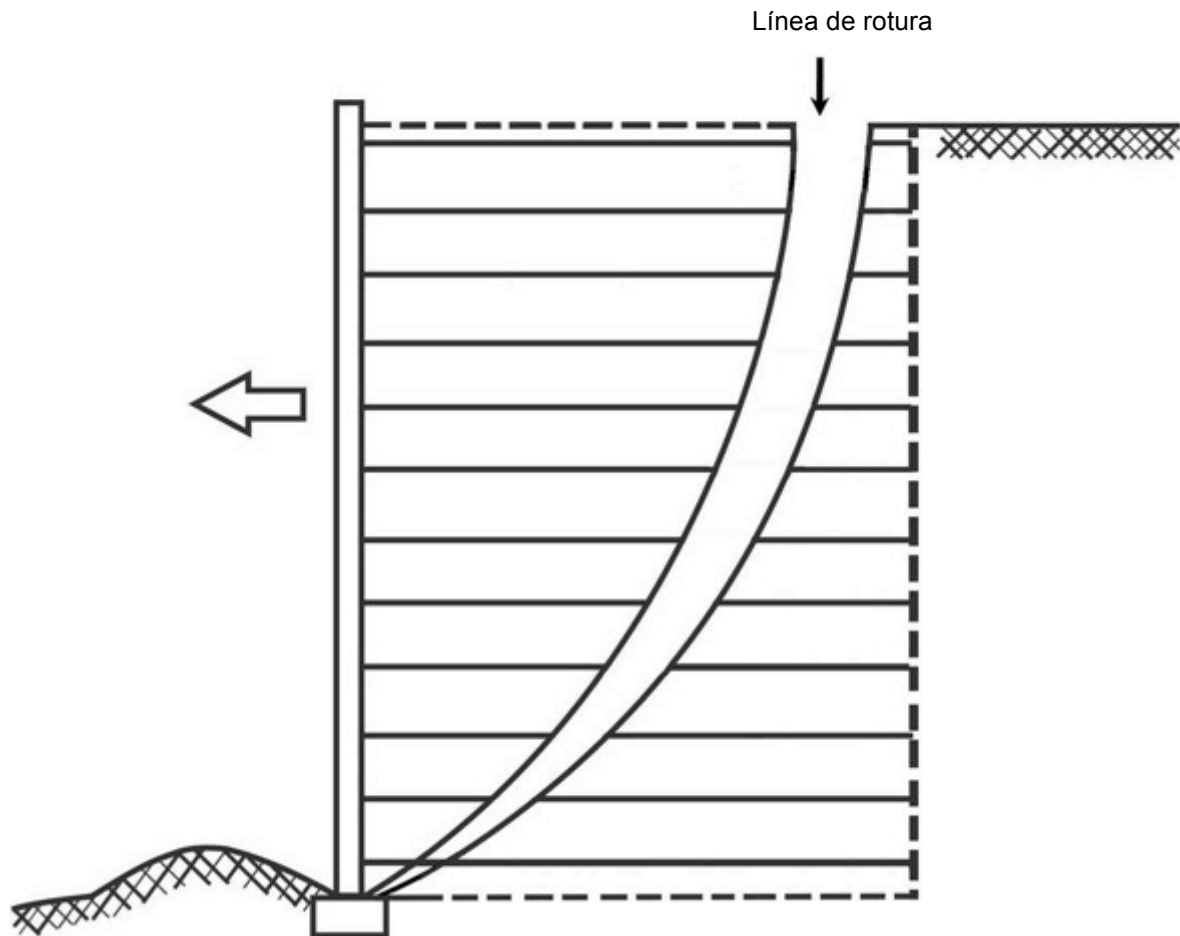


Figura 3.12 Falla por estabilidad interna por rotura del refuerzo.

- **Extracción de los refuerzos.** Las fuerzas de tensión en los refuerzos son tan grandes que los refuerzos se salen o son extraídos hacia fuera de la masa de suelo. Esto a su vez incrementa los esfuerzos de cortante en el suelo alrededor y conducen a grandes movimientos y posible colapso de la estructura (figura 3.13).

El proceso de dimensionar la estructura para estabilidad interna consiste en determinar las máximas fuerzas de tensión, su localización y la capacidad de resistencia del refuerzo tanto a extracción como a tensión.

Los elementos de fachada deben diseñarse para resistir las fuerzas horizontales de acuerdo a las especificaciones de la AASHTO. Se requiere elaborar planos detallados de los elementos de la conexión.

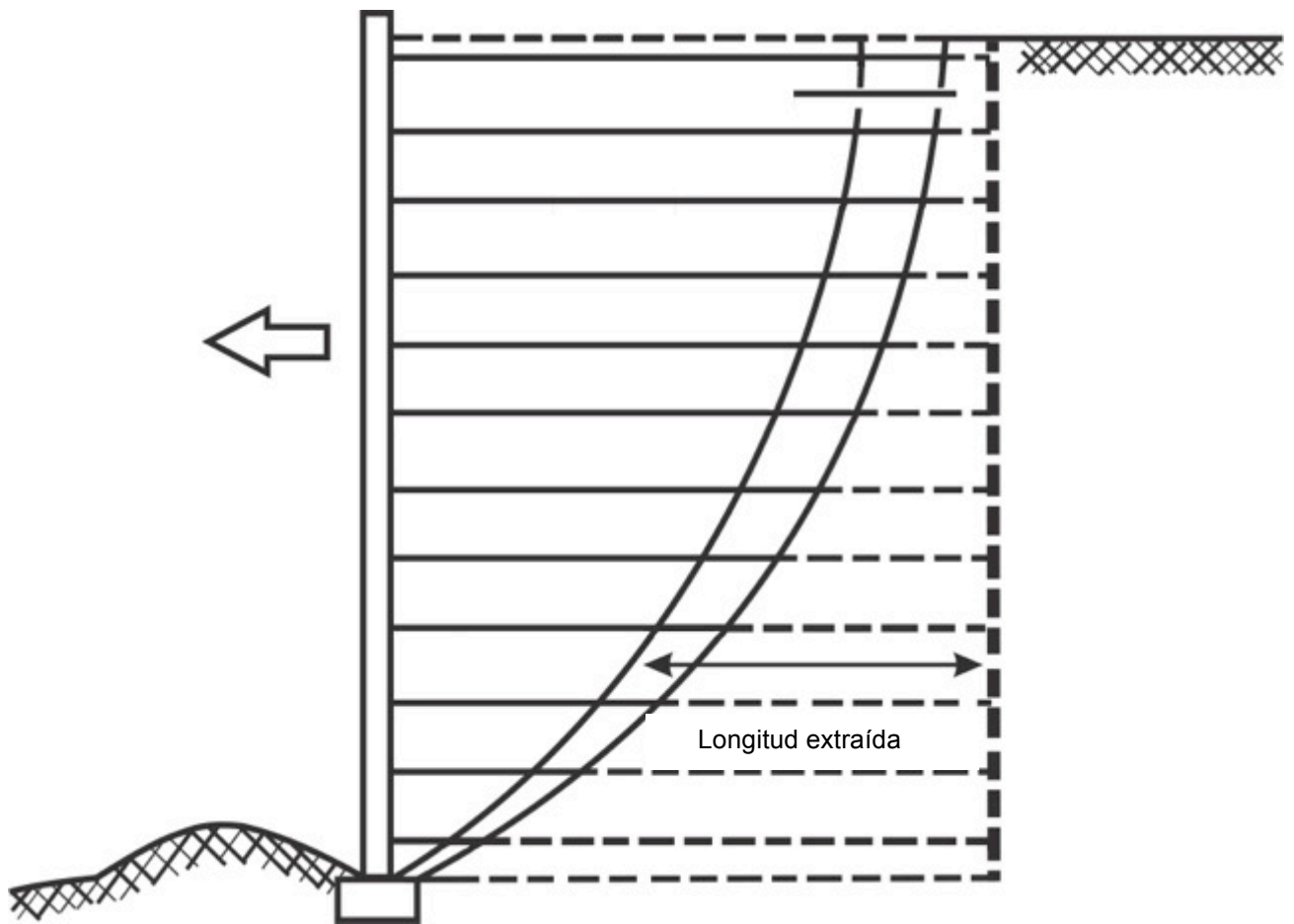


Figura 3.13 Falla por estabilidad interna por extracción del refuerzo.

El subdrenaje es determinante para la estabilidad de un muro MSEW. Se requiere construir una cortina de subdrenaje detrás del muro para impedir el paso de agua subterránea hacia el relleno, un colchón de drenaje debajo del muro, un sistema de subdrenaje detrás de la fachada y un sistema colector de las aguas captadas (figura 3.14).

PASOS PARA EL DISEÑO.

Paso 1: Estudio geotécnico y topográfico

- *Estudio geotécnico del sitio*, incluyendo sondeos y ensayos de laboratorio. Suponer las propiedades implica un riesgo muy alto.
- *Estudio topográfico* detallado del sitio.
- *Análisis de estabilidad del talud* antes de colocar la estructura de tierra con refuerzo.

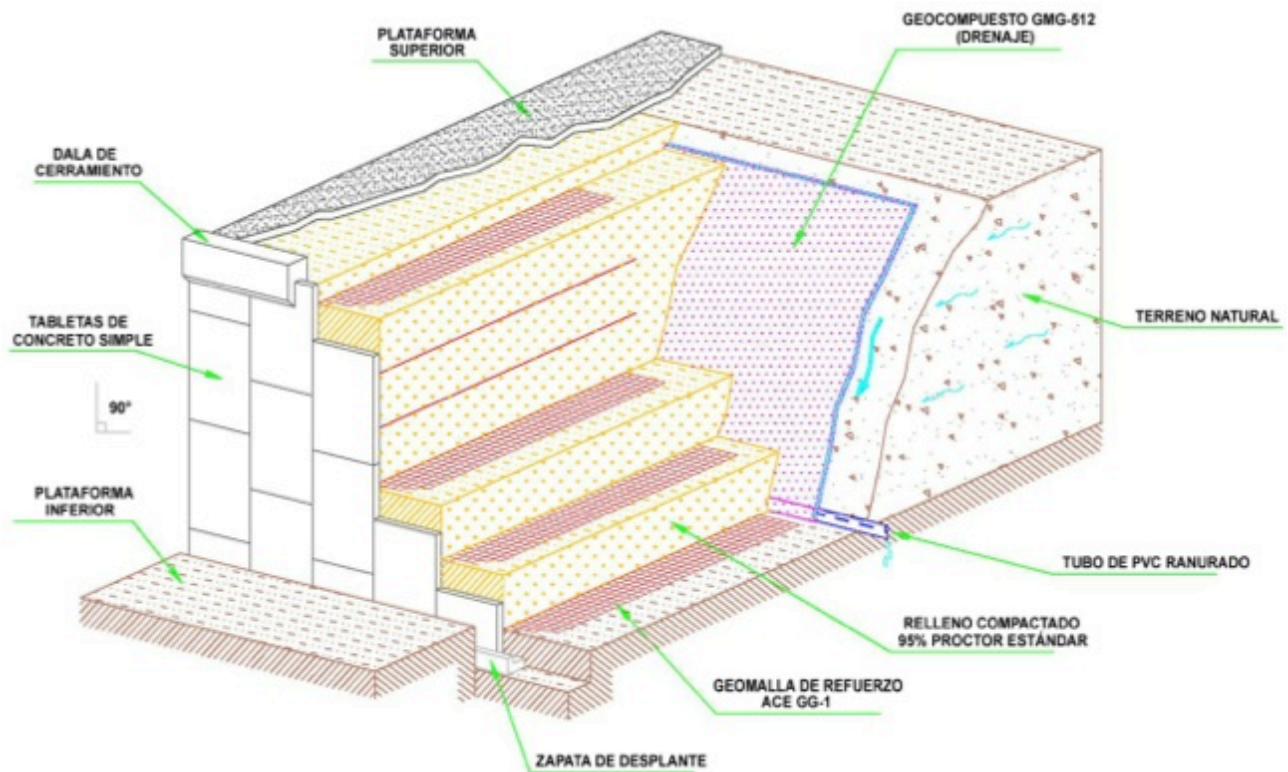


Figura 3.14 Detalle de un muro MSEW indicando el subdrenaje, colocando un geosintético tipo geocompuesto detrás de la fachada.

- *Estudio de los materiales disponibles para el relleno del muro.* Se requiere tomar muestras de las canteras de materiales y realizar ensayos de densidad, proctor modificado y de resistencia al corte. Para el diseño, se recomienda suponer que el peso del relleno es el 95% de la densidad máxima proctor en estado “húmedo”. Generalmente, los materiales granulares gruesos tienen pesos unitarios húmedos típicos superiores a 20 kN/m^3 .
- *Determinar las propiedades de los suelos para el diseño.*

Paso 2: Escoger el tipo y características de la estructura

- *Se debe escoger entre:* muro MSEW y talud reforzado.
- *Se debe escoger el tipo de material de refuerzo y el tipo de fachada.* Se recomienda tener en cuenta para la decisión todos los productos de refuerzo y de fachada disponibles en el mercado nacional y escoger el que mejor se ajuste a las condiciones del proyecto. Es importante tener en cuenta el comportamiento a largo plazo.

Paso 3: Determinar las propiedades de los refuerzos

En la tabla 3.12 se indican las propiedades que se requieren conocer de los refuerzos.

Propiedades	Método	Unidad	ACE GG60-I
Mecánicas índice			
Resistencia a Tensión, T_{ult} – MD min	ASTM D6637	kN/m	60
Resistencia a Tensión, T_{ult} – CD min	ASTM D6637	kN/m	30
Elongación MD	ASTM D6637	%	≤ 10
Resistencia al 2% de deformación, MD min	ASTM D6637	kN/m	≥ 15
Resistencia al 5% de deformación, MD min	ASTM D6637	kN/m	≥ 30
Factores de diseño a largo término			
Factor de reducción creep, RF_{CR}			1.44
Factor de reducción por daño en instalación, RF_{ID}			1.12
Factor de reducción por durabilidad, RF_D			1.15
LTDS* (114 años)	FHWA NHI-00-043	kN/m	32

Tabla 3.12 Propiedades mecánicas de la geomalla ACE GG60-I.

Nota: Si se tiene información de la resistencia permisible a largo plazo, debidamente soportada por ensayos, no se requiere conocer los factores de reducción; y a la inversa.

Paso 4: Establecer los requerimientos básicos para el diseño

Factores de seguridad

En la tabla 3.13 se presentan los factores de seguridad especificados por AASHTO.

Factor de seguridad (FS)	Mínimo especificado por AASHTO (Análisis Estático)	Mínimo especificado por AASHTO (Análisis Sísmico)
A Deslizamiento	1.5	1.125
A Volcamiento	2.0	1.5
A Estabilidad de taludes	1.3	1.1
A Estabilidad interna	1.5	1.125
A Capacidad de soporte	2.5	
Excentricidad	L/6 en tierra, L/4 en roca	

Tabla 3.13 Factores de seguridad para el análisis estático y sísmico.

Aceleración sísmica de diseño

Investigar en los códigos nacionales o locales. Se debe diseñar con el valor de “A” (aceleración máxima en el terreno del sitio).

Coefficiente de aceleración sísmica de diseño

AASHTO recomienda utilizar un coeficiente de 0.5 A.

Coefficiente de fricción suelo – refuerzo

$\rho = 0.67 \tan \phi$ (especificaciones AASHTO).

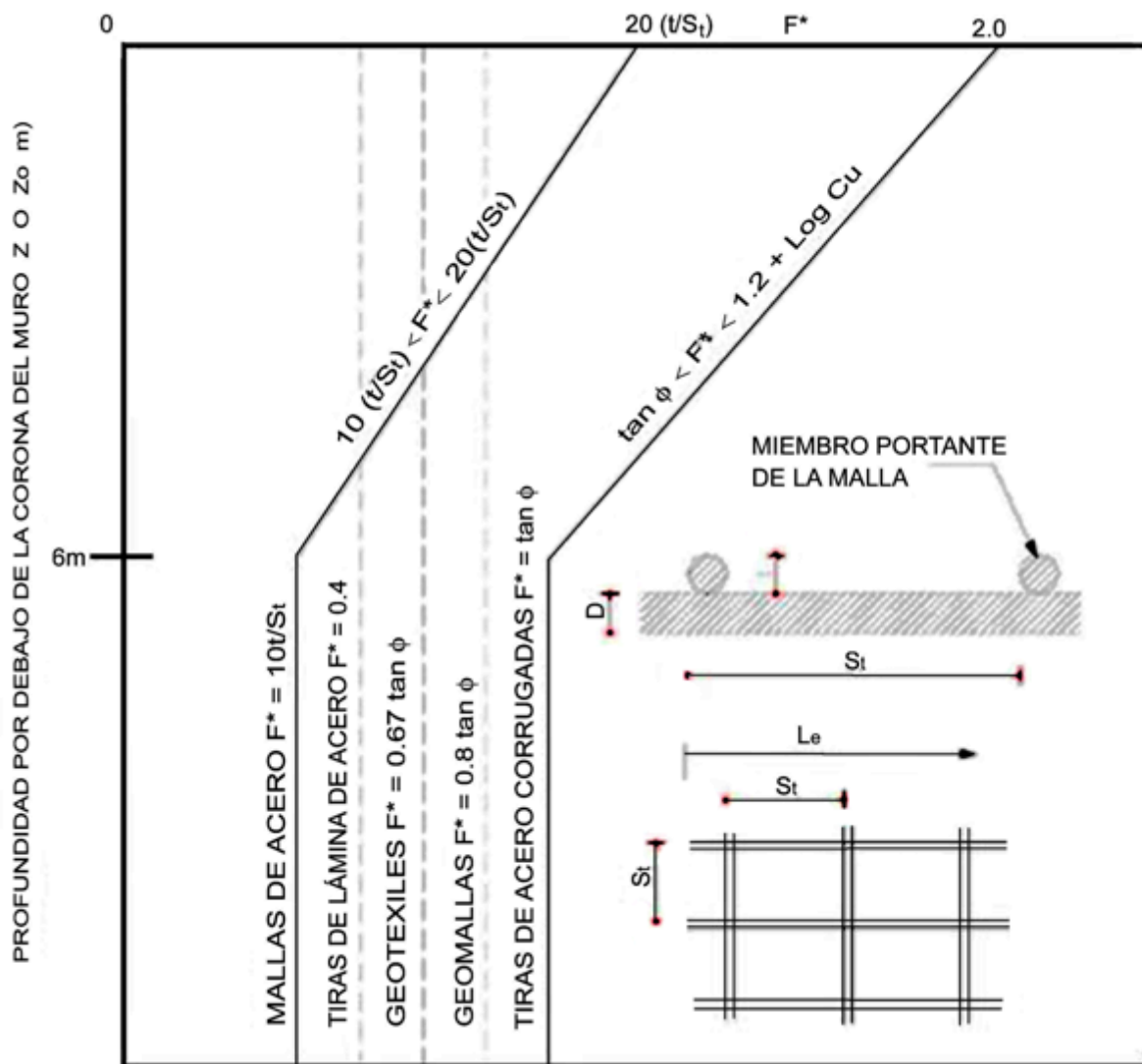


Figura 3.15 Gráfica 5.8.5.2A de los valores por defecto para el factor de fricción por extracción F^* de las especificaciones de AASHTO.

Factor de resistencia a la extracción

F* (se obtiene de la gráfica 5.8.5.2 A de las especificaciones AASHTO).

Factor de corrección por efecto de escala

El efecto de escala depende del tipo de refuerzo y en la tabla 3.14 se muestran los factores utilizados por defecto en la mayoría de diseños.

Tipo de refuerzo	Valor de α por defecto
Acero	1.0
Geomallas	0.8
Geotextiles	0.6

Tabla 3.14 Factores de corrección por efecto de escala.

Sobrecarga de tránsito

Mínima AASHTO = 0.6 m de altura de suelo repartida uniformemente sobre toda la superficie superior del muro.

Otras sobrecargas repartidas o puntuales

Rieles o muros de borde de vía, cimientos, etc.

Detalles de obstrucciones internas a colocar dentro del muro

Tuberías, redes de teléfonos, etc.

Paso 5: Especificar la longitud mínima del refuerzo

La AASHTO especifica L mínima = $0.7 H$, donde H = altura del muro. Se recomienda que la longitud del refuerzo sea la misma en toda la altura del muro.

Paso 6: Especificar el espaciamiento básico entre los refuerzos

La AASHTO especifica un espaciamiento máximo de 0.80 m para garantizar la integridad del muro.

Paso 7: Especificar el empotramiento mínimo del muro

La AASHTO especifica mínimo 0.6 m. Debe especificarse adicionalmente una berma en el pie del muro de mínimo 1.2 m.

Paso 8: Incluir toda la información en un software

El software que se utilice debe ser consistente con las especificaciones AASHTO. Debe investigarse si el software realmente utiliza el procedimiento de diseño especificado por AASHTO. Se deben tener a mano las especificaciones AASHTO y los lineamientos para el diseño de la FHWA. El software le puede pedir información adicional.

Paso 9: Correr el programa de software

Se va a requerir escoger alternativas de parámetros específicos relacionados con los materiales.

Paso10: Revisar los resultados y mejorar el diseño

Es muy importante que el ingeniero diseñador revise los resultados para detectar errores o inconsistencias.

Paso 11: Diseño del sistema de subdrenaje

Diseño del sistema de intercepción del agua subterránea detrás del muro, el colchón de drenaje y el sistema de recolección en el pie del muro y el drenaje entre capas de refuerzo.

- *Filtro detrás del muro.* Se debe escoger entre un geodren planar o una capa de material filtrante; con o sin interfase de geotextil. Se requiere determinar el material y el espesor del filtro.
- *Colchón de drenaje en la cimentación.* El espesor y material de este colchón determina parcialmente el factor de seguridad al deslizamiento por su efecto sobre la fricción y la presión de poros en el pie del muro.
- *Subdrenaje entre capas de refuerzo.* Pueden utilizarse geodrenes planares, tubería perforada, lloraderos en la fachada, y/o material filtrante detrás de la fachada.
- *Sistema de recolección.* Tubería y subdren de recolección por debajo del pie del muro y su entrega a un sitio seguro alejado del muro.

Paso 12: Elaborar planos de diseño y detalles de construcción

Incluye despiece de los refuerzos, detalles de fachada, traslapes, subdrenes, etc.

Paso 13: Elaborar especificaciones de construcción.

Se deben elaborar especificaciones detalladas. Como referencia pueden utilizarse las indicaciones, especificaciones y recomendaciones de la FHWA.

3.6 DATOS Y BASES DE DISEÑO.

En referencia a los datos y bases para el diseño de los muros de tierra mecánicamente estabilizados, y en función de los pasos de diseño descritos en el capítulo 3.5 para ambos sistemas, se cuenta con los estudios geotécnicos y topográficos del sitio, planos arquitectónicos y especificaciones estructurales, para realizar el diseño de los elementos de contención.

El terraplén que conforma las rampas de acceso a el puente vehicular, está definido por sus características: geométricas y topográficas (alturas, pendiente de acceso y pendiente del paramento), geotécnicas (peso volumétrico, ángulo de fricción interna, porcentaje de finos, capacidad de carga), de sobrecarga (carga muerta: carpeta asfáltica, guarnición de concreto, entre otras; y carga viva: camión HS-20, T3-S3 y T3-S2-R4, tipo I) y técnicas del material de refuerzo (acero galvanizado para el sistema de Tierra Armada y geomallas para el sistema con geosintéticos).

Los datos proporcionados y especificaciones técnicas de ambos sistemas, que se utilizaron para el diseño de los muros de contención tierra mecánicamente estabilizados, son los siguientes:

- Para el sistema de Tierra Armada, el refuerzo será con acero galvanizado tipo solera, con el objetivo de evitar la corrosión provocada por los agentes químicos (PH) del suelo y cuya resistencia es $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$. La sección de la solera es rectangular de 55 x 4 mm y la superficie es corrugada para incrementar la fricción en la interacción tierra-solera.

- Para el sistema con geosintéticos, el refuerzo será con geomalla de poliéster de alta resistencia cubierta con PVC negro para brindar mayor durabilidad y resistencia contra los rayos UV, de tipo ACE GG60-I y ACE GG100-I, cuya resistencia última es de 60 y 100 kN/m, respectivamente.
- Debido a que la tierra que conformará el terraplén será suministrado de un banco de materiales, cuyas propiedades mecánicas nos las informan, son las siguientes: arena limosa tipo tepetate con un porcentaje de finos menor al 15%, peso volumétrico menor de 17.0 kN/m³ y ángulo de fricción interna mayor de $\phi = 33^\circ$. Con base en la teoría de diseño, la cohesión se considera con un valor nulo, para suponer un suelo puramente friccionante.
- De acuerdo con el informe de mecánica de suelos, específicamente en el sondeo SM-2, se reporta un peso volumétrico de 20.1 kN/m³, ángulo de fricción interna de $\phi = 33^\circ$ y cohesión de 57.0 kPa (ver tablas 3.5, 3.6 y 3.7).
- Los factores de seguridad mínimos recomendados son los indicados en la tabla 3.13, en el análisis estático y sísmico.

La resistencia a la tensión disponible en el sistema de Tierra Armada, directamente proporcional al 55% de la resistencia última ($0.55 f_y$). En el caso del sistema con geomalla, la resistencia disponible es a razón de la resistencia última T_{ult} afectada por los factores de reducción: $T_{ult} / [RF_{CR} * RF_{ID} * RF_D]$.

El diseño del sistema de refuerzo de suelo para ambos sistemas, requiere una evaluación minuciosa del pullout a largo plazo con respecto a tres criterios básico: capacidad de deslizamiento o extracción, es decir, la resistencia al arrancamiento de cada refuerzo debe ser adecuada para resistir la fuerza de tracción de diseño que trabaja en el refuerzo con un factor de seguridad específico. Desplazamiento permisible, es decir, el desplazamiento del suelo en la interacción suelo-refuerzo, debe ser menor al permisible. Desplazamiento a largo plazo, es decir, la carga

retirada debe ser menor a la carga crítica sostenida (creep). El factor de seguridad para la resistencia disponible al pullout en ambos sistemas, debe ser de FS=1.5.

Los factores de reducción que se utilizaron para el diseño a largo plazo (114 años), son los que se indican en la tabla 3.15:

Propiedades de LTDS	Método	Unidad	Valor
Factor de reducción para soleras de acero, RF_{fy}			0.55
Factor de reducción creep, RF_{CR}			1.44
Factor de reducción por daño en instalación, RF_{ID}			1.12
Factor de reducción por durabilidad, RF_D			1.15
Resistencia de diseño a largo plazo, LTDS (114 años) Geomalla ACE GG60-I	FHWA NHI-00-043	kN/m	32
Resistencia de diseño a largo plazo, LTDS (114 años) Geomalla ACE GG100-I	FHWA NHI-00-043	kN/m	54

Tabla 3.15 Factores de reducción de resistencia para las geomallas.

- Para el análisis comparativo de los 2 sistemas que se presenta en este documento, referente a las características geométricas y topográficas, se hará mención solo a la altura de muro de 6.40 m, considerando 0.20 m de profundidad de desplante sobre el terreno natural, resultando una altura de diseño por 6.60 m. Se considera la altura constante a lo largo de 40 m de longitud, para cada rampa de acceso al puente vehicular.
- Respecto a la sobrecarga de diseño, se considera uniformemente repartida en una superficie horizontal con un valor de carga muerta por 15 kPa y carga viva de 10 kPa.

- El informe de mecánica de suelo, reporta que el proyecto se localiza en la región sísmica de la República Mexicana de la zona B, con un tipo de suelo II y un coeficiente de aceleración sísmica del terreno $a_0 = 0.08$.
- En referencia a los datos y bases de diseño mencionados en este capítulo, se presenta como anexos 1 y 2, los correspondientes análisis para el cálculo del refuerzo con Tierra Armada y geosintéticos, mediante el apoyo del software “Mechanically Stabilized Earth Wall” (MSEW, por sus siglas en inglés), donde se determina la longitud de anclaje, separación entre los refuerzos y los factores de seguridad, con base en la resistencia a la tensión del refuerzo (acero o geomalla).

3.7 DISEÑO DEL ESTRIBO CON TIERRA ARMADA.

Como resultado de las investigaciones realizadas en modelos de Tierra Armada a diferentes escalas a lo largo de más de 10 años, se propusieron nuevos métodos de diseño para estructuras de este tipo, con base en los dos métodos siguientes:

- Método de esfuerzos de trabajo
- Método de los planos de falla

3.7.1 MÉTODOS DE ANÁLISIS.

Al igual que en los muros de contención clásicos, en los muros sencillos de tierra reforzada con armaduras de acero se calcula la estabilidad externa considerando los esfuerzos por longitud de muro.

Los muros dobles están formados por dos muros de tierra reforzada con armaduras, cuyos paramentos son paralelos y que pueden estar separados por un relleno no armado o por armaduras unidas o engarzadas.

A continuación se describen los dos métodos con los que se diseñan los muros mecánicamente estabilizados de Tierra Armada:

1. **Método de esfuerzos de trabajo.** Basado esencialmente en los resultados de experimentos a escala natural en estructuras reales bajo condiciones alejadas de la falla.

Con este método se pueden determinar separadamente las fuerzas máximas de tensión en las tiras de refuerzo y la longitud necesaria de adherencia para los refuerzos. El diseño preliminar involucra una masa de geometría rectangular con un ancho B igual a $0.7H$, siendo H la altura total de la estructura (figuras 3.16 y 3.17).

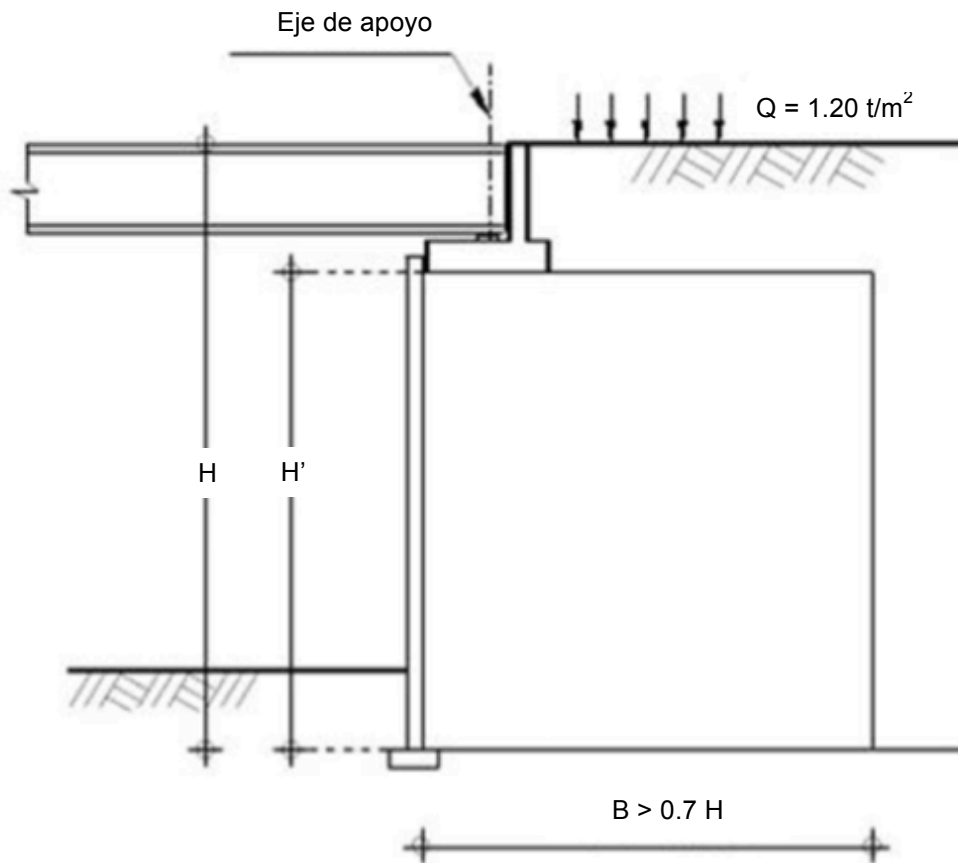


Figura 3.16 Análisis preliminar de una estructura de Tierra Armada

El valor de $T_{\text{máx}}$ (fuerza máxima a tensión en los refuerzos) se calcula considerando el equilibrio de un prisma de altura ΔH (considerando la separación vertical entre dos lechos de refuerzos) formado por la capa reforzada y limitado en un extremo por el paramento exterior y en el otro por el punto M localizado sobre el lugar geométrico de las fuerzas máximas de tensión.

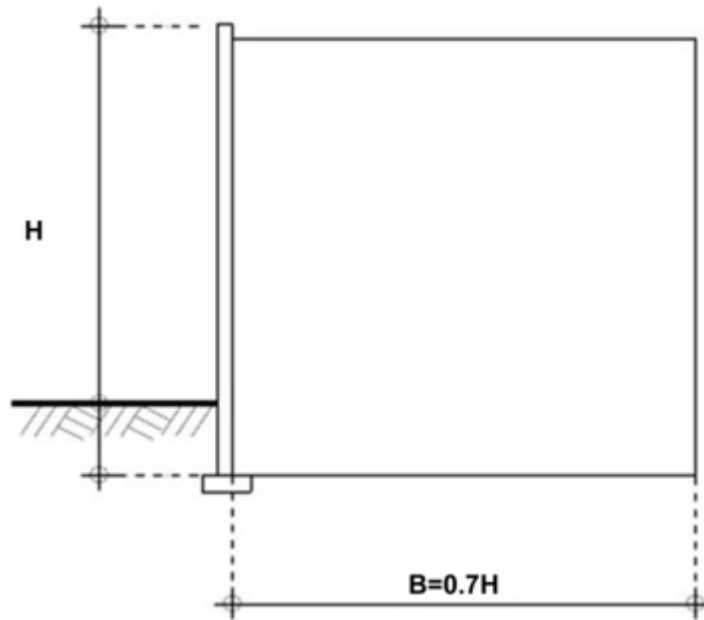


Figura 3.17 Cálculo de las fuerzas máximas de tensión en los refuerzos.

En el punto M no existen esfuerzos cortantes aplicados sobre el refuerzo por el suelo ($\tau = \Delta T / \Delta L = 0$; dónde: τ = esfuerzo cortante, ΔT = fuerza de tensión en el punto considerado del refuerzo, ΔL = abscisa del punto en cuestión) y los esfuerzos en este punto resultan verticales (σ_v) y horizontales (σ_h).

Además por razones de simetría, se puede suponer que no hay esfuerzos cortantes actuando sobre las caras horizontales del prisma. El equilibrio del prisma (1m de ancho) muestra que los esfuerzos σ_h aplicados en la superficie del respaldo están balanceados por las fuerzas máximas de tensión ($T_{\text{máx}}$) actuando en las “n” tiras de refuerzo por metro lineal. De ahí se obtiene que:

$$T_{\text{máx}} = 1/n (\Delta H \cdot \sigma_h)$$

La determinación del valor del esfuerzo horizontal σ_h es semi-empírica. El esfuerzo vertical σ_v según la siguiente ecuación:

$$\sigma_h = K \sigma_v$$

Donde,

K = coeficiente experimental deducido a partir de ensayos a escala natural y se puede expresar como sigue:

$$\text{Para } z \leq z_0; \quad K = K_0 (1 - z/z_0) + K_a z/z_0$$

$$\text{Para } z > z_0; \quad K = K_a$$

Donde,

$$K_0 = 1 - \text{sen}\phi \quad \text{y} \quad K_a = \tan^2 (\pi/4 - \phi/2)$$

z = profundidad abajo del borde superior del paramento

z_0 = profundidad crítica = 6.0 m

σ_v = esfuerzo vertical total

El esfuerzo vertical σ_v se calcula con la distribución de Meyerhof, suponiendo en equilibrio los momentos de las fuerzas aplicadas en la porción de la masa de tierra reforzada arriba de las tiras de refuerzo. Por tanto, resulta mayor que la presión por sobrecarga ($\gamma z + q$). En consecuencia, para el caso de un muro de contención con superficie libre horizontal, el valor de σ_v está dado por la expresión:

$$\sigma_v = \gamma z [1 + K_a (z/L)^2]$$

Donde,

L = Longitud de los refuerzos.

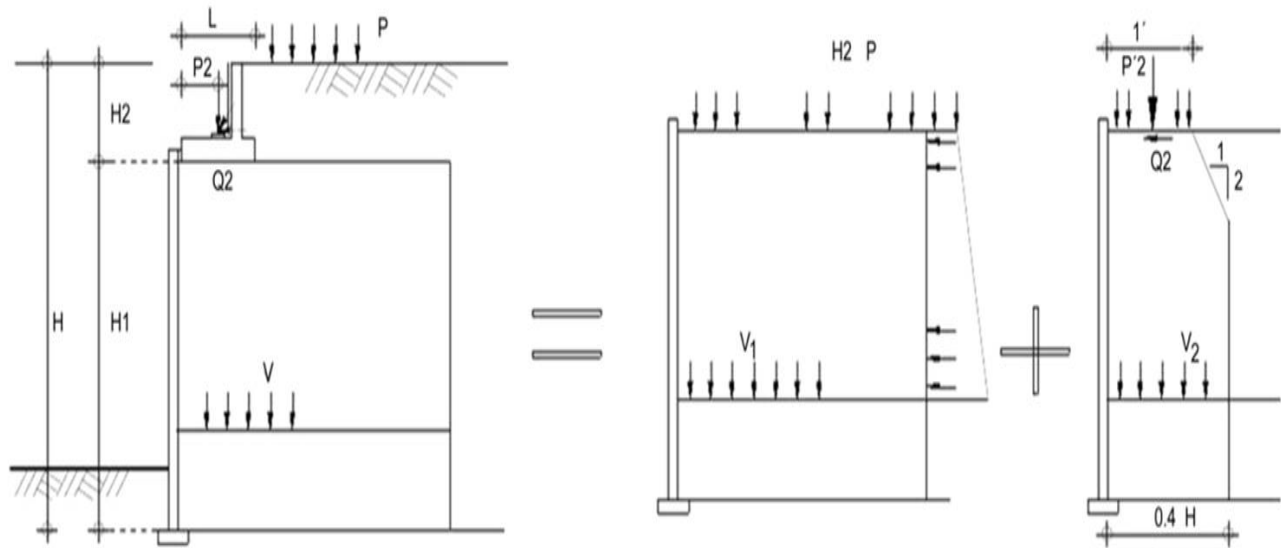
Para el caso de un estribo para puente, el valor del refuerzo σ_v se calcula aplicando el principio de superposición (figura 3.18).

Este método de diseño a partir de esfuerzos de trabajo toma en cuenta el hecho de que la parte superior del muro, el estado de esfuerzos dentro del suelo se acerca más a la condición de reposo y no al estado de falla.

Ante esfuerzos relativamente bajos, el estado del suelo entre las capas de refuerzo se acerca a la condición K_0 y sólo a medida que los esfuerzos cortantes aumentan alrededor de los refuerzos, el suelo se acerca progresivamente a la condición de falla.

El procedimiento de cálculo de σ_h que se ha descrito toma en cuenta exclusivamente las fuerzas verticales aplicadas en la parte superior de la estructura. Sin embargo las fuerzas

σ_h pueden variar debido al efecto de una fuerza horizontal Q_2 transmitida por una superestructura. En presencia de condiciones hidráulicas, se deberán tomar en cuenta las fuerzas de filtración y los empujes hidrostáticos inducidos por una diferencia de niveles de la superficie de agua dentro y fuera de la masa.



$$P'_2 = P_2 - (\gamma H_2 + P)$$

Figura 3.18 Cálculo de los esfuerzos verticales en el estribo de un puente. Principio de superposición.

Cálculo de la longitud de adherencia.

Para determinar la longitud de refuerzo, se necesita conocer el lugar geométrico de las fuerzas máximas de tensión que divide la zona “activa” de la zona “resistente”, ya que la longitud total L está dada por:

$$L = L_o + L_a$$

Donde:

L_o = longitud de la porción del refuerzo localizada dentro de la zona activa.

L_a = longitud de adherencia correspondiente al tramo del refuerzo que cae dentro de la zona resistente.

Para los estribos de puente en particular hay que prever, por regla general, $L > 7 \text{ m}$ y a la vez $L > 0.6 H + 2 \text{ m}$ ($H < 20 \text{ m}$).

El lugar geométrico teórico de las fuerzas máximas de tensión (figura 3.19) adoptado para el diseño de muros y estribos para puentes, esta horizontalmente a $0.3H$ y verticalmente a $H/2$.

Para un suelo friccionante, el coeficiente de fricción aparente f^* puede llegar a ser más importante que el propio valor del coeficiente real de fricción f medido directo en una prueba de material de relleno. El coeficiente f^* puede determinarse mediante:

$$f^* = \tau / \gamma Z$$

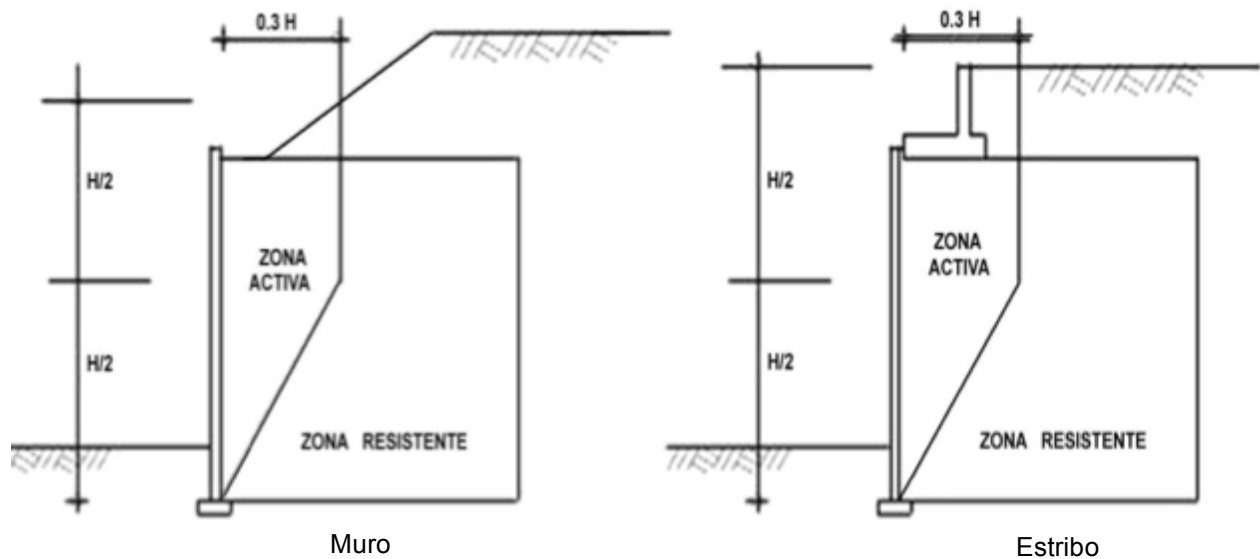


Figura 3.19 Lugar geométrico de las fuerzas máximas de tensión.

El coeficiente de fricción aparente considera la presión por sobrecarga γz del suelo localizado arriba de las tiras de refuerzo. Este valor varía en función de la rugosidad de la superficie de los refuerzos.

Tomando en cuenta la influencia de la presión por sobrecarga, se supone que este coeficiente no toma en cuenta el valor real del refuerzo normal actuando sobre el refuerzo,

sino más bien el valor medio de la presión por sobrecarga γh ; se supone que f^* varia conforme a la profundidad z de la tira considerada (figura 3.18), de acuerdo a las siguientes expresiones:

$$\text{Para } z < z_0: \quad f^* = f^*_o (1-z/z_0) + z \tan\phi/z_0$$

$$\text{Para } z > z_0: \quad f^* = \tan\phi$$

Siendo z_0 la profundidad crítica y f^* el coeficiente de fricción en la superficie, dado a su vez por la ecuación:

$$f^*_o = 1.2 + \log C_u$$

Donde:

C_u = es el coeficiente de uniformidad del material de relleno ($C_u = D_{60} / D_{10} \geq 2$).

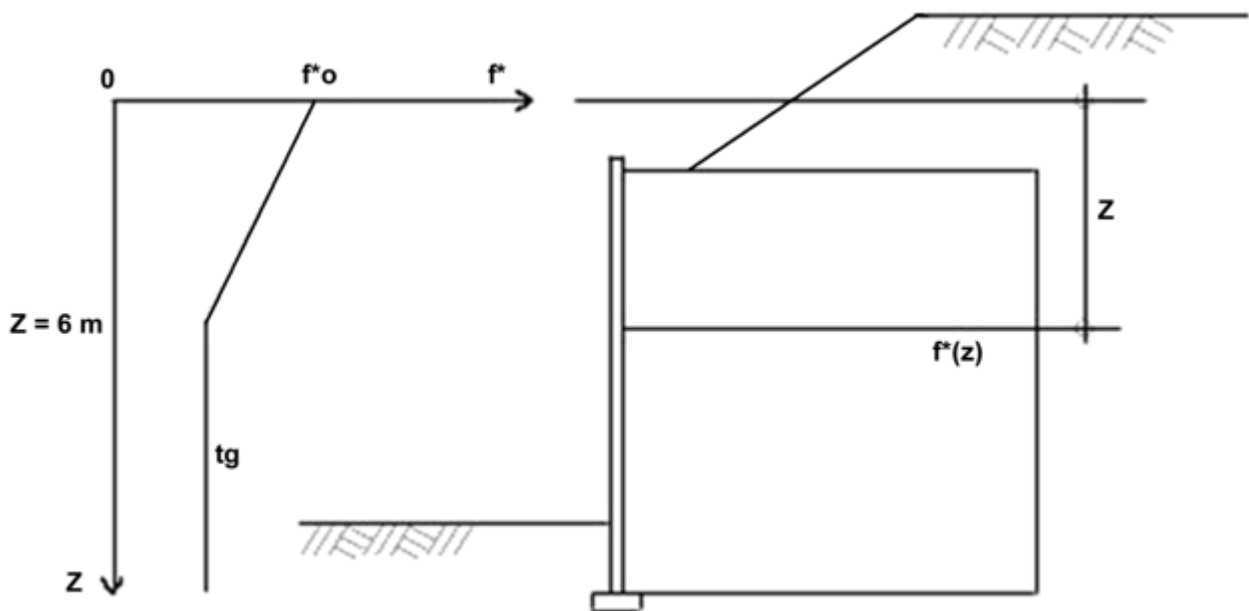


Figura 3.20 Variación de f^* con la profundidad en las tiras corrugadas.

2. Método de los planos de falla. Basado en el concepto de superficies potenciales de falla y abarcando tanto la falla debida a la rotura del refuerzo como a la producida por el deslizamiento de los refuerzos.

Principios.

Este método considera el equilibrio de una cuña limitada por el paramento exterior y por una cierta superficie potencial de falla (figura 3.21).

Cualquier cuña analizada está sometida a la acción de las siguientes fuerzas:

- a) Peso de la cuña, W .
- b) Componentes vertical y horizontal de las cargas, Q_v y Q_h .
- c) Empuje pasivo con sus componentes horizontal y vertical, P_h y P_v .
- d) Reacción del suelo actuando sobre el plano potencial de falla, formando un ángulo con respecto a la normal a este plano, R .
- e) Suma de las fuerzas de tensión, movilizadas en los refuerzos que pasan a través del plano potencial de falla, $\sum T_i$.

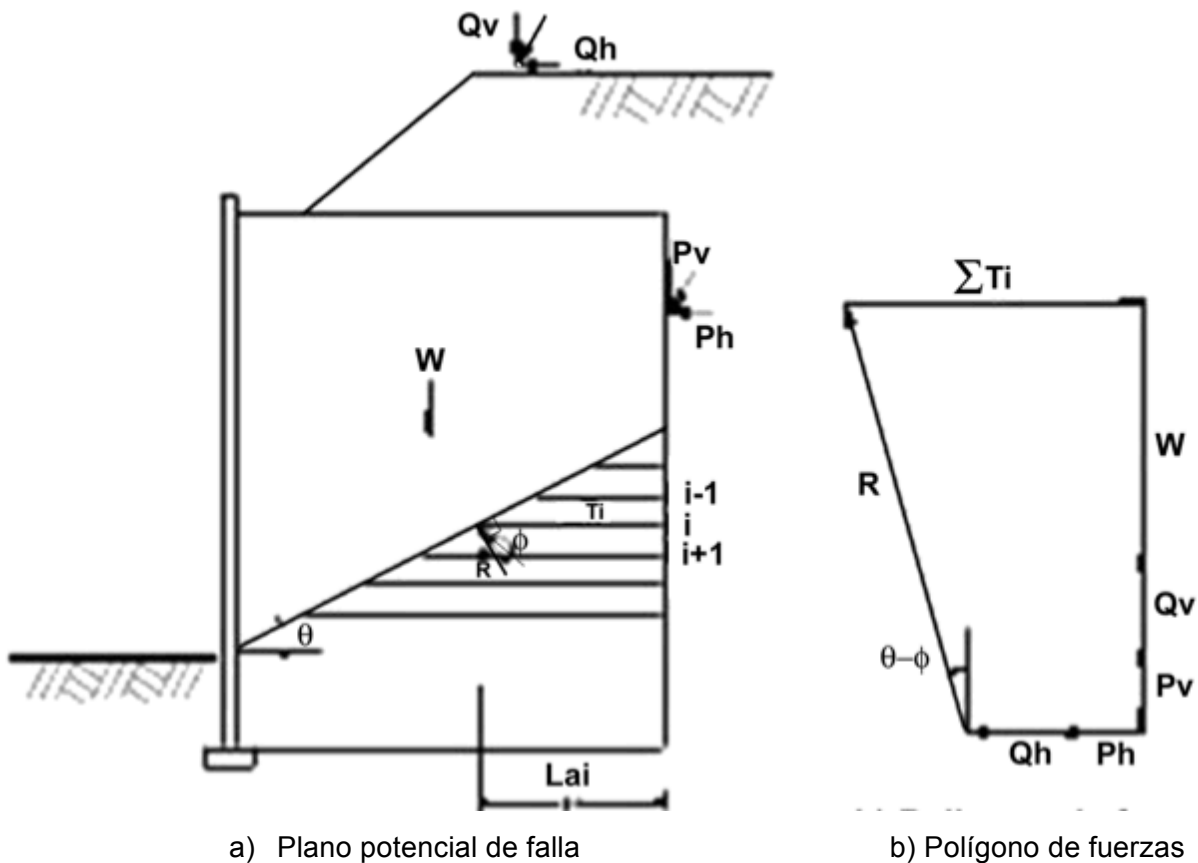


Figura 3.21 Equilibrio de una cuña de falla potencial.

Resulta posible con este método, verificar la estabilidad de las distintas cuñas limitadas por los planos potenciales de falla considerados y diseñar la estructura (número de tiras de refuerzo por metro lineal y longitud de los refuerzos), analizando primero los planos que pasan por el extremo superior del paramento y después los planos que pasan por puntos cada vez más abajo del paramento exterior.

3.7.2 PROCESO CONSTRUCTIVO.

La ejecución de la estructura de Tierra Armada (figura 3.22) debe ser organizada como una obra de movimiento de tierras. El rendimiento en el montaje del paramento y la colocación de las armaduras depende directamente de una buena organización de movimiento de tierras.

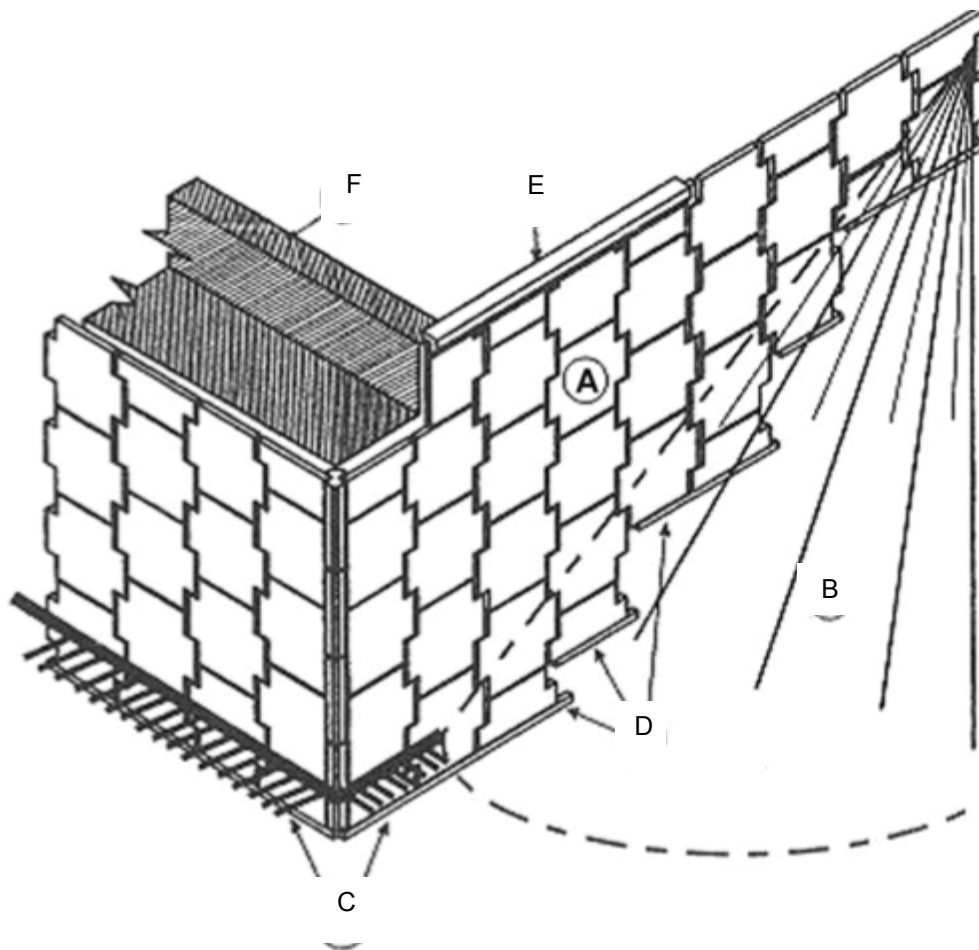
El espesor de las capas dependerá del tamaño máximo y del equipo compactador utilizado. El volumen de cada una de ellas viene determinado por la longitud del muro y la longitud de las armaduras.

El equipo humano que estimamos necesario por frente de trabajo es:

- Un ingeniero supervisor.
- Un maestro de obra, jefe de equipo o similar.
- Un carpintero, albañil o similar.
- Tres o cuatro ayudantes generales.

El equipo mecánico y accesorio a disponer por el contratista es:

- Una pequeña grúa móvil de 2 t de potencia.
- Sargentos para rigidizar las placas durante el montaje.
- Cuñas de madera.
- Llaves fijas del 20.
- Barras de uña.
- Regla metálica de 4 m, nivel y plomada.
- Madera para apuntalar la primera fila de escamas.
- Largueros de madera para el acopio de escamas.



- | | | |
|------------------------------------|------------------------|--------------|
| A) Materiales de relleno armado | C) Excavación | E) Remate |
| B) Materiales de relleno sin armar | D) Solera de desplante | F) Cargadero |

Figura 3.22 Elementos del sistema de Tierra Armada.

Con los equipos que hemos señalado se deben realizar las operaciones necesarias de: descarga, acopio, montaje, reglaje de placas y colocación de armaduras.

Un rendimiento normal de montaje, en condiciones aceptables de acceso a la obra y de longitud de la misma puede cifrarse entre 50 y 80 m²/día de paramento terminado, una vez finalizada la colocación de la primera fila de placas, que es la más laboriosa.

Las armaduras (fleje de acero) llegarán a obra generalmente en camiones de gran tonelaje (25 t) en paquetes de 50 a 100 unidades, con un peso de 1.80 kg por metro de armadura. Se descargarán con ayuda de una grúa y los paquetes de armaduras de más de 6 m de

longitud se deberán descargar y manipular con ayuda de un perfil metálico. Es necesario evitar doblar las armaduras para no dañar el galvanizado del acero. En cuanto al acopio de las armaduras, para evitar posteriores errores y facilitar el montaje, se deberá almacenar por longitudes, con una tabla que indique la dimensión y tipo de cada acopio.

Los pernos y tuercas deben almacenarse en local cerrado para evitar su pérdida. No se pueden emplear otras tuercas y pernos que los suministrados por Tierra Armada S.A., siendo especialmente peligroso utilizar pernos comerciales sin autorización expresa de Tierra Armada S.A.

Las escamas de concreto serán fabricadas en sitio, con moldes metálicos rentados por Tierra Armada S.A., por lo que el manejo en obra deberá ser el adecuado. Tanto el transporte en obra como el almacenaje de las escamas, se hacen con las placas en posición horizontal y los arranques hacia arriba.

El apilado de las escamas no deberá tener, en altura, más de seis placas de concreto. Los arranques no deben doblarse en ningún caso, ni apoyando unas escamas sobre otras. La superficie de una escama tipo, es de 2.25 m² y su peso aproximado es de 800 kg.

Las juntas verticales y horizontales son de espuma de poliuretano de células abiertas o puede utilizarse geotextil. La función de ambos materiales, es la de permitir el paso del agua, impidiendo la pérdida de finos del material de relleno. Su sección es de 40 cm y la longitud aproximada de cada tira es de 2 m.

Una vez ejecutado el trazado de la obra, se procederá a efectuar las excavaciones que correspondan según el proyecto pertinente, cuidando de respetar los taludes y cortes del proyecto, así como las eventuales obras de andamiaje que correspondan. Esto deberá ser recibido de conformidad por la inspección técnica de la obra.

El sello de las excavaciones bajo el macizo de tierra mecánicamente estabilizada deberá ser recibido de conformidad por el ingeniero geotécnico del proyecto.

La dala de desplante tiene como misión exclusiva obtener una superficie nivelada y lisa que facilite el apoyo y montaje de la primera fila de escamas. No es una cimentación.

Es fundamental que su ejecución sea extremadamente cuidadosa y con una buena nivelación en sentido longitudinal y transversal. Es la base de un buen montaje posterior.

El montaje de las escamas se realiza en capas horizontales sucesivas, generalmente en toda la longitud de la obra. Estas capas horizontales están espaciadas a cada 0.75 m; el relleno detrás de las escamas se efectúa también en capas horizontales (paralelas a la solera) de desplante.

Una vez marcado sobre la dala el punto inicial del replanteo longitudinal, se procede al montaje de las primeras dos medias escamas (figura 3.23). El orden de operación es:

1. Colocación de la media escama 1.
2. Colocación de la media escama 2.
3. Comprobación con la regla de gálibo.
4. Verificación de la nivelación con la regla metálica.
5. Aplomo de las escamas (con plomada, nunca con nivel).
6. Apuntalamiento.

Seguidamente se continúa el montaje en el siguiente orden:

- 1.- Colocación de la escama entera 3.
- 2.- Nivelación y aplomo de la escama 3, e inmediato apuntalamiento.
- 3.- Verificación de las juntas horizontales las que deben quedar de 2 cm.
- 4.- Colocación de la media escama 4, con los criterios expuestos anteriormente.
- 5.- Colocación de la escama 5.
- 6.- Verificación y gálibo entre escamas 3 y 5.
- 7.- Nivelación y aplomo de la escama 5.
- 8 - Verificación de las juntas horizontales.
- 9.- Verificación de la nivelación de las escamas 3 y 5.
- 10- Apuntalamiento de la escama 5.

- 11.- Colocación de poliuretano o geotextil por la parte posterior de las juntas verticales.
- 12.- Repetición de las operaciones con las escamas sucesivas hasta completar la primera fila de ellas.
- 13.- Comprobación de que el alineamiento es correcto.

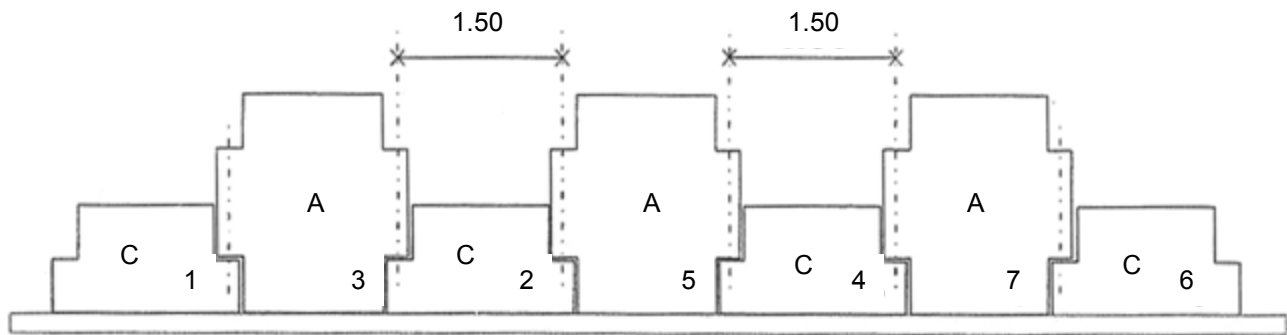


Figura 3.23 Descripción del montaje de las escamas de concreto.

El aplomo de las placas se hace siempre con plomada, nunca con nivel, dejando un desplome hacia el interior de 1 cm en las escamas enteras y 0.5 cm en las medias escamas. Este desplome será recuperado cuando se extienda y compacte el suelo de relleno. En algunos casos, y dependiendo del material de relleno, el desplome indicado se deberá corregir tras las primeras comprobaciones de verticalidad que se efectúen. Las correcciones de nivelación y de la junta de 2 cm de las placas, se realizarán mediante el empleo de cuñas de madera.

Los pequeños desplazamientos que haya que dar a las placas una vez ubicadas sobre la dala o sobre otras placas, se realizará con la utilización de barras de uña. La aplicación de la barra de uña no debe hacerse sobre las articulaciones en hombros de la placa, sino en la base de la misma.

Una vez colocadas y apuntaladas las escamas de la primera fila y rigidizadas con los sargentos necesarios, se procederá al terraplenado y compactado, de acuerdo con los niveles que se indican (fotografía 3.2).



Fotografía 3.2 Terraplenado del material de relleno.

El material de relleno, una vez aceptado por la inspección técnica de la obra, se colocará por capas de 0.25 a 0.35 m de espesor suelto, y se compactará con rodillo liso vibratorio o similar hasta obtener una densidad relativa no menor a 75 o una densidad seca no menor al 95% de la densidad seca máxima determinada por el ensaye proctor estándar, según corresponda.

El acabado de la capa es el normal de cualquier terraplén, para que las armaduras se apoyen completamente sobre el relleno, cuidando de que esto ocurra igualmente en la zona de unión del arranque con la armadura. Se procede ahora a la colocación de las armaduras correspondientes a este nivel. Las armaduras se colocan perpendiculares al paramento del muro y se unen a los arranques mediante los pernos y tuercas correspondientes. Colocado este primer nivel de armaduras, se extiende y compacta la segunda capa de material de relleno.

La forma ideal para el extendido de las tierras será el siguiente: Extender el material de relleno en primer lugar, en el centro del macizo armado, avanzar posteriormente hacia la

zona final de las armaduras y finalmente por franjas hacia el paramento. La dirección de esparcimiento y compactación del material debe ser siempre paralela al paramento en todas sus fases. Nunca debe extenderse el material perpendicularmente a las placas y aún menos avanzando hacia ellas.

Si el terraplenado se realiza con máquinas de oruga, estas no deben apoyarse directamente sobre las armaduras, para no dañar su galvanizado. La única limitación que impone el sistema, es la correspondiente al compactador a utilizar, en el metro y medio más próximo al paramento, franja en la que no se deben utilizar grandes compactadores dinámicos que puedan provocar desordenes o desplazamientos en las escamas, fundamentalmente desplome. En esta zona es recomendable emplear placas vibratorias o rodillos vibratorios (fotografía 3.3) de no más de 1000 kg de peso estático. La capa de relleno que se deja al final de la jornada es fundamental darle pendiente hacia la parte posterior del macizo al igual que longitudinalmente, con el objetivo de evacuar el agua en caso de lluvias intensas. Si a pesar de todas las precauciones, se saturase esta capa, se deberá escarificar, o bien iniciar el trabajo con una capa de material drenante.

Una vez compactado el suelo del nivel 2 se verificará de nuevo la verticalidad de las escamas enteras, comprobando si ha habido desplome, como consecuencia de la compactación (midiéndolo en su caso). La segunda fila de placas se montará, teniendo en cuenta el desplome producido. El aplomo de las escamas de esta segunda fila se efectuará igualmente con plomada, tirándola desde la parte superior de las escamas hasta la inferior de la fila precedente.

El montaje de cada capa no debe empezarse sin que la capa inferior esté terminada en toda su altura. Las escamas de la primera fila se apoyan directamente sobre el concreto de la dala. Su colocación comienza con las “medias escamas” entre las cuales se machihembran las “escamas enteras” (fotografía 3.4).

Al terminar la colocación de cada escama, es conveniente revisar con un escantillón (1.50 m) la distancia entre “barra-tubo” de las escamas contiguas, a la izquierda y a la derecha.



Fotografía 3.3 Compactación del terraplén con equipo ligero en el metro y medio más próximo al paramento.



Fotografía 3.4 Montaje de la primera fila de escamas.

Mientras se espera a la colocación de las armaduras, las escamas son sujetas por medio de unos sargentos de madera colocados en la parte alta de la escama, posteriormente se quitan los sargentos cuando se haya llegado con el relleno compactado a la parte alta de las escamas. Si se desea, se pueden dejar apuntaladas las escamas hasta llegar a este nivel.

Siempre que se coloca una escama, se debe verificar la distancia entre barra-tubo de las escamas contiguas con el escantillón de colocación. Las escamas son sostenidas mientras las armaduras son puestas por medio de los sargentos, que son elementos de fijación de madera. Es necesario efectuar después de la colocación de cada escama nivelación y plomeo con la ayuda de pequeñas cuñas de madera. La revisión de esta operación es indispensable.

Conforme se va avanzando en altura, las cuñas y los sargentos son utilizados sucesivamente.

La colocación de las armaduras se efectúa perpendicularmente al paramento en capas horizontales. Cada armadura está sujeta al arranque correspondiente con un tornillo de 1/2" x 1 1/4".

La conformación del relleno se realiza con precaución para que la armadura se apoye completamente en el terreno.

El relleno será ejecutado en capas de 37.5 cm, cuyos niveles corresponden al nivel de los arranques, consecuentemente al de las armaduras y a las partes altas de las escamas. La nivelación de las capas deberá de ser ejecutado paralelamente al paramento, para que el empuje de la máquina y el movimiento de tierra no lo transmitan directamente a las escamas.

Los camiones del material de relleno no deben circular a menos de 2 m de distancia del paramento para evitar cualquier desplazamiento de escamas no terraplenadas del todo.

3.7.3 PROGRAMA DE OBRA.

El programa de obra para la construcción del puente vehicular “La Nueva Veracruz” se presenta con base en los conceptos presupuestados, donde se muestran las actividades y los tiempos de ejecución (tabla 3.16), en un lapso de 10 semanas. Sin embargo, el programa de obra se desarrollo considerando un análisis de actividades particulares, para todo el procedimiento de construcción del sistema con Tierra Armada.

PROGRAMA DE OBRA										
CONCEPTO	SEMANA									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Limpieza y preparación del terreno. Incluye: desmonte, despalme, trazo, nivelación y acarreos.	■									
Trazo, nivelación y preparación para dala de desplante.	■									
Excavación mecánica en material B en seco para zanja de dala de desplante. Incluye: traspaleo, carga y retiro del material hasta banco de tiro, relleno con material producto de excavacion y limpieza del area de trabajo.		■								
Dala de desplante con concreto armado $f'c = 250$ kg/cm ² de 35 x 15 cm. Incluye: cimbra, colado, vibrado, curado, acero de refuerzo, acarreo 1a estación a 20 m.		■	■							
Escamas de concreto $f'c = 250$ kg/cm ² de 14 cm de espesor. Incluye: fabricación in situ, juntas para muro de retención en sistema de Tierra Armada, herrajes de arranque de acero galvanizado, cimbra aparente, habilitado de acero de refuerzo, curado y vibrado.	■	■	■	■	■	■				
Colocación de escamas de concreto armado, incluye: material para fijar y apuntalar, (sargentos, cuñas y puntales) para muro de sistema de Tierra Armada.			■	■	■	■	■	■		
Colocación de solera de acero galvanizado, fijada a escama de concreto con pernos hexagonales para sistema de Tierra Armada. Incluye: pernos y tuercas octagonales de alta resistencia con acabado galvanizado.			■	■	■	■	■	■		
Relleno y compactación de material. Incluye: tiro a volteo, conformación y compactación del material de relleno.			■	■	■	■	■	■	■	
Dala de remate con concreto armado $f'c = 250$ kg/cm ² con espesor de 18 x 15 cm. Incluye cimbra, colado, vibrado, curado. Acarreo 1a estación a 20 m.									■	■
Limpieza general durante el transcurso de la obra.	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■

Tabla 3.16 Programa de obra para el sistema de Tierra Armada.

3.7.4 PRESUPUESTO DE OBRA.

Se realizó el presupuesto de obra para la construcción de muros de contención con el sistema de Tierra Armada en las rampas de acceso del puente vehicular “La Nueva Veracruz”, los resultados obtenidos se muestran en la tabla 3.17.

PRESUPUESTO DE OBRA					
Clave	Descripción	Unidad	Cantidad	P.U	Importe
001 Limp	Limpieza y preparación del terreno. Incluye: desmonte, despalme, trazo, nivelación y acarreo.	m ²	1,176.00	\$ 136.54	\$ 160,567.21
002 Traz	Trazo, nivelación y preparación para dala de desplante.	m ²	73.60	\$ 88.41	\$ 6,507.28
003 Exca	Excavación mecánica en material B en seco para zanja de dala de desplante. Incluye: traspaleo, carga y retiro del material hasta banco de tiro, relleno con material producto de excavacion y limpieza del area de trabajo.	m ³	40.48	\$ 263.52	\$ 10,667.28
004 DaDe	Dala de desplante con concreto armado f'c = 250 kg/cm ² de 35 x 15 cm. Incluye: cimbra, colado, vibrado, curado, acero de refuerzo, acarreo 1a estación a 20 m.	ml	184.00	\$ 280.16	\$ 51,549.32
005 Flet	Flete para traslado de moldes, soleras y herrajes de acero, con origen en bodega y destino a la ciudad de Veracruz. Incluye: maniobras de carga y descarga.	viaje	3.00	\$ 18,325.44	\$ 54,976.32
006 Esca	Escamas de concreto f'c = 250 kg/cm ² de 14 cm de espesor. Incluye: fabricación in situ, juntas para muro de retención en sistema de Tierra Armada, herrajes de arranque de acero galvanizado, cimbra aparente, habilitado de acero de refuerzo, curado y vibrado.	m ²	1,100.00	\$ 743.13	\$ 817,446.57
007 CoEs	Colocación de escamas de concreto armado, incluye: material para fijar y apuntalar, (sargentos, cuñas y puntales) para muro de sistema de Tierra Armada.	m ²	1,100.00	\$ 270.42	\$ 297,464.65
008 Sole	Solera de acero galvanizado fy = 4,200 kg/cm ² con sección de 50 mm de ancho y 4 mm de espesor para muro de retención en sistema de Tierra Armada.	ml	10,120.00	\$ 57.24	\$ 579,232.95
009 CoSo	Colocación de solera de acero galvanizado, fijada a escama de concreto con pernos hexagonales para sistema de Tierra Armada. Incluye: pernos y tuercas octagonales de alta resistencia con acabado galvanizado.	ml	10,120.00	\$ 39.67	\$ 401,444.91
010 Pate	Patente del sistema de Tierra Armada.	m ²	1,100.00	\$ 310.24	\$ 341,263.56
011 Terr	Relleno y compactación de material. Incluye: tiro a volteo, conformación y compactación del material de relleno.	m ³	5,253.60	\$ 287.34	\$ 1,509,584.66
012 DaCe	Dala de remate con concreto armado f'c = 250 kg/cm ² con espesor de 18 x 15 cm. Incluye cimbra, colado, vibrado, curado. Acarreo 1a estación a 20 m.	ml	184.00	\$ 263.29	\$ 48,444.94
013 LiGe	Limpieza general durante el transcurso de la obra.	lote	1.00	\$ 33,188.10	\$ 33,188.10
				Importe	\$ 4,312,337.74

Tabla 3.17 Presupuesto de obra con el sistema de Tierra Armada.

3.8 DISEÑO DEL ESTRIBO CON GEOSINTÉTICOS.

Desde el desarrollo del concepto de tierra reforzada y sus aplicaciones para el diseño de estructuras de muro MSEW, una serie de métodos de diseño han sido propuestos, usados y depurados. La práctica actual consiste en determinar los requerimientos geométricos y de refuerzo para prevenir la falla interna y externa, usando el método de análisis de equilibrio límite.

Las evaluaciones externas de estabilidad para las estructuras de muros MSEW, tratan la sección reforzada como una masa de suelo homogéneo compuesto y evalúan la estabilidad de acuerdo a los modos de falla convencionales para los sistemas de muros tipo gravedad. Diferencias en la práctica existen actualmente para las evaluaciones de la estabilidad interna que determinan el refuerzo necesario, principalmente en el desarrollo de los esfuerzos laterales internos y la supuesta localización de la superficie de falla más crítica.

La estabilidad interna es tratada como una respuesta de elementos discretos en la masa de suelo. Esto sugiere que las deformaciones sean controladas por los refuerzos en lugar de la masa de suelo total, lo que parece incoherente, dado el volumen mucho mayor de suelo en estas estructuras. Por lo tanto, los análisis de la deformación generalmente no se incluyen en los métodos actuales.

3.8.1 MÉTODO DE ANÁLISIS.

Dada la disponibilidad de los diferentes métodos y la investigación en la última década, se ha alcanzado un acuerdo general sobre el enfoque de diseño completo que debe constar de lo siguiente:

a) *Análisis de tensiones de trabajo para las estructuras MSEW.* Un análisis de tensiones de trabajo se compone de:

- Selección de la ubicación de refuerzo y la revisión de tensiones en la masa de tierra estabilizada, verificar si son compatibles con las propiedades del suelo e inclusiones.
- Evaluación de la estabilidad local a nivel de cada refuerzo y la predicción de fallas progresivas.

b) *Análisis de equilibrio límite.* Un análisis de equilibrio límite consiste en una verificación de la estabilidad de la estructura. Los tipos de estabilidad que deben considerarse son externas, internas y combinados:

- El análisis de estabilidad externa implica la estabilidad general de la masa de tierra estabilizada considerada como un todo y se evalúa mediante las superficies de deslizamiento fuera de la masa de tierra estabilizada.
- El análisis de estabilidad interna consiste en evaluar las posibles superficies de deslizamiento de la masa de tierra reforzada.
- En algunos casos, la superficie de deslizamiento críticas están parcialmente fuera y parcialmente dentro de la masa de tierra estabilizada y puede ser requerido un análisis de estabilidad interna/externa combinado.

c) *Evaluaciones de la deformación.* Un análisis de la respuesta de deformación permite una evaluación del desempeño esperado de la estructura con respecto al desplazamiento horizontal y vertical. Además, la influencia y variaciones del tipo de refuerzo en el comportamiento de la estructura. Los análisis de deformación horizontal son los más difíciles y menos certeros de los análisis realizados. En muchos casos, se hacen sólo unos o simplemente se asume que los factores habituales de seguridad contra la falta de estabilidad externa o interna, garantizará que las deformaciones queden dentro de los límites tolerables. Los análisis de deformación vertical se obtienen de cálculos de asentamiento convencionales, con especial énfasis en los asentamientos diferenciales, longitudinalmente a lo largo de la cara del muro y

transversalmente desde la cara hasta el final del volumen de tierra reforzada. Los resultados pueden afectar en la elección del acabado, las conexiones con el acabado o el proceso del relleno.

- d) *Métodos de diseño.* Para los cálculos de la estabilidad externa, el método actual supone una distribución de la presión de la tierra, de acuerdo con el método utilizado para refuerzos inextensibles.

Para los cálculos de estabilidad interna usando el método simplificado de gravedad coherente, el coeficiente interno de presión de tierra está en función del tipo de refuerzo, donde el coeficiente mínimo (K_a) se utiliza para muros construidos con capas continuas de geotextiles y geomalla. Para la estabilidad interna, una superficie de falla Rankine es considerada, porque el refuerzo extensible puede alargarse más que el suelo, antes de la falla.

- e) *Tamaño de estabilidad externa.* Al igual que las estructuras de contención clásicas de gravedad y semi-gravedad, cuatro posibles mecanismos de falla externa se consideran generalmente para dimensionar los muros MSEW como se muestra en la figura 3.10.

3.8.2 PROCESO CONSTRUCTIVO.

Es muy importante el procedimiento de construcción para garantizar un buen comportamiento de la estructura de tierra reforzada. Entre los elementos a tomar en cuenta en la construcción de los muros, se encuentran los siguientes:

Cimentación del muro. Los muros y taludes MSEW deben cimentarse sobre superficies semi-planas excavadas en suelo o roca con capacidad de soporte para resistir el peso de la estructura sin que ocurran deformaciones excesivas.

Sistema de subdrenaje. Sobre la cimentación en la parte posterior del muro y dentro de la estructura del muro deben construirse elementos de subdrenaje que impidan la entrada de humedad al suelo de relleno.

Compactación. El proceso de relleno y compactación debe realizarse de tal manera que no se cauce distracción interna de los refuerzos por encima de límites aceptables (fotografía 3.5).



Fotografía 3.5 Proceso de compactación de un muro MSEW.

Se debe tener mucho cuidado de no utilizar materiales con bloques o cantos de roca que puedan romper los refuerzos. El espesor de las capas y el equipo de compactación a utilizarse deben garantizar la integridad de los geosintéticos. Del mismo modo no se deben utilizar equipos pesados junto a la fachada para evitar el deterioro de los elementos que la conforman.

A continuación, se indica el procedimiento que se determinó para construir el muro de tierra mecánicamente estabilizada con geosintéticos y acabado de la fachada con tabletas de concreto simple:

- **Preparación del terreno.** Remover todo el material deletéreo existente (raíces, tierra vegetal, escombro, rocas, entre otros) y realizar la excavación del terreno natural (figura 3.24) hasta el nivel de desplante de la geomalla (NDG) de acuerdo a lo especificado en el proyecto (mínimo 0.25 m de profundidad).

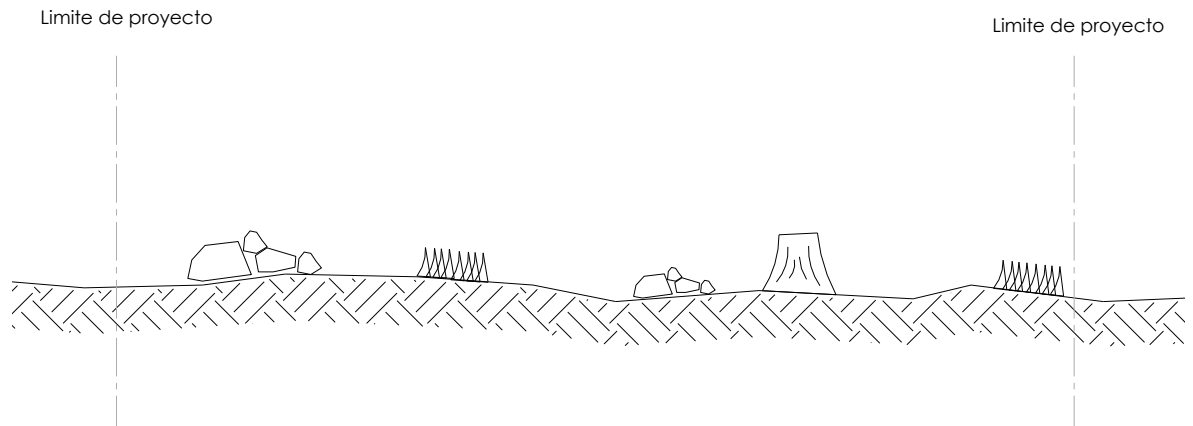


Figura 3.24 Remover todo el material deletéreo para preparar el terreno.

- **Terreno de desplante.** Escarificar y compactar el terreno (figura 3.25) por lo menos 20 cm de espesor para desplantar la primera capa de geomalla. Es necesario que el terreno de desplante tenga la capacidad de carga para soportar al elemento de contención y la sobrecarga de diseño.

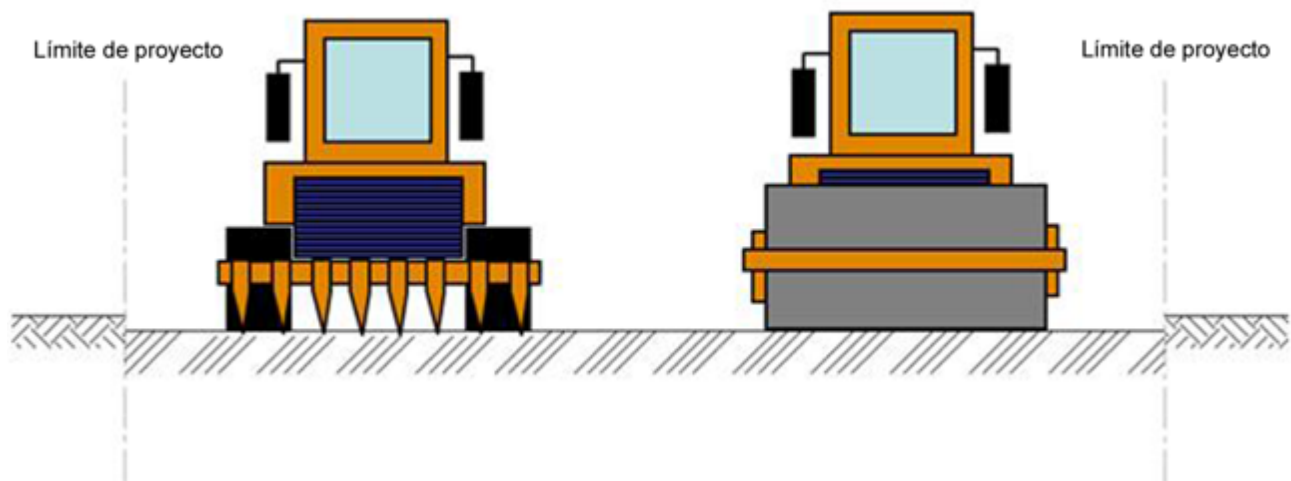


Figura 3.25 Escarificar y compactar el terreno de desplante.

- **Dala de desplante.** Se deberá realizar una zanja de 0.35 x 0.45 m para colocar la dala de concreto reforzado (figura 3.26), que servirá para el desplante de las tabletas de concreto. La dala deberá contar con un machimbre o tacón para lograr el alineamiento longitudinal de las tabletas de concreto.

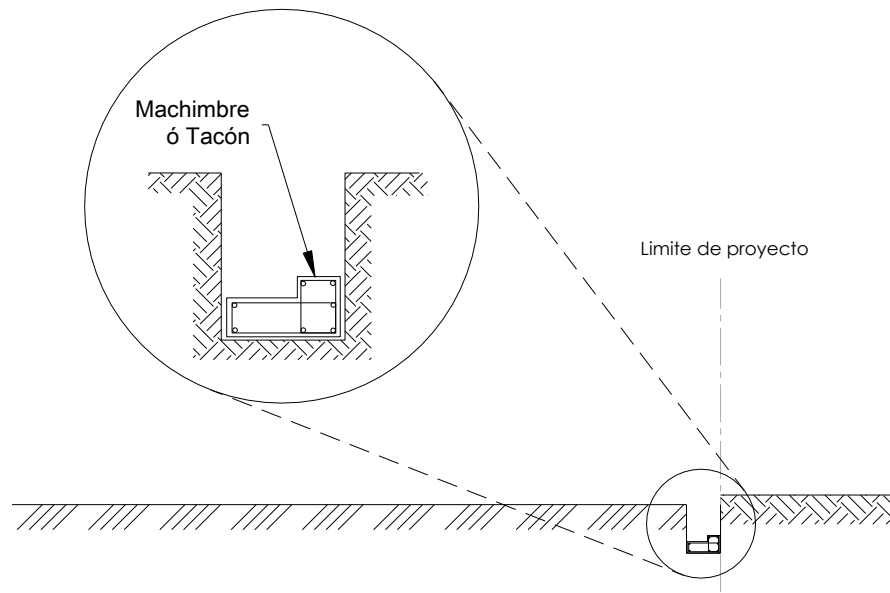


Figura 3.26 Dala para desplantar las tabletas de concreto (fachada).

- **Colocación de tabletas.** Se colocarán las tabletas de concreto, apuntalando y rellenando la zanja con material de relleno o suelo-cemento, compactando con equipo ligero (figura 3.27). Las tabletas de concreto deberán estar alineadas verticalmente (a plomo) en todo el proceso de la construcción, dejando una “contraflecha” de 2 cm previo a la compactación del material de relleno.

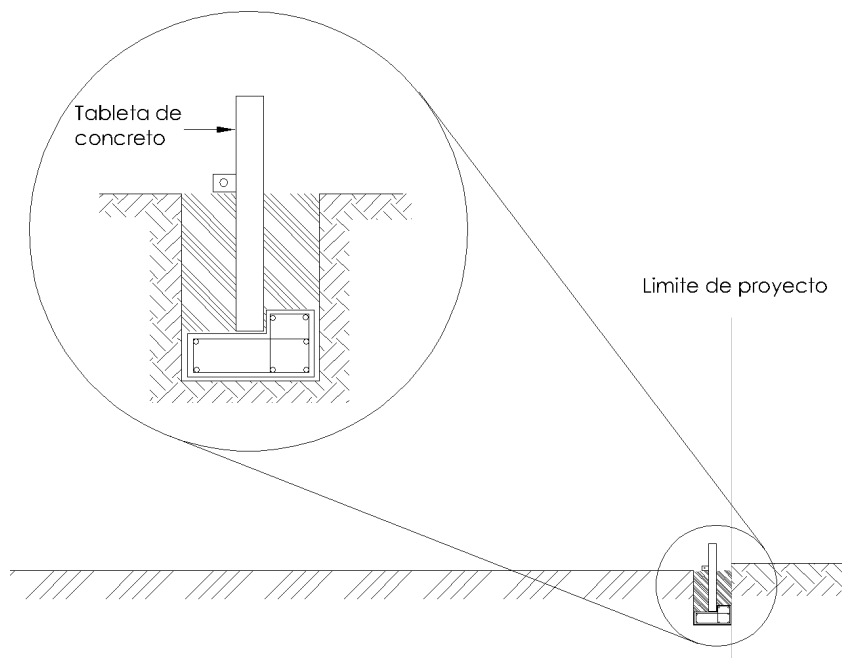


Figura 3.27 Desplante de las tabletas sobre la dala de concreto.

- **Alineamiento de tabletas.** Para conseguir el alineamiento entre tabletas se puede utilizar tablillas de madera zunchadas con alambrcn o tornillo (sargentos). Estas tablillas de madera, ayudaran a rigidizar las tabletas de concreto mientras se coloca la geomalla de refuerzo y compacta el material de relleno (figura 3.28).

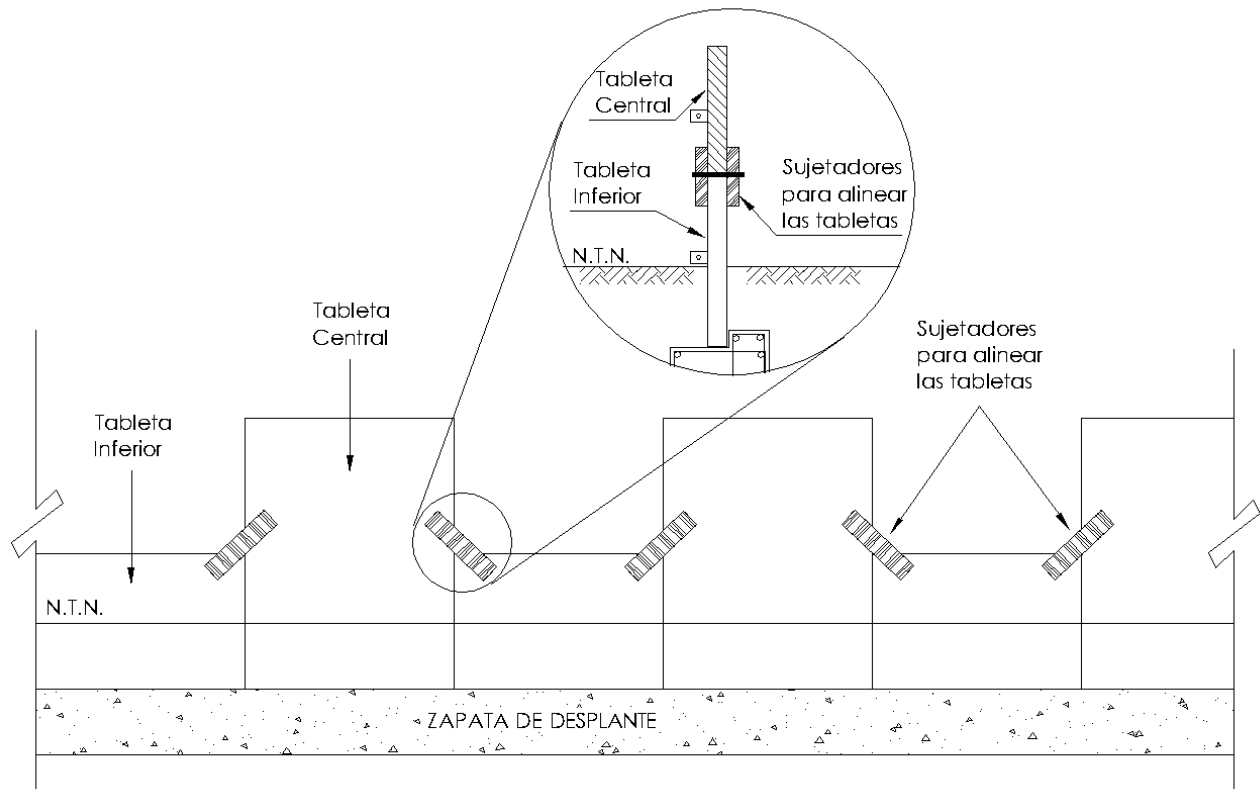


Figura 3.28 Alineamiento horizontal del muro MSEW.

- **Instalación de geomalla.** Preparar los lienzos de geomalla de acuerdo con la longitud de desarrollo (longitud de anclaje más longitud de solape) según diseño. Se procederá a tender la geomalla sobre el terreno previamente compactado, sujetando con grapas de varilla. Previo al anclaje del solape, se coloca el conector (barra de polietileno de ultra alto peso molecular, UHWM, por sus siglas en inglés) entre la tableta y geomalla (figura 3.29).
- **Material de relleno.** Tienda el material de relleno en capas de 20 cm, sin recargarlo en la tableta de concreto (separación mínima de 50 cm aproximadamente).

Compacte el material con equipo pesado (vibrocompactador), hasta alcanzar el grado del 95% de su peso volumétrico seco máximo de la prueba proctor estándar (figura 3.30).

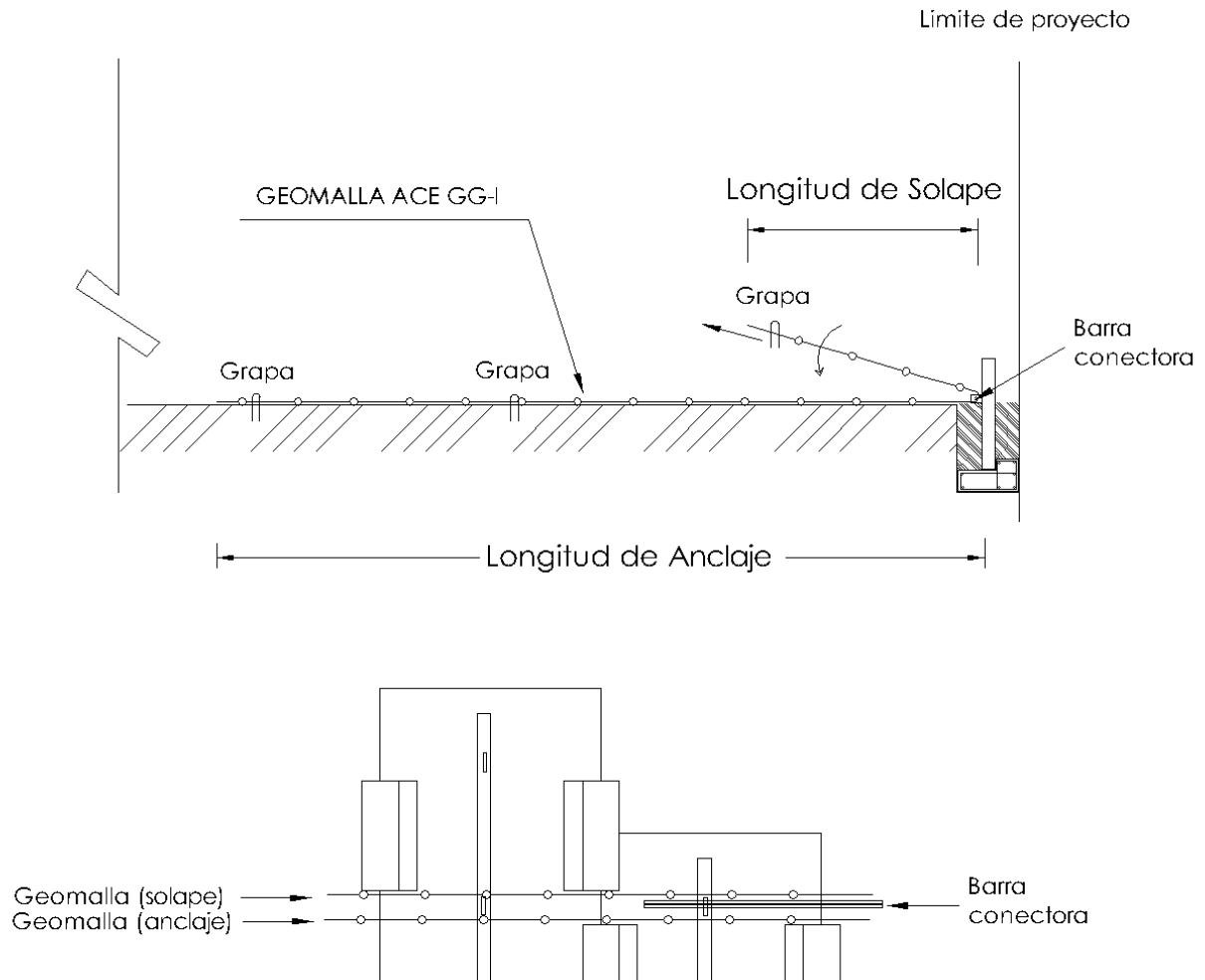


Figura 3.29 Colocación y anclaje de geomalla de refuerzo.

- **Compactación final.** Una vez compactado el terraplén, rellene la cuña faltante y compacte con equipo ligero (rodillo pequeño) sin vibrar, evitando golpear con el equipo las tabletas de concreto (figura 3.31)
- **Nivel de terracería.** Colocar la siguiente línea de tabletas para proseguir con el tendido de la geomalla y compactación del material de relleno. Continuar con los

pasos anteriores hasta alcanzar el nivel de terracería del proyecto, siguiendo las especificaciones indicadas por el proyectista (figura 3.32).

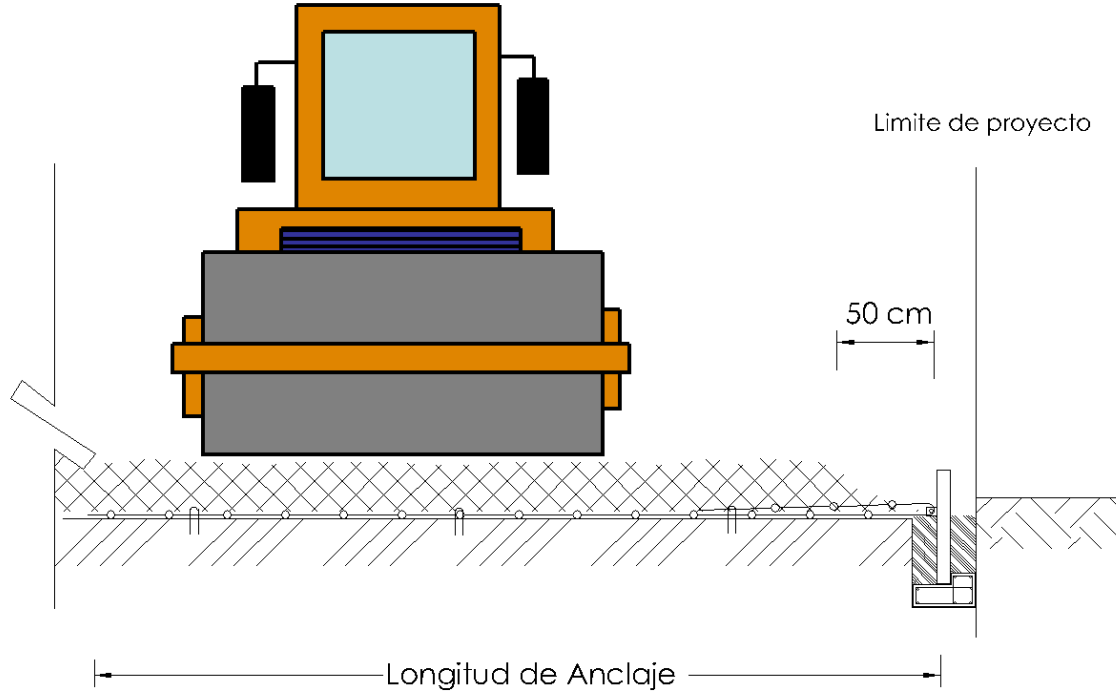


Figura 3.30 Tendido y compactación del material de relleno.

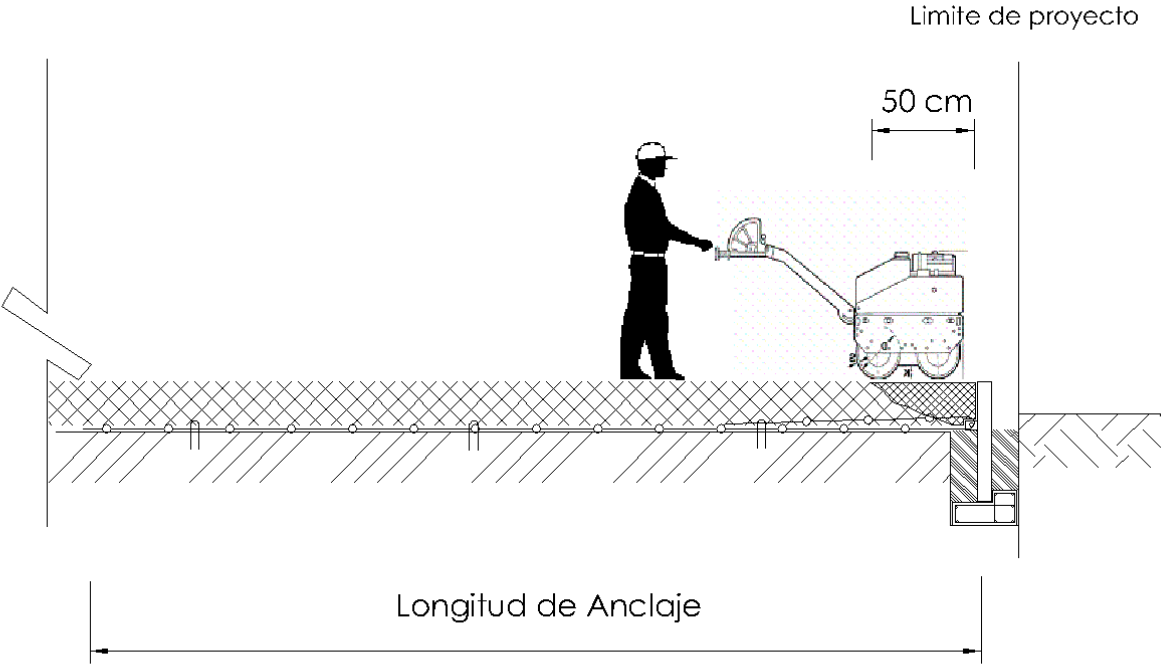


Figura 3.31 Relleno y tendido del material para la cuña faltante.

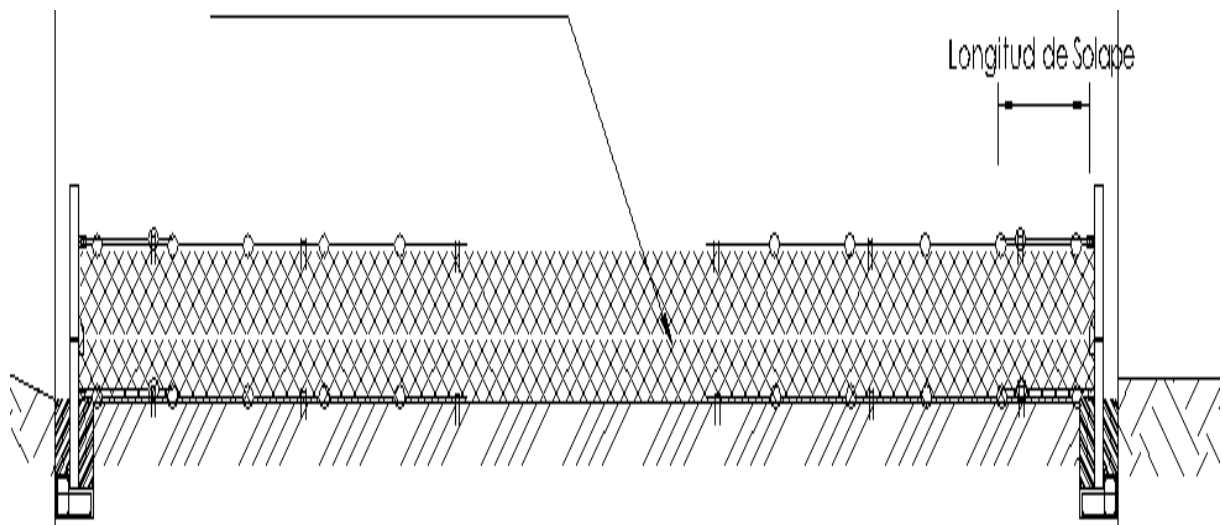


Figura 3.32 Espesor de capa entre refuerzos (geomallas).

- **Dala de remate.** Para concluir los trabajos del elemento de contención, se deberá construir una dala de remate sobre las tabletas de concreto. Finalmente, se deberá colocar el acabado (indicado en el proyecto) sobre la superficie del terraplén.

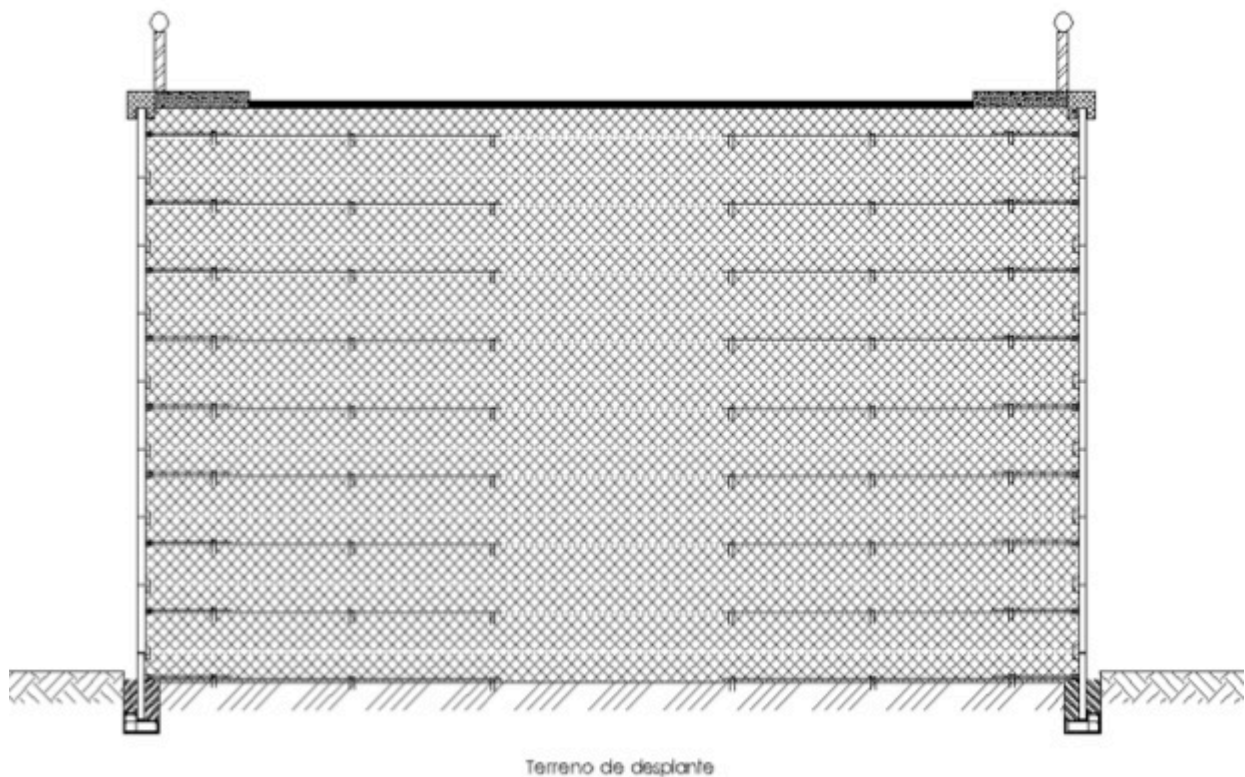


Figura 3.33 Sección del terraplén reforzado para el acceso al puente vehicular.

3.8.3 PROGRAMA DE OBRA.

El programa de obra para la construcción del puente vehicular “La Nueva Veracruz” mediante el sistema con geosintéticos, en el cual se muestran las actividades a realizar y sus tiempos de ejecución, se describe en la tabla 3.18.

PROGRAMA DE OBRA										
CONCEPTO	SEMANA									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Limpieza y preparación del terreno. Incluye: desmonte, despalme, trazo, nivelación y acarreo.	█									
Trazo, nivelación y preparación para dala de desplante.	█									
Excavación mecánica en material B en seco para zanja de dala de desplante. Incluye: traspaleo, carga y retiro del material hasta banco de tiro, relleno con material producto de excavacion y limpieza del area de trabajo.		█								
Dala de desplante con concreto armado $f'c = 250$ kg/cm ² de 25 x 15 cm. Incluye: cimbra, colado, vibrado, curado, acero de refuerzo, acarreo 1a estación a 20 m.		█	█							
Escamas de concreto $f'c = 250$ kg/cm ² de 7.50 cm de espesor. Incluye: fabricación in situ, conectores geomalla-tableta, cimbra aparente, habilitado de acero de refuerzo, curado y vibrado.	█	█	█	█	█	█				
Colocación de escamas de concreto armado, incluye: material para fijar y apuntalar, (sargentos, cuñas y puntales) para muro de sistema de geosintéticos.			█	█	█	█	█	█		
Colocación de geomalla ACEGG60-1 (60kN/m) de poliéster (PET) cubierta con PVC negro, para el sistema de refuerzo de suelo. Incluye mano de obra, grapas de alambón y herramienta menor.			█	█	█	█	█	█		
Relleno y compactación de material. Incluye: tiro a volteo, conformación y compactación del material de relleno.			█	█	█	█	█	█	█	
Dala de remate con concreto armado $f'c = 250$ kg/cm ² de 15 x 15 cm de espesor. Incluye cimbra, colado, vibrado, curado. Acarreo 1a estación a 20 m.									█	█
Limpieza general durante el transcurso de la obra.	█	█	█	█	█	█	█	█	█	█

Tabla 3.18 Programa de obra para el sistema de geosintéticos.

3.8.4 PRESUPUESTO DE OBRA.

Se realizó el presupuesto de obra para la construcción de muros de contención con el sistema de refuerzo con geosintéticos en las rampas de acceso del puente vehicular “La Nueva Veracruz”, los resultados obtenidos se muestran en la tabla 3.19.

PRESUPUESTO DE OBRA					
Clave	Descripción	Unidad	Cantidad	P.U	Importe
001 Limp	Limpieza y preparación del terreno. Incluye: desmonte, despalme, trazo, nivelación y acarreos.	m ²	1,176.00	\$ 136.54	\$ 160,567.21
002 Traz	Trazo, nivelación y preparación para dala de desplante.	m ²	73.60	\$ 88.41	\$ 6,507.28
003 Exca	Excavación mecánica en material B en seco para zanja de dala de desplante. Incluye: traspaleo, carga y retiro del material hasta banco de tiro, relleno con material producto de excavacion y limpieza del area de trabajo.	m ³	40.48	\$ 263.52	\$ 10,667.28
004 DaDe	Dala de desplante con concreto armado f'c = 250 kg/cm ² de 25 x 15 cm. Incluye: cimbra, colado, vibrado, curado, acero de refuerzo, acarreo 1a estación a 20 m.	ml	184.00	\$ 250.91	\$ 46,167.79
005 Flet	Flete para traslado de moldes, geomalla y conectores, con origen en bodega y destino a la ciudad de Veracruz. Incluye: maniobras de carga y descarga.	viaje	3.00	\$ 18,325.44	\$ 54,976.32
006 Esca	Escamas de concreto f'c = 250 kg/cm ² de 7.50 cm de espesor. Incluye: fabricación in situ, conectores geomalla-tableta, cimbra aparente, habilitado de acero de refuerzo, curado y vibrado.	m ²	1,100.00	\$ 485.70	\$ 534,267.21
007 CoEs	Colocación de escamas de concreto armado, incluye: material para fijar y apuntalar, (sargentos, cuñas y puntales) para muro de sistema de geosintéticos.	m ²	1,100.00	\$ 342.32	\$ 376,551.14
008 Sole	Suministro de geomalla ACEGG60-1 (60kN/m) de poliéster (PET) cubierta con PVC negro, para el sistema de refuerzo de suelo.	m ²	11,880.00	\$ 50.24	\$ 596,805.34
009 CoSo	Colocación de geomalla ACEGG60-1 (60kN/m) de poliéster (PET) cubierta con PVC negro, para el sistema de refuerzo de suelo. Incluye mano de obra, grapas de alambroón y herramienta menor.	m ²	11,880.00	\$ 32.05	\$ 380,695.62
010 Terr	Relleno y compactación de material. Incluye: tiro a volteo, conformación y compactación del material de relleno.	m ³	5,253.60	\$ 287.34	\$ 1,509,584.66
011 DaCe	Dala de remate con concreto armado f'c = 250 kg/cm ² de 15 x 15 cm de espesor. Incluye cimbra, colado, vibrado, curado. Acarreo 1a estación a 20 m.	ml	184.00	\$ 242.82	\$ 44,679.67
012 LiGe	Limpieza general durante el transcurso de la obra.	lote	1.00	\$ 33,188.10	\$ 33,188.10
				Importe	\$ 3,754,657.63

Tabla 3.19 Presupuesto de obra con el sistema de geosintéticos.

CAPÍTULO 4

ANÁLISIS COMPARATIVO

4. ANÁLISIS COMPARATIVO.

En el presente capítulo se realiza un análisis comparativo entre los dos sistemas de contención de suelos para los muros mecánicamente estabilizados, propuestos para la construcción de las rampas de acceso al puente vehicular “La Nueva Veracruz”.

La tecnología en el uso de nuevos materiales se ha convertido en una alternativa para solucionar problemas, especialmente de estabilización de suelos, en los proyectos de ingeniería civil. Bajo este concepto, en muchas ocasiones los materiales a base de acero de refuerzo, soleras o mallas, así como geosintéticos han sido una solución exitosa. Sin embargo, la falta de conocimiento y de una metodología de diseño que permita definir los requerimientos de estos materiales de acuerdo con las condiciones particulares de cada proyecto, no ha permitido que los beneficios de estas tecnologías sean aprovechados de manera eficiente.

El estudio presentado en esta tesis se centra en la descripción de cada uno de los procesos de diseño y construcción para las siguientes opciones:

- a) Muro mecánicamente estabilizado mediante soleras de acero, conocido como Tierra Armada.
- b) Muro mecánicamente estabilizado mediante geosintéticos.

Ambos sistemas están diseñados para desarrollar una efectiva propuesta de construcción para estabilizar las rampas de acceso del puente vehicular “La Nueva Veracruz”. Una vez que se han obtenido los resultados de cada propuesta, se procederá a hacer una comparación tomando en cuenta factores importantes.

Para poder realizar un análisis comparativo, partiremos del hecho de que ambos sistemas están cumpliendo el objetivo de servicio, esto es: brindar la seguridad estructural para trabajar como un muro mecánicamente estabilizado en las rampas de acceso, cumpliendo con las condiciones de carga requeridas así como con el proyecto geométrico, tanto en

longitudes, anchos de corona, alturas y pendientes, y, fundamentalmente, con el mismo acabado en fachada a base de tabletas de concreto.

Con base en lo anterior, las propuestas de Tierra Armada y geosintéticos cumplen con todas las condiciones requeridas en materia estructural, diseño geométrico y acabado de acuerdo a proyecto, por lo tanto, pueden ser comparables entre una y otra incluso en materia económica.

Tomando en cuenta el aspecto económico encontramos que dentro de las dos propuestas a analizar, existen algunos conceptos de obra que son propios de cada sistema y algunos otros conceptos que son compartidos en ambos catálogos. Incluso se puede mencionar que los conceptos compartidos se encuentran en la mayoría de los catálogos de sistemas especializados para la construcción de muros mecánicamente estabilizados, debido a que en su mayoría son actividades ajenas al sistema mismo, pero que resultan ser actividades complementarias para realizar un adecuado proceso constructivo.

Es importante verificar que antes de hacer la comparativa por cada concepto del catálogo, revisemos que estamos hablando del mismo concepto, así como de las unidades de medición.

Dentro del análisis comparativo en materia económica, bajo la revisión de los catálogos de conceptos de las propuestas de Tierra Armada y geosintéticos, existen estas actividades complementarias al sistema, que por haber sido evaluados bajo las mismas condiciones requeridas por proyecto, reflejan el mismo monto en ambas propuestas. Estos conceptos son:

- Limpieza y preparación del terreno
- Trazo, nivelación y preparación para la dala de desplante
- Excavación mecánica en material B en seco para zanja de dala de desplante.
- Relleno y compactación del material
- Limpieza general durante el transcurso de la obra.
- Fletes.

Estos conceptos forman parte integral del catálogo de cada una de las propuestas económicas, que obviamente no pueden dejar de ser consideradas ya que son actividades necesarias para el adecuado funcionamiento de cada sistema. Cada concepto es considerado bajo los mismos lineamientos de integración de precios para ambos sistemas, por lo que no hay diferencia en los montos de inversión.

En el concepto de relleno y compactación de material es importante mencionar que para ambos sistemas el trabajo de terracerías resulta fundamental. Ambos sistemas requieren que las compactaciones se realicen al 95% de su peso volumétrico seco máximo de la prueba proctor. Para el caso de Tierra Armada las compactaciones pueden hacerse en espesores hasta de 0.375 m mediante rodillo vibratorio aprovechando que el refuerzo se coloca en capas de 0.75 m, mientras en el sistema con geosintéticos las capas no deberán ser mayores a 0.20 m cuidando una separación mínima contra la tableta de 0.50 m.

Hablar particularmente del concepto de “Fletes” dentro de los catálogos de las propuestas analizadas en este trabajo resulta ser muy subjetivo, ya que cada sistema determina, en base a sus necesidades constructivas, cuales son los elementos que requieren ser desplazados hasta la zona de obra y cuales otros pueden ser fabricados o modificados in situ, normalmente enfocado a una logística de programa de obra y afectado por las facilidades de almacenamiento de estos elementos. Sin embargo los montos de inversión en función de este concepto afectan directamente al monto total de obra, por lo que deben ser analizados adecuadamente para afectar lo menos posible la inversión. Específicamente en este caso, los fletes para el sistema de Tierra Armada se enfocan en el traslado de moldes, soleras y herrajes, mientras que para el caso de geosintéticos los fletes están enfocados en el envío de moldes, sistemas de conexión y sobre todo del envío de los rollos de geosintéticos que intervienen en la obra.

Existen algunas otras actividades que pudieran ser consideradas como actividades compartidas entre las dos propuestas, es decir, que conceptualmente es lo mismo en ambos catálogos de conceptos, pero que al ser actividades que están en función de los requerimientos de servicio de cada sistema en particular generan por lo tanto variaciones en los montos de inversión.

Estos requerimientos de servicio están directamente asociados a los ajustes en las necesidades estructurales. Específicamente, en este caso estamos hablando de las necesidades de las dalas de desplante que se utilizan para el correcto nivelado a la hora de la colocación de las tabletas de concreto y de las dalas de remate.

Estos dos conceptos es común que se presenten en la mayoría de los sistemas de muros mecánicamente estabilizados, pero generalmente nunca reflejan los mismos montos de inversión, por lo que empiezan a ser factor determinante en el análisis económico para la decisión del sistema de muros mecánicamente estabilizados a utilizar.

Dentro de la comparativa de las propuestas de Tierra Armada y geosintéticos encontramos la siguiente diferencia:

Concepto	Tierra Armada (\$ M.N.)	Geosintéticos (\$ M.N.)	Diferencia (\$ M.N.)
Dala de desplante de concreto reforzado $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$.	\$51,549.32	\$46,167.79	\$5,381.53
Dala de remate de concreto reforzado $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$.	\$48,444.94	\$44,679.67	\$3,765.27
TOTAL	\$99,994.26	\$90,847.46	\$9,146.80

Tabla 4.1 Tabla de conceptos compartidos entre los sistemas de Tierra Armada y geosintéticos con diferentes costos.

Es importante identificar las causas de las diferencias en los montos de los conceptos mencionados en la tabla 4.1 para poder empezar a generar juicios de valor por cada concepto.

En el caso específico del concepto que describe la dala de desplante, la diferencia de montos es consecuencia específica de las medidas que se requieren para la misma entre los sistemas de Tierra Armada y geosintéticos, ya que estas son diferentes.

Las medidas de la dala de desplante requerida en el sistema de Tierra Armada son de 0.35 x 0.15 m, mientras que las medidas de la dala para el sistema de geosintéticos son de 0.25 x 0.15 m. Este aspecto resulta ser interesante, ya que el volumen de concreto requerido para la dala de desplante en el sistema de Tierra Armada resulta ser mayor a comparación del volumen requerido para la dala del sistema de geosintéticos. El volumen de concreto requerido para la dala en el sistema de Tierra Armada por metro lineal es de 0.0525 m³, mientras que para la del sistema de geosintéticos es de 0.0375 m³ por cada metro lineal, lo que representa un incremento en el precio unitario en dicho concepto para Tierra Armada. Por otro lado y debido a que se requiere más concreto, se requerirá también más tiempo para vaciado así como de los trabajos de vibrado.

Mismo caso sucede para la dala de remate, en la que en el sistema de Tierra Armada las dimensiones son de 0.18 x 0.15 m y para la dala de remate del sistema de geosintéticos son de 0.10 X 0.15 m. El volumen de concreto es mayor en Tierra Armada por 0.012 m³ por metro lineal. Factor por el cual también es mayor el precio unitario, además del tiempo necesario para ejecutar estos trabajos. Resultan ser las dalas por lo tanto, un punto crítico en el programa de obra ya que pudieran permitir acelerar algunos otros conceptos del programa de construcción y así poder ajustar la logística de construcción para las semanas restantes.

Sin lugar a dudas la mayor diferencia radica en la tecnología a utilizar por cada sistema para la construcción del muro mecánicamente estabilizado, simplemente debido a que no se incluyen los mismos elementos estructurales para realizar el trabajo de refuerzo en el terraplén.

Como se había mencionado anteriormente, que partiendo de la premisa de que ambos sistemas cumplen adecuadamente la parte de estabilidad del terraplén, la comparativa se deberá hacer únicamente considerando los montos de inversión por cada concepto.

No se puede hacer una comparación directa en materia económica entre conceptos diferentes, como pudiera ser el caso de comparar las soleras de acero con las geomallas de refuerzo. De este modo se hace la valoración de forma genérica.

De tal modo que la comparativa queda de la siguiente forma:

Concepto	Tierra Armada (\$ M.N.)	Geosintéticos (\$ M.N.)
Escamas de concreto f'c= 250 kg/cm ²	De 14.00 cm de espesor. Incluye: fabricación in situ, juntas para muro de retención, herrajes de arranque de acero galvanizado, cimbra, aparente, habilitado de acero de refuerzo, curado y vibrado.	De 7.50 cm de espesor. Incluye: fabricación in situ, conectores geomalla-tableta, cimbra aparente, habilitado de acero de refuerzo, curado y vibrado.
	\$817,446.17	\$534,267.21
Colocación de escamas	De concreto armado, Incluye: material para fijar y apuntalar, (sargentos, cuñas y puntales) para muro.	De concreto armado, Incluye: material para fijar y apuntalar, (sargentos, cuñas y puntales).
	\$297,464.65	\$376,551.14
Sistema de refuerzo	Solera de acero galvanizado con f _y = 4,200 kg/cm ² y sección de 50 mm de ancho por 4 mm de espesor.	Suministro de geomalla ACEGG60-I (60 kN/m) de poliéster (PET) cubierta con PVC negro. Rollo de 3.90 x 100 m (390 m ²).
	\$579,232.95	\$596,805.34
Colocación del sistema de refuerzo	Colocación de solera de acero galvanizado, fijada a escama de concreto con pernos hexagonales. Incluye: pernos y tuercas octagonales de alta resistencia con acabado galvanizado.	Colocación de geomalla ACEGG60-I (60 kN/m) de poliéster (PET) cubierta con PVC negro. Incluye mano de obra, grapas de alambón y herramienta menor.
	\$401,444.91	\$380,695.62
Patente	Uso de patente de Tierra Armada.	No requiere patente.
	\$341,263.56	\$0.00
TOTAL	\$2,436,852.24	\$1,888,319.31
DIFERENCIA		\$548,532.93

Tabla 4.2 Tabla comparativa de los sistemas de refuerzo de Tierra Armada y geosintéticos.

Revisando el cuadro de conceptos se puede observar que las escamas del sistema de tierra armada y las escamas de geosintéticos se fabrican con el mismo tipo de concreto de un $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$. Sin embargo, las escamas del sistema de tierra armada requieren mas concreto, debido a que el espesor de la tableta es de 14 cm y las medidas son de 1.50 x 1.50 m. Esta cuestión resulta interesante, debido a que al resultar piezas que pesan cerca de 800 kg su manejo se requiere el uso de maquinaria especial para mover la escama desde el sitio de colado hasta su instalación. Este proceso de utilizar maquinaria especial puede retrasar el tiempo de instalación por cada pieza, sin olvidar que una vez colocada la pieza el área que esta cubre resulta ser mayor que el área que cubre la escama del sistema con geosintéticos. Por otro lado la escama del sistema con geosintéticos cuyas medidas son de 7.50 cm de espesor y de 1.0 x 0.5 m se vuelve más fácil de maniobrar debido a su peso. Esto sin contar el costo por el volumen de concreto utilizado.

En este caso hay una diferencia sustancial en montos de inversión entre estos dos sistemas para este proyecto en particular, resulta ser más económico utilizando geosintéticos que utilizando Tierra Armada.

Por otro lado el sistema de tierra armada presenta un incremento en el precio final por uso de patente a diferencia del sistema de geosintéticos, otro factor importante a tomar en cuenta.

Al realizar el análisis de los presupuestos de las rampas con muros en suelos reforzados con tierra armada se obtuvo un costo total de \$4,312,337.74 pesos. Las rampas con muro de contención a base del sistema de geosintéticos tiene un costo total de \$3,754,657.63 pesos por lo tanto la diferencia en costos entre las dos alternativas es de \$557,680.11 es decir, las rampas con suelo reforzado con acero y tabletas de concreto, presentan un costo mayor del 14.85% que las rampas con muros de contención a base de geosintéticos con escamas de concreto.

La diferencia radica en el costo que tienen los refuerzos, las escamas de concreto así como los trabajos de colocación de los elementos de los sistemas de Tierra Armada y

geosintéticos, dichos costos se pueden apreciar en las tablas 4.1 y 4.2.

Por último es importante destacar que el tiempo de ejecución de la obra en ambos sistemas es de 10 semanas (ver tablas 3.15 y 3.17).

Al hacer una recapitulación de las ventajas económicas que ofrecen las alternativas antes descritas se tomo la decisión de seleccionar el sistema de geosintéticos para realizar la construcción de las rampas de acceso al puente “La Nueva Veracruz” debido a que técnica y económicamente presenta la mejor alternativa.

CAPÍTULO 5

DECISIÓN Y CONSTRUCCIÓN

DEL ESTRIBO

5. DECISIÓN Y CONSTRUCCIÓN DEL ESTRIBO.

En el presente capítulo se describen los parámetros de comparación que se utilizaron en la toma de decisión del sistema de refuerzo de suelo para la construcción de los muros mecánicamente estabilizados para las rampas de acceso al puente vehicular “La Nueva Veracruz”, así mismo se describen los procesos de construcción reales basados en esta decisión.

5.1 DECISIÓN DEL MÉTODO CONSTRUCTIVO.

Los parámetros que se deben considerar para la toma de decisión del tipo de sistema y obra a ejecutar en proyectos de vías terrestres son el espacio, el tiempo y el costo. Al tratarse de un proyecto de inversión privada, a realizarse dentro de los terrenos propios del cliente, bajo la única limitante del respeto del derecho de las vías de ferrocarril, ya considerada en el proyecto geométrico, el parámetro de espacio no representó un peso específico en la toma de decisión, como lo fueron los de tiempo y costo.

Se buscó que el método a utilizar se ajustará a los tiempos del programa de obra de la superestructura para después realizar conjuntamente los trabajos de pavimentación en las rampas y la losa de compresión en las secciones de trabes. Para este caso, tanto el sistema de Tierra Armada como el de refuerzo de suelos con geosintéticos cumplían las expectativas de terminar dentro del programa establecido.

El costo de la obra fue sin duda el parámetro que determinó la decisión del método a utilizar para la construcción de los estribos. Para este proyecto en particular, el sistema de refuerzo de suelos con geosintéticos tenía una ventaja sobre el de Tierra Armada. La evaluación de los costos, desde trabajos de preparación de terreno, suministro de materiales, maquinaria, equipo y mano de obra fueron determinantes para la toma de decisión. Fue por estos motivos que el cliente asumió la decisión a favor del sistema de refuerzo de suelos con geosintéticos.

Es importante mencionar que una vez tomada la decisión del sistema constructivo se presentó al cliente la opción de poder reducir aún más el costo de la obra sin descuidar la

seguridad estructural y manteniendo los mismos parámetros geométricos de viabilidad y de servicio, así como también se le hizo ver una ventaja adicional, además de reducir el costo, se incrementa la carga debido al peso que representan las tabletas de concreto, ya que en el proceso de estudios preliminares de la obra se encontró que existían suelos de baja capacidad de carga, quitando de esta manera una carga importante adicional.

Se presentó el diseño de construcción de las rampas considerando taludes en lugar de los muros verticales. Así mismo el tipo de acabado debía de dejar de considerar las tabletas de concreto y evaluar nuevos materiales para lograr un acabado que permitiera mantener una vista agradable acorde al desarrollo inmobiliario.

Realizar el refuerzo de suelos con geosintéticos considerando taludes representaba un ahorro significativo al dejar de considerar el costo del concreto utilizado en el acabado por medio de tabletas. Por este motivo se propuso utilizar nuevos materiales que ofrecieran un acabado vegetado para no romper con el entorno natural que se busca en proyectos inmobiliarios hoy en día.

5.2 CONSIDERACIONES CONSTRUCTIVAS.

Con base en la nueva propuesta de construir los muros mecánicamente estabilizados en talud, se definieron las dimensiones geométricas de cada una de las rampas. De acuerdo a la denominación que se planteó desde un inicio en este trabajo, se propuso que la rampa 1 (cerca al caballete 1) estuviera reforzada mediante geosintéticos entre el cadenamiento 10+791.104 y 10+851.60, esto representa una longitud de 60.00m, comenzando desde una altura de 3.0 m hasta alcanzar los 5.90 m que requería para alcanzar la altura del caballete de apoyo para las traveses. Por otro lado, la rampa 2 (cerca al caballete 9) debía estar reforzada mediante geosintéticos entre el cadenamiento 11+141.227 y 11+200.00 para lograr una longitud de 58.26 m, comenzando en una altura de 3.50 m hasta alcanzar los 5.95 m del caballete 9. Cabe mencionar que se propuso, para ambas rampas, colocar una capa de geotextil que sirviera como separador de estratos, además de capas adicionales de geomalla de mayor resistencia para brindar un suelo de mayor soporte previo al desplante del cuerpo de terraplén de las rampas. Para el caso de la rampa 1, ubicada en el suroeste, el refuerzo de la base se realizó con 3 capas, con una separación entre ellas de 0.40 m (1.20 m a partir del nivel 0 de proyecto).

En el caso de la rampa 2, ubicada en el noreste, el refuerzo de la base se realizó con 4 capas, con una separación entre ellas también de 0.40 m (1.60 m a partir del nivel 0 de proyecto).

Se definieron algunas consideraciones para esta nueva propuesta de diseño a base de taludes, entre las que destacaron las siguientes:

- El material de relleno en la zona de refuerzo y la zona de mejoramiento debían cumplir con las siguientes características mecánicas: arena limosa (tipo tepetate) con un porcentaje de finos menor o igual a 1.80 t/m³ y un ángulo de fricción interna mayor o igual a 33°.
- El elemento de contención tendría un paramento inclinado a 63° (2V:1H) en las caras laterales del talud y 90° en las caras frontales.
- La sobrecarga en la corona (superficie horizontal del elemento de contención) debe ser menor o igual a 2.5 t/m².
- El grado de compactación del material de relleno debería ser mayor o igual al 95% de su peso volumétrico seco máximo de la prueba proctor.
- El paramento del muro de contención tendría un acabado vegetado para evitar la erosión del mismo mediante geocelda EGA 30.

5.3 PROCESO CONSTRUCTIVO.

Al plantearse un nuevo diseño en forma de talud para las rampas, se debía verificar el proceso constructivo para cumplir con el programa de obra, manteniendo el adecuado comportamiento en la interacción suelo estructura.

A continuación se describe el proceso constructivo que finalmente se determinó realizar en la obra del puente “La Nueva Veracruz” con muros mecánicamente estabilizados en talud.

- **Preparación del terreno.** Abrir una caja en el terreno para el mejoramiento de la base con un sobre ancho de 2.00 m del pie del talud de proyecto, con una profundidad de 1.20 m y 1.60 m del terreno natural para la rampa 1 y 2 respectivamente. Preparación del terreno (figura 5.1).



Figura 5.1 Preparación del terreno.

- **Terreno de desplante.** El nivel de desplante será el indicado en el diseño. Se debe escarificar y compactar el terreno por lo menos 0.20 m de espesor para desplantar la capa de geotextil y la primera capa de geomalla. Es necesario que el terreno de desplante tenga capacidad de carga para soportar al elemento de contención y sobrecarga de diseño (figura 5.2).

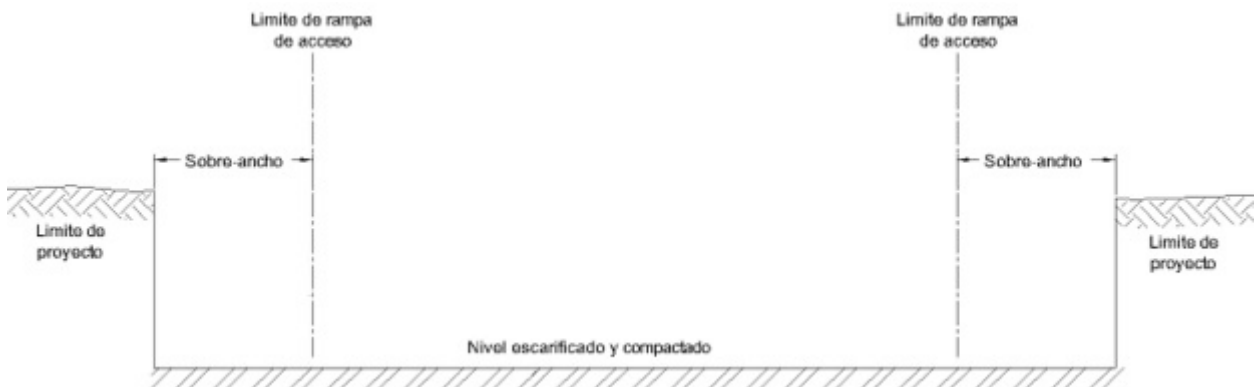


Figura 5.2 Escarificar y compactar el terreno de desplante.

- **Colocación del geotextil.** Una vez que se tengan preparados los lienzos de geotextil con la longitud de desarrollo, se procede a colocar el geotextil horizontalmente sobre el terreno previamente escarificado y compactado. El geotextil se deberá sujetar con grapas de alambrcn o varilla en forma de omega sobre los traslapes de los lienzos adyacentes (figura 5.3).

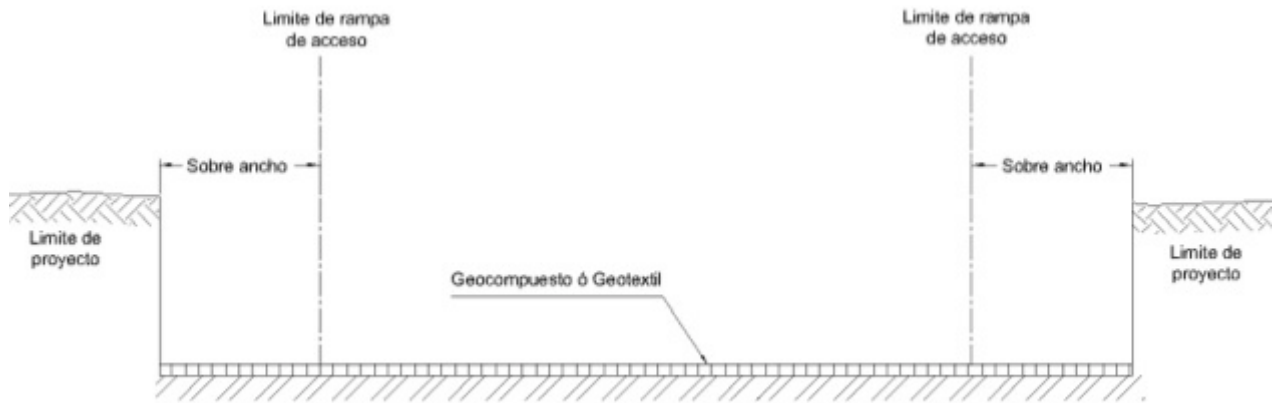


Figura 5.3 Colocación de geocompuesto o geotextil.

- **Colocación de geomalla.** Una vez que se tengan listos los lienzos de geomalla ACE GG 100-I con la longitud de desarrollo (anclaje, cara y solape) según el diseño, se procederá a colocar la geomalla horizontalmente sobre el geotextil previamente colocado, sujetándola al terreno compactado mediante grapas de alambrcn o varilla en forma de omega sobre los traslapes de los lienzos adyacentes (figura 5.4).

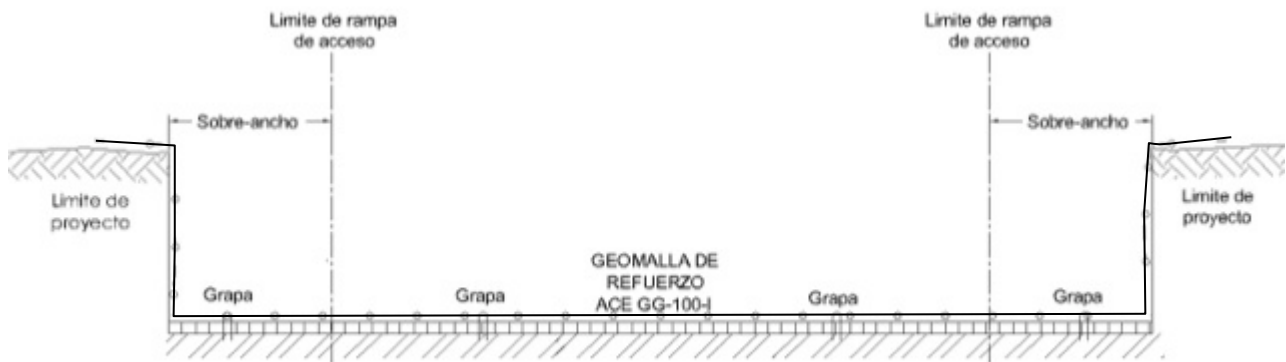


Figura 5.4 Colocación de geomalla.

- **Cimbra en base de terraplén.** Se coloca una cimbra perdida mediante costales rellenos del mismo material del terraplén. Los costales deberán ser rellenos al 75% de su capacidad para conformar un paramento (cara) uniforme y homogéneo. Una vez que se colocaron sobre el alineamiento del muro, estos deben ser apisonados para dar una forma rectangular al costal (figura 5.5).

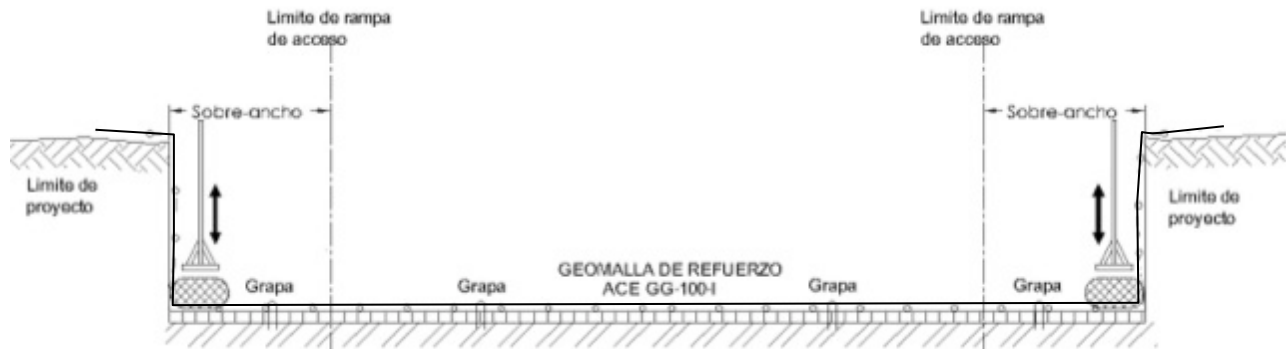


Figura 5.5 Cimbra en base.

- **Material de relleno.** Se debe extender el material de relleno (0.50 m de separación con los costales, para evitar su desplazamiento) con un espesor de 0.20 m y compactarlo al 95% de su peso volumétrico seco máximo de la prueba proctor estándar, mediante un equipo vibratorio pesado. Posteriormente se debe rellenar la cuña faltante y compactar con equipo ligero. El material de relleno debe cumplir con las propiedades mecánicas que se indican en el diseño. La maquinaria de construcción no debe pasar por encima de la geomalla antes de que se haya extendido dicho material (figura 5.6).

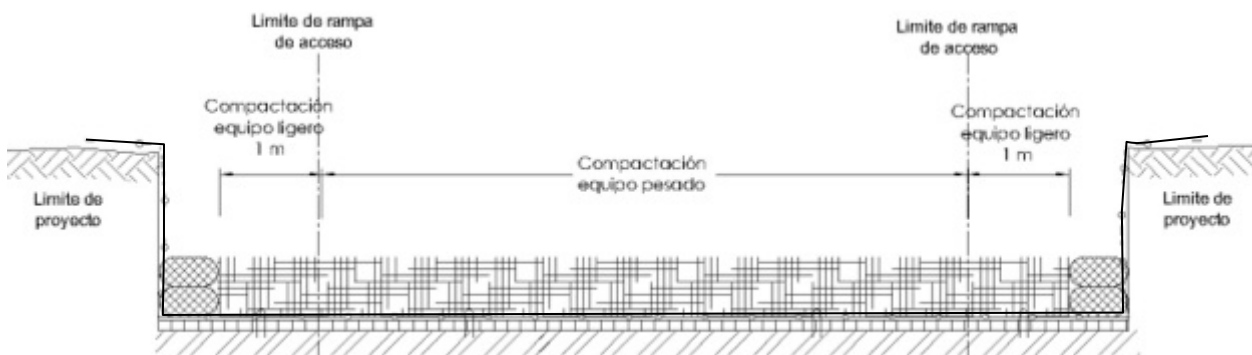


Figura 5.6 Tendido del material de relleno.

- **Espesor de capa requerido.** Se deberá colocar y compactar el material de relleno hasta alcanzar el espesor de capa indicado en el diseño. Posteriormente se deberá envolver el sobrante de geomalla (cara y solape), tensado y fijando con las grapas de alambroón tipo omega (figura 5.7).

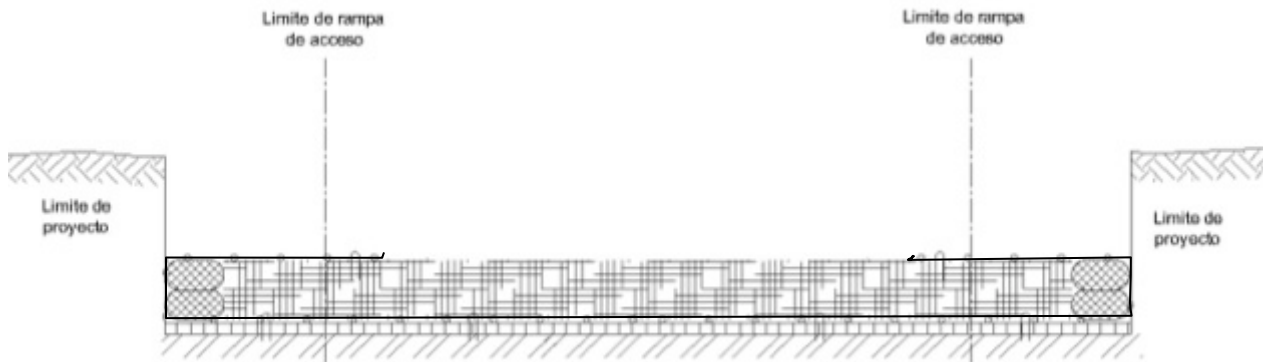


Figura 5.7 Espesor de capa.

- **Altura de refuerzo en la base del terraplén.** Continuar con los pasos anteriores hasta alcanzar el nivel de base del terraplén; alineamiento longitudinal, tendido de geomalla, grapas de sujeción, colocación y apisonamiento de cimbra de costales, tendido y compactación del material de relleno, arrope del solape (figura 5.8).

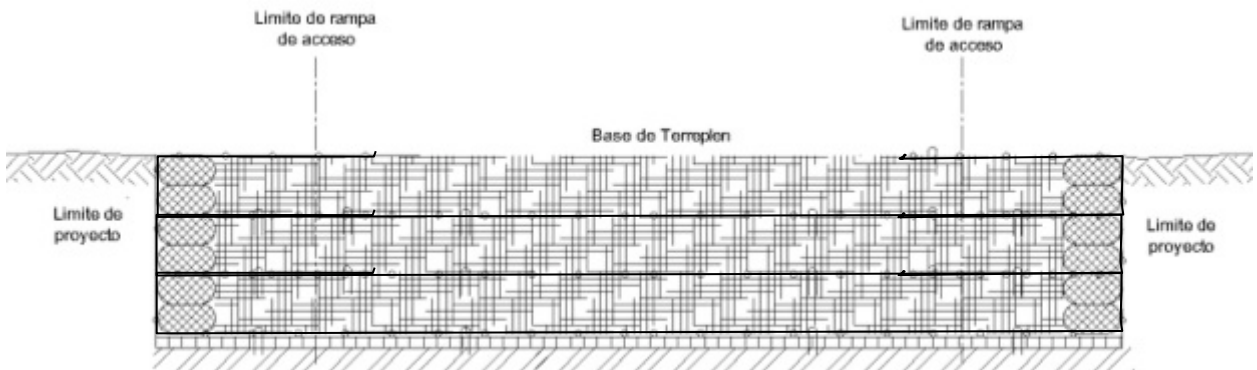


Figura 5.8 Altura de refuerzo en la base.

- **Colocación de geomalla en el terraplén.** Una vez que se tengan preparados los lienzos de geomalla ACE GG 60-I con la longitud de desarrollo (anclaje, cara y solape) según el diseño, se procede a colocar la geomalla horizontalmente sobre la

base de refuerzo de la rampa de acceso del puente, sujetándola mediante grapas de alambro tipo omega sobre los traslapes de los lienzos adyacentes (figura 5.9).

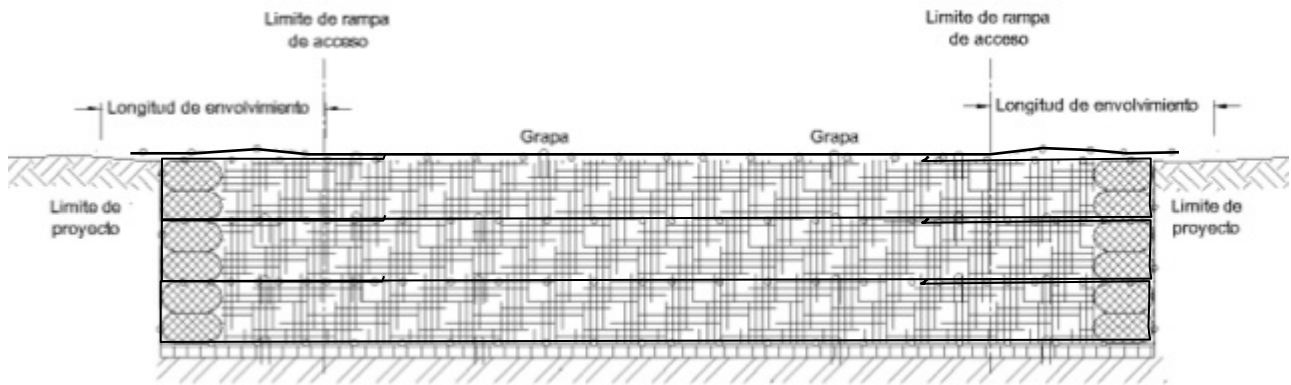


Figura 5.9 Colocación de geomalla para las rampas de acceso.

- **Cimbra del terraplén.** Se colocará una cimbra perdida mediante costales rellenos del mismo material del terraplén. Los costales se deberán de rellenar al 75% de su capacidad para conformar un paramento (cara) uniforme y homogéneo. Una vez que se colocaron sobre el alineamiento del muro, estos deben ser apisonados para dar una forma rectangular al costal. Es necesario utilizar reventón para conseguir el alineamiento horizontal e inclinación del talud proyectado (figura 5.10).

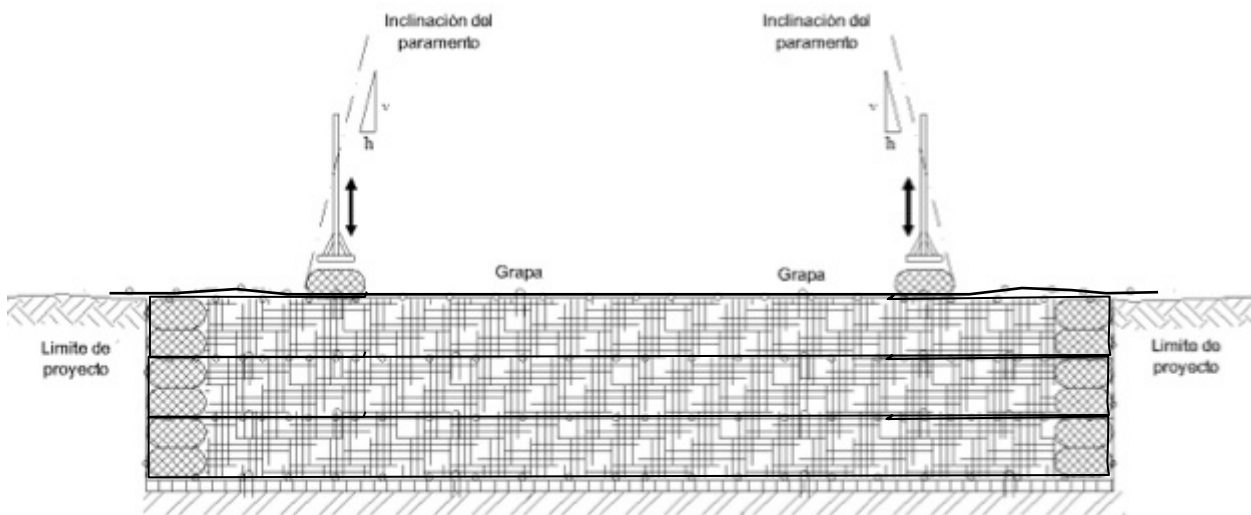


Figura 5.10 Cimbra del terraplén.

- **Altura de talud.** Continuar con los pasos anteriores hasta alcanzar el nivel de terracería terminada de proyecto: alineamiento longitudinal e inclinación del talud tendido de geomalla, grapas de sujeción, colocación y apisonamiento de cimbra perdida con costales, tendido y compactación del material de relleno, arropo del solape (figura 5.11). En los últimos 0.20 m de terracería, se deberá dejar preparada una zanja longitudinal de 0.20 x 0.20 m para sujetar la geocelda para el sistema de control de erosión con vegetación (dedo moro).

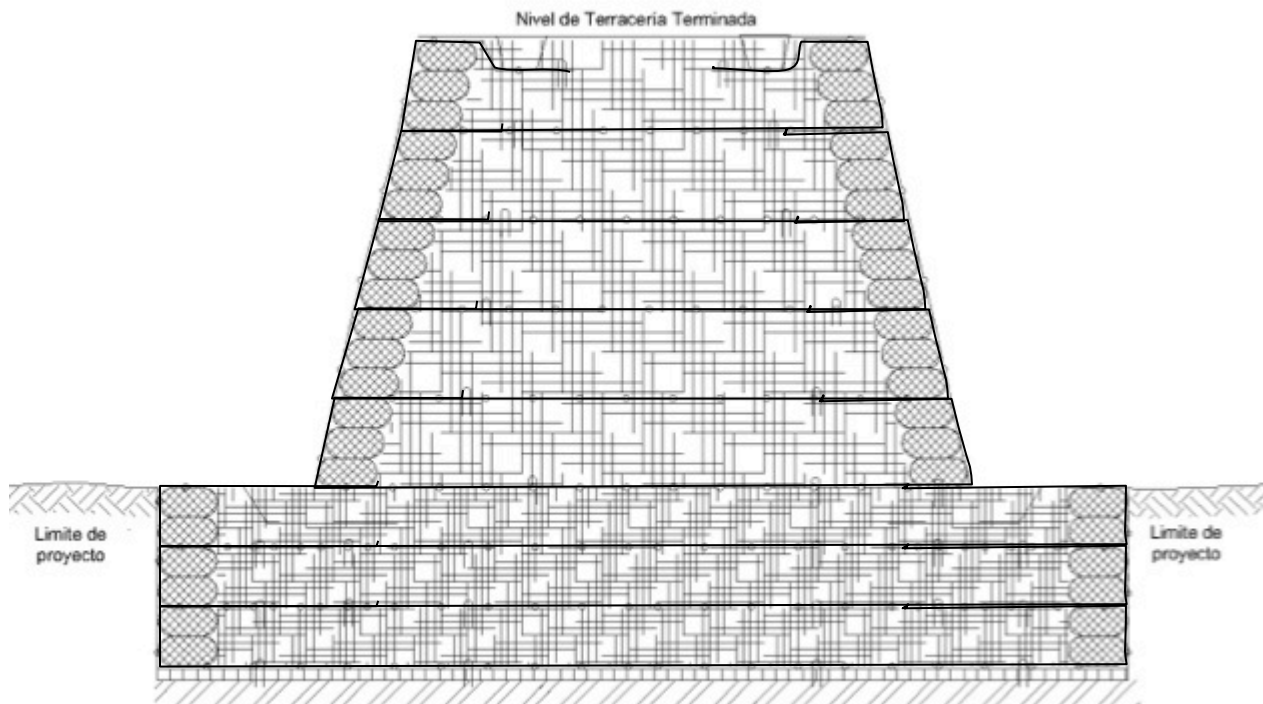


Figura 5.11 Nivel final del terraplén para la rampa de acceso.

- **Colocación de la geocelda.** Sujetar la geocelda en la zanja de anclaje con varilla de ¼" (grapas). Coloque grapas en tresbolillo a cada 1.0 m, consiguiendo que la geocelda siempre se encuentre en contacto con la superficie del talud.
- **Acabado de talud.** La geocelda se deberá rellenar de grava a 1.50 m de altura del nivel del terreno natural y a la mitad de ancho de las celdas, para después colocar concreto con un espesor de 0.07 m. Las celdas siguientes de 1.50 m de altura a nivel de terracerías se rellenarán de tierra negra para después colocar vegetación a base de planta de bajo mantenimiento tipo dedo moro (figura 5.13).

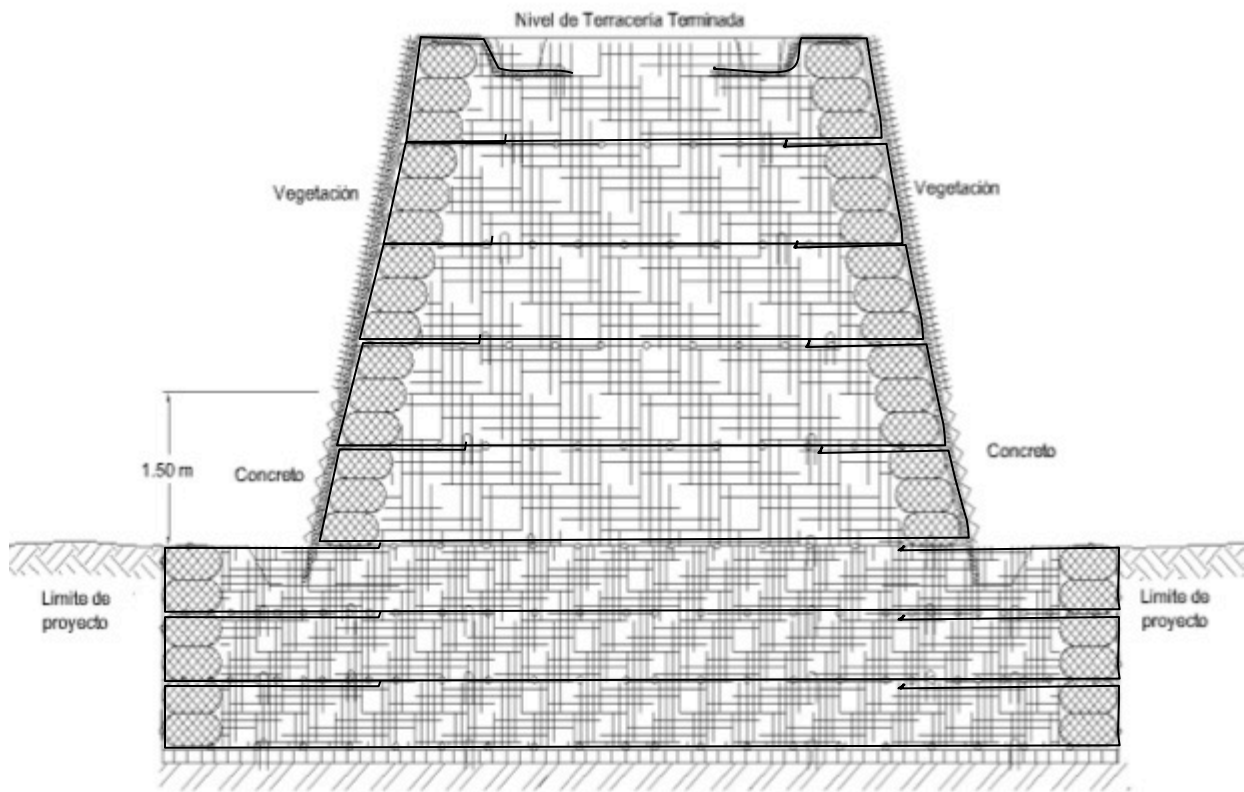


Figura 5.12 Acabado de talud.

A continuación presentamos el programa de obra para la construcción del puente vehicular “La Nueva Veracruz”, mediante el sistema con geosintéticos y talud de geocelda con acabado vegetado, en el cual se muestran en la tabla 5.1 las actividades a realizar y sus tiempos de ejecución.

Se presenta en la tabla 5.2 el presupuesto de obra para la construcción de muros de contención con el sistema de refuerzo con geosintéticos y talud de geocelda con acabado vegetado, en las rampas de acceso del puente vehicular “La Nueva Veracruz”.

PROGRAMA DE OBRA								
CONCEPTO	SEMANA							
	1	2	3	4	5	6	7	8
Limpieza y preparación del terreno. Incluye: desmonte, despilme, trazo, nivelación y acarreo.	█							
Trazo, nivelación y preparación para desplante de geomalla.	█							
Colocación de geomalla ACEGG60-1 (60kN/m) de poliéster (PET) cubierta con PVC negro, para el sistema de refuerzo de suelo. Incluye mano de obra, grapas de alambón y herramienta menor.		█	█	█	█	█		
Suministro de costales, llenado con material de relleno y colocación del costal, que se utilizará como cimbra perdida. Incluye: materiales, mano de obra, herramienta y equipo.		█	█	█	█	█		
Relleno y compactación de suelo. Incluye: tiro a volteo, conformación y compactación del material de relleno.		█	█	█	█	█		
Colocación de geocelda EGA30 de polietileno de alta densidad (HDPE), para el sistema de control de erosión. Incluye mano de obra, bastones de alambón y herramienta menor.							█	█
Suministro y colocación de tierra negra para retapar geocelda EGA30 de 3" de espesor. Incluye: materiales, mano de obra, herramienta y equipo.							█	█
Suministro y colocación de plantas tipo. Incluye: materiales, mano de obra, herramienta y equipo.							█	█
Limpieza general durante el transcurso de la obra.	█	█	█	█	█	█	█	█

Tabla 5.1 Programa de obra para el sistema de geosintéticos con talud de geocelda con acabado vegetado.

PRESUPUESTO DE OBRA					
Clave	Descripción	Unidad	Cantidad	P.U	Importe
001 Limp	Limpieza y preparación del terreno. Incluye: desmonte, despalme, trazo, nivelación y acarreos.	m ²	1,176.00	\$ 136.54	\$ 160,567.21
002 Traz	Trazo, nivelación y preparación para desplante de geomalla.	m ²	73.60	\$ 88.41	\$ 6,507.28
003 Flet	Flete para traslado de geomalla con origen en bodega y destino a la ciudad de Veracruz. Incluye: maniobras de carga y descarga.	viaje	1.00	\$ 18,325.44	\$ 18,325.44
004 SuGg	Suministro de geomalla ACEGG60-1 (60kN/m) de poliéster (PET) cubierta con PVC negro, para el sistema de refuerzo de suelo.	m ²	9,355.50	\$ 50.24	\$ 469,984.20
005 CoGg	Colocación de geomalla ACEGG60-1 (60kN/m) de poliéster (PET) cubierta con PVC negro, para el sistema de refuerzo de suelo. Incluye mano de obra, grapas de alambón y herramienta menor.	m ²	9,355.50	\$ 32.05	\$ 299,797.80
006 SuCr	Suministro de costales, llenado con material de relleno y colocación del costal, que se utilizará como cimbra perdida. Incluye: materiales, mano de obra, herramienta y equipo.	pza	12,100.00	\$ 22.60	\$ 273,460.00
007 Terr	Relleno y compactación de suelo. Incluye: tiro a volteo, conformación y compactación del material de relleno.	m ³	6,255.48	\$ 287.34	\$ 1,797,467.76
008 SuGc	Suministro de geocelda EGA30 de polietileno de alta densidad (HDPE), para el sistema de control de erosión.	m ²	1,210.00	\$ 74.96	\$ 90,701.60
009 CoGc	Colocación de geocelda EGA30 de polietileno de alta densidad (HDPE), para el sistema de control de erosión. Incluye mano de obra, bastones de alambón y herramienta menor.	m ²	1,210.00	\$ 47.23	\$ 57,148.30
010 SuTn	Suministro y colocación de tierra negra para retapar geocelda EGA30 de 3" de espesor. Incluye: materiales, mano de obra, herramienta y equipo.	m ²	1,210.00	\$ 42.75	\$ 51,732.04
011 SuPI	Suministro y colocación de plantas tipo. Incluye: materiales, mano de obra, herramienta y equipo.	pza	30,250.00	\$ 4.45	\$ 134,612.50
012 LiGe	Limpieza general durante el transcurso de la obra.	lote	1.00	\$ 33,188.10	\$ 33,188.10
				Importe	\$ 3,393,492.24

Tabla 5.2 Presupuesto de obra con el sistema de geosintéticos y talud de geocelda con acabado vegetado.

CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES

6. CONCLUSIONES.

La creación de desarrollos inmobiliarios de gran magnitud como es el caso de “La Nueva Veracruz” genera beneficios en la economía del país, incrementando la calidad de vida y la infraestructura de la entidad.

Los puentes vehiculares que forman parte del sistema carretero nacional mejoran la movilidad del tránsito haciendo más cómodo y seguro el viaje, además de reducir el costo de transporte de bienes o personas de un sitio a otro.

Los muros de contención de tierra mecánicamente estabilizados son estructuras reforzadas con soleras de acero o con polímeros dando origen a los sistemas de Tierra Armada de tipo inextensible y al de geosintéticos de tipo extensible, respectivamente.

Los terraplenes y taludes reforzados con este tipo de sistemas basan su estabilidad en el principio de la fricción generada entre el suelo y los elementos de refuerzo.

El sistema de Tierra Armada permite la construcción de una gran variedad de obras de ingeniería como los son grandes muros en montaña, estribos de puentes, soporte de carreteras costeras, muelles, diques marítimos, entre otras.

Algunas aplicaciones de los geosintéticos en ingeniería son la construcción de muros y taludes, control de erosión, almacenamientos, cortinas de presas, canales, vías de comunicación y sistemas de filtración y drenaje.

Los primeros polímeros específicamente fabricados para obras de ingeniería aparecen en los años 70s del siglo XX, actualmente existen una gran variedad de geosintéticos diseñados con fines diversos para satisfacer las demandas dentro de la industria de la construcción y otras más, así mismo se estudian cada vez más para obtener nuevos materiales con mejores propiedades físicas y químicas.

Este tipo de técnicas de construcción cada vez son más aceptadas ya que están avaladas

por investigaciones en laboratorio tanto de los materiales como de modelos de estructuras a escala en los cuales se estudia su comportamiento.

El empleo de técnicas constructivas novedosas en muros de contención como son el sistema de Tierra Armada y el sistema de geosintéticos, conlleva a analizar sus ventajas, como pueden ser la reducción del tiempo de ejecución de la obra, vida útil en servicio, preservación del lugar de la obra, estética, calidad y costos de construcción, contra los métodos tradicionales.

En todo proyecto de ingeniería se deben realizar los estudios pertinentes para determinar las características principales del sitio donde se realizará la obra, estos incluirán el levantamiento topográfico, estudio hidrológico y de mecánica de suelos.

Para la construcción de muros de tierra mecánicamente estabilizados es importante seguir las recomendaciones que hacen la AASHTO y la FHWA en lo que respecta a los lineamientos mínimos de los reconocimientos en campo, sondeos y ensayos a realizar.

Los materiales de relleno deberán cumplir con los requerimientos de diseño, además para el caso de Tierra Armada con refuerzos metálicos se deberán realizar controles de calidad rigurosos en lo que se refiere a sus propiedades físico-químicas para evitar la corrosión del acero, en el caso de geosintéticos deberán cumplir básicamente con el ángulo de fricción interna y el peso específico requeridos.

Es necesario realizar los análisis de estabilidad para los muros de tierra mecánicamente estabilizados tanto el externo como el interno cumpliendo los factores de seguridad requeridos en cada caso.

Los muros de tierra mecánicamente estabilizados son organizados como una obra de movimiento de tierras, para ello se contará con el personal y maquinaria adecuado para llevar con buen fin el cumplimiento de la obra en los parámetros de calidad, seguridad, administración de recursos y tiempo de ejecución de la obra.

Los procesos constructivos para el sistema de Tierra Armada y geosintéticos son actualmente bien conocidos, son sencillos de realizar y se obtienen grandes beneficios en lo que se refiere a costos y tiempos de ejecución en contra de los métodos tradicionales como pueden ser muros de mampostería de piedra, concreto en masa y concreto reforzado.

Una conclusión fundamental que puede derivarse de las investigaciones efectuadas a la fecha, es que el comportamiento del sistema de Tierra Armada y Geosintéticos es muy distinto a los resultados teóricos calculados con los métodos clásicos para el diseño de estructuras de contención.

Se ha encontrado que la movilización de la fricción, que es el fenómeno básico del sistema de Tierra Armada y Geosintéticos, es muy compleja.

Sin embargo, las pruebas a escala natural realizadas en los últimos años, han permitido encontrar métodos cuidadosos de diseño que se adaptan perfectamente a las distintas estructuras actualmente en construcción.

Una conclusión importante es que el desarrollo del sistema de Tierra Armada y Geosintéticos, ha propiciado una gran gama de investigaciones en mecánica de suelos. Estos estudios han progresado gradualmente desde pruebas relativamente simples en modelos a escala, hasta la definición de aspectos fundamentales y teóricos que han llevado a ampliar el conocimiento general de las ecuaciones constitutivas de los suelos.

El estudio de diversos tipos de muros ha permitido manejar un amplio abanico de posibilidades en donde los materiales de refuerzo pueden tener aplicación. En este sentido, se seleccionaron dos tipos de sistemas de refuerzo estructural de contención que han sido analizadas en esta investigación, siendo las siguientes:

- Muros de tierra mecánicamente estabilizados con sistema a base de tiras metálicas y placas de concreto que llamado sistema de Tierra Armada.

- Muros de tierra mecánicamente estabilizados con sistema a base de geosintéticos y tabletas de concreto o talud con acabado vegetado que llamamos sistema de tierra con geosintéticos.

De estas dos, se ha seleccionado finalmente el muro de tierra mecánicamente estabilizada con el sistema con geosintéticos, debido principalmente a que si bien actúa como una gran estructura de gravedad, el comportamiento estructural depende de la interacción que se desarrolla entre el suelo en ambos sentidos y los materiales geosintéticos de refuerzo, mientras que las tiras metálicas cumplen una función de interacción entre el suelo en un solo sentido y requieren de un tratamiento especial a base de galvanizado de zinc y su traslado y manejo de materiales es muy delicado y costoso. Esto hace que en este tipo de estructuras, los diseños en materiales geosintéticos se optimicen al máximo.

Lo anterior lleva consigo un aumento de los costos y tiempo de construcción. Además, el tamaño y peso de las placas de concreto para el sistema de Tierra Armada requieren de un análisis extraordinario de las cargas que se generan por el peso de las placas así como la colocación de las mismas hacen el requerimiento de maniobras mas costosas y maquinaria especial, siendo un punto crítico en el diseño y construcción de estas estructuras. Este problema se presenta en menor medida en los muros de tierra mecánicamente estabilizada con geosintéticos, debido a que las placas de la primera fila simplemente apoyan en la cimentación con un peso menor y el sistema de colocación es más sencillo.

Analicemos este aspecto ya que el reducido peso que presentan los materiales o tabletas de concreto en el muro del sistema con geosintéticos y la flexibilidad de los materiales de refuerzo que se puede apreciar en algunas fotografías mostradas en el capítulo 3 y en el Anexo 4, permitirá alcanzar beneficios importante tanto en las operaciones de transporte como de montaje, entre las que se encuentran:

- No es necesario disponer de equipos especializados para las operaciones de montaje, siendo posible el empleo de grúas de reducido peso o nulo empleo de las mismas realizándolo manualmente con un equipo mínimo de personal por el

tamaño de las tabletas, para el izado de las piezas.

- El transporte se facilita debido al reducido peso y flexibilidad de las piezas, no necesitando sistemas especiales de transporte por el posible deterioro de los materiales geosintéticos, herrajes y placas.
- El apilamiento de las placas en obra debe cuidar solo que los sistemas de conexión empleados no sean dañados, no existiendo prácticamente restricción de alturas de apilado por el peso de las placas.
- Con esta condición, los tiempos de ejecución se verán reducidos, lo que implica un menor costo en la ejecución de la obra, como se presenta en los programas de obra en el capítulo 3.

Analicemos por ultimo el aspecto económico, al realizar el análisis de precios unitarios de las rampas con muros en suelos reforzados con geosintéticos y tabletas se obtuvo un costo total de \$3,754,657.63. Las rampas con muro de contención a base de sistema de Tierra Armada con tiras metálicas, con la misma altura longitud y sobrecarga tiene un costo total de \$4,312,337.74, por consiguiente la diferencia en costos entre las dos alternativas es de \$557,680.11, es decir, las rampas con suelo reforzado con geosintéticos y tabletas de concreto, resulto ser aproximadamente un 13% mas económico que la rampa con muros de contención a base de sistema de Tierra Armada con tiras metálicas y placas de concreto armado.

Ahora bien, como se menciona en el capítulo 5, una vez tomada la decisión del sistema constructivo con geosintéticos se presento la opción de reducir aun mas el costo de la obra, sin descuidar la seguridad estructural y mantenimiento con los mismos parámetros geométricos de vialidad y de servicio, presentando el diseño y construcción de las rampas considerando taludes con un acabado vegetado agradable y acorde al desarrollo inmobiliario, en lugar de muros verticales.

Analizando el presupuesto de las rampas con muros en suelos reforzados con

geosintéticos y tabletas se obtuvo un costo total de \$3,754,657.63. Las rampas con muro de contención a base de sistema con geosintéticos y talud de geocelda con acabado vegetado, con las mismas características de diseño tiene un costo de presupuesto de \$3,393,492.24, por consiguiente la diferencia en costos entre las dos alternativas es de \$361,165.39, es decir, las rampas con suelo reforzado con geosintéticos y talud de geocelda con acabado vegetado, resulta ser aproximadamente un 9.6% mas económico.

Realizado un comparativo con el presupuesto de la primera alternativa que es el caso de Tierra Armada con tiras metálicas y el presupuesto de esta última decisión, se denota que la diferencia se incrementa aun mas en costos que seria \$918,845.50, resultando que las rampas diseñadas y construidas con el sistema y materiales geosintéticos y talud con acabado vegetado resulta ser hasta un 21.31% mas económico que el realizado con sistema de Tierra Armada con tiras metálicas.

En cuestión de tiempos de realización de la obra, en el caso de el sistema con materiales geosintéticos y talud con acabado vegetado, se ve reducido a dos semanas menos, esto de acuerdo a que los rendimientos de la mano de obra son menores como se percata en los análisis de precios unitarios, de la colocación del muro de placa de concreto armado, el cual es sustituido por costales de tierra y con terminado vegetado y el acabado de concreto en la parte baja del terraplén.

Una vez expuestas todas estas características, podemos expresar que el estudio de los materiales geosintéticos aplicados a la ingeniería ha permitido evaluar el amplio campo donde estos materiales tienen aplicación, principalmente como componentes estructurales de elementos constructivos. Destacan las aplicaciones realizadas en estos últimos años en la construcción de puentes carreteros.

En geotecnia son pocas las experiencias en el uso de estos nuevos materiales. Su aplicación en estructuras de contención de tierras se presenta como una solución novedosa, que puede brindar en el futuro importantes beneficios en términos constructivos, como así también en durabilidad, por ser los materiales geosintéticos más resistentes a la corrosión comparados con los materiales de uso tradicional.

Con respecto a los materiales de relleno, estos presentan un rozamiento adecuado con los materiales geosintéticos empleados, este material sería el utilizado normalmente para el diseño de muros de contención de tierra, en especial en muros de tierra mecánicamente estabilizada.

En cuanto a la propuesta con materiales geosintéticos presentada, en el capítulo 3 al final se puede destacar que, en base a los diseños planteados, el desarrollo de los materiales geosintéticos para su uso en muros de contención de tierras se ve como una alternativa técnicamente viable, permitiendo un desarrollo futuro importante debido a las ventajas comparativas en relación a los materiales de uso tradicional, como es el caso ya citado, de la resistencia a la corrosión que presentan.

ANEXOS

ANEXOS.

ANEXO 1. DISEÑO DE LOS MUROS MSEW PARA EL SISTEMA TIERRA ARMADA.

El diseño de los muros de contención para la rampa de acceso al puente vehicular mediante el sistema de tierra armada se realizó con el software “MECHANICALLY STABILIZED EARTH WALL (MSEW)”. De la figura A.1 a la A.10 se presenta la corrida del software con la memoria de cálculo para la sección de altura más crítica.

MSEW -- Mechanically Stabilized Earth Walls		PUENTE LA NUEVA VERACRUZ	
Project Date/Time: Mon Jan 09 12:21:31 2012		C:\Users\Jose Luis\Documents\Jose Luis\JLEM\LUIS\FTes....	
	0)_Tierra Armada.BEN	
AASHTO DESIGN METHOD PUENTE LA NUEVA VERACRUZ			
PROJECT IDENTIFICATION			
Title:	PUENTE LA NUEVA VERACRUZ		
Project Number:			
Client:			
Designer:	Proyectos		
Station Number:			
Description:			
Company's information:			
Name:			
Street:			
Telephone #:			
Fax #:			
E-Mail:			
Original file path and name:	C:\Users\Jose Luis\Documents\Jose Luis\JLEM\LUIS\FTes....		
0)_Tierra Armada.BEN		
Original date and time of creating this file:	Thu Dec 29 11:29:30 2011		
PROGRAM MODE:	DESIGN of BACK to BACK WALL using METAL STRIPS as reinforcing material.		
PUENTE LA NUEVA VERACRUZ Copyright © 1998-2008 ADAMA Engineering, Inc.		Page 1 of 10 License number MSEW-301795	

Figura A.1.1 Diseño del muro MSEW (datos generales del proyecto).

DESIGN DATA

DESIGN OBJECTIVES

Minimum factor of safety against pullout, F_{s-po}	1.50
Minimum factor of safety against direct sliding, $F_{s-sliding}$	1.50
Maximum allowable eccentricity ratio at each reinforcement level, e/L	0.1667
Minimum factor of safety against compound and overall failure, $F_{s-comp-static}$	1.30
Minimum factor of safety against compound and overall failure, $F_{s-comp-seismic}$	1.10

Prescribed minimum resistive length to prevent pullout, $L_e = 1.00$ m.
 Prescribed minimum normalized length of each layer is: $L/H_d = 0.70 \rightarrow L = 4.62$ m.
 Prescribed minimum absolute total length of each layer is: $L = 2.50$ m.

BEARING CAPACITY

Bearing capacity is controlled by general shear.

Maximum permissible eccentricity ratio (soil), e/L	0.1667
Minimum factor of safety with respect to ultimate bearing capacity (Meyerhof approach)	2.00

Bearing capacity coefficients: $N_c = 13.68$ $N_\gamma = 4.49$

SOIL DATA

REINFORCED SOIL

Unit weight, γ	17.0 kN/m ³
Design value of internal angle of friction, ϕ	33.0 °

RETAINED SOIL

Unit weight, γ	17.0 kN/m ³
Design value of internal angle of friction, ϕ	33.0 °

FOUNDATION SOIL (Considered as an equivalent uniform soil)

Equivalent unit weight, γ_{eqst}	20.1 kN/m ³
Equivalent internal angle of friction, ϕ_{eqst}	18.7 °
Equivalent cohesion, c_{eqst}	57.0 kPa

Water table does not affect bearing capacity

LATERAL EARTH PRESSURE COEFFICIENTS

K_a (internal stability) = 0.2948 (if batter is less than 10°, K_a is calculated from eq. 15. Otherwise, eq. 38 is utilized)
 K_a (external stability) = 0.2948 (if batter is less than 10°, K_a is calculated from eq. 16. Otherwise, eq. 17 is utilized)

SEISMICITY

Maximum ground acceleration coefficient, $A = 0.080$
 Design acceleration coefficient in Internal Stability: $K_h = 0.110$
 Design acceleration coefficient in External Stability: $K_h = 0.110$
 $K_{ae} (K_h > 0) = 0.3603$ $K_{ae} (K_h = 0) = 0.2948$ $\Delta K_{ae} = 0.0655$ (see eq. 37 in DEMO 82)

DIRECT SLIDING / ECCENTRICITY

Seismic safety factor is 75.0% of specified static FS for direct sliding.
 Maximum allowable eccentricity, e/L , under seismic conditions is: 0.3300

BEARING CAPACITY

Seismic safety factor is 75.0% of specified static FS for bearing capacity.
 Maximum allowable eccentricity, e/L , under seismic conditions is: 0.3300

INTERNAL STABILITY

Seismic soil-metal strip friction coefficient, F^* is 80.0% of its specified static value.
 Seismic factor of safety against pullout, F_{s-po} , is 75.0% of its specified static value.
 Seismic overall factor of safety, $F_{s-overall}$, is 75.0% of its specified static value.
 The reduction of $F_{s-overall}$ pertains to metal strip strength and to connection strength for both break and pullout modes of failure.

Figura A.1.2 Diseño del muro MSEW (suelo y coeficiente de aceleración sísmica).

**INPUT DATA: Metal strips
(Multiple type reinforcement)**

D A T A	Metal strip type #1	Metal strip type #2	Metal strip type #3	Metal strip type #4	Metal strip type #5
Yield strength of steel, Fy [MPa]	420.0	N/A	N/A	N/A	N/A
Strength reduction factor, FS	0.550	N/A	N/A	N/A	N/A
or: Fs = 1 / FS	1.82	N/A	N/A	N/A	N/A
Gross width of strip, b [mm]	55.0	N/A	N/A	N/A	N/A
Vertical spacing, Sv [m]	Varies	N/A	N/A	N/A	N/A
Design cross section area, Ac [mm ²]	130.00	N/A	N/A	N/A	N/A
Ribbed steel strips.					
Uniformity Coefficient of reinforced soil, Cu = D60/D10 = 4.0					
Friction angle along reinforcement-soil interface, ρ					
@ the top	60.97	N/A	N/A	N/A	N/A
@ 6.0 m or below	32.00	N/A	N/A	N/A	N/A
Pullout resistance factor, F*					
@ the top	1.80	N/A	N/A	N/A	N/A
@ 6.0 m or below	0.62	N/A	N/A	N/A	N/A
Scale-effect correction factor, α	1.00	N/A	N/A	N/A	N/A

Variation of Lateral Earth Pressure Coefficient With Depth

Z	K / Ka
0 m	1.70
1 m	1.60
2 m	1.55
3 m	1.45
4 m	1.35
5 m	1.30
6 m	1.20

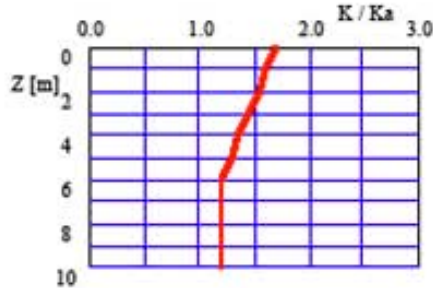
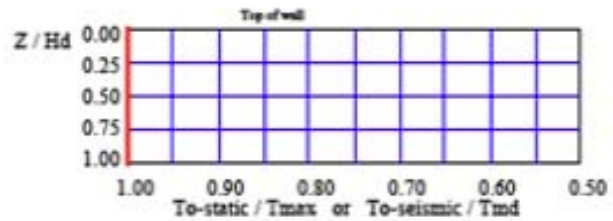


Figura A.1.3 Diseño del muro MSEW (datos del acero de refuerzo).

**INPUT DATA: Facia and Connection
(Design)**

FACIA type: Segmental precast concrete panels.
 Depth of panel is 0.15 m. Horizontal distance to Center of Gravity of panel is 0.07 m.
 Average unit weight of panel is $\gamma_p = 24.00 \text{ kN/m}^3$

Z / Hd	To-static / Tmax or To-seismic / Tmd
0.00	1.00
0.25	1.00
0.50	1.00
0.75	1.00
1.00	1.00



D A T A (for connection only)	Type #1	Type #2	Type #3	Type #4	Type #5
Product Name	Metal 55x...	N/A	N/A	N/A	N/A
Strength reduction at the connection, $CR_u = F_{yc} / F_y$	0.90	N/A	N/A	N/A	N/A

Figura A.1.4 Diseño del muro MSEW (datos para la fachada y conexión).

INPUT DATA: Geometry and Surcharge loads (of BACK to BACK wall)

Design height, Hd 6.60 [m] { Embedded depth is E = 0.20 m, and height above top of finished bottom grade is H = 6.40 m }

Batter, ω 0.0 [deg]

Backslope, θ 0.0 [deg]

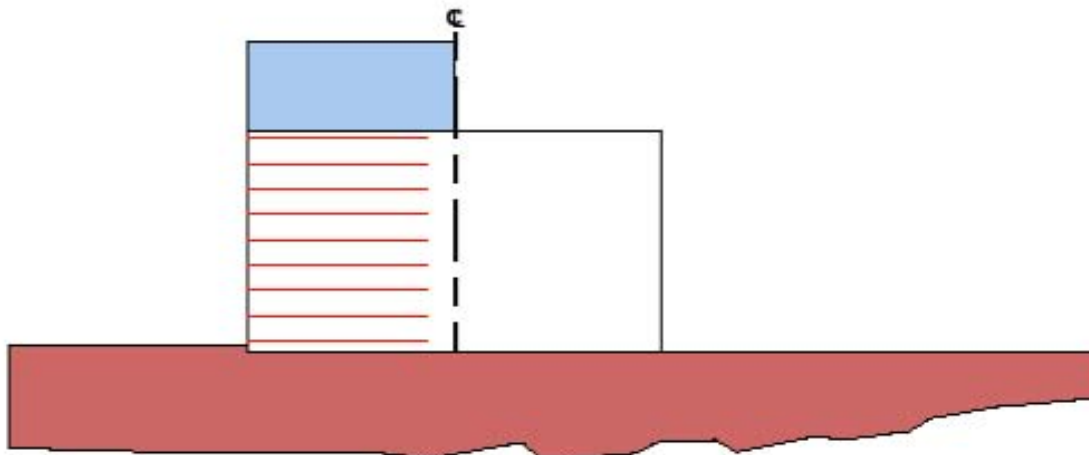
Backslope rise 0.0 [m] Broken back equivalent angle, I = 0.00° (see Fig. 25 in DEMO 82)

Distance between walls (Back to Back) = 12.0 m, and Reinforcement length, L = 5.0 m.

UNIFORM SURCHARGE

Uniformly distributed dead load is 15.0 [kPa], and live load is 10.0 [kPa]

DESIGNED REINFORCEMENT LAYOUT:



SCALE:

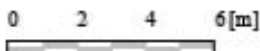


Figura A.1.5 Diseño del muro MSEW (datos de la geometría y sobrecarga).

REINFORCEMENT LAYOUT AND DESIGN CRITERIA

LEGEND: (1) Connection strength √ Satisfactory
 (2) Metal strip strength ⊗ Unsatisfactory
 (3) Pullout resistance
 (4) Direct sliding
 (5) Eccentricity

Bearing capacity: √
 Foundation Interface: Direct sliding √ Eccentricity √

#	Metal Strip		Type #	Design Criteria				
	Elevation [m]	Length [m]		(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
1	0.35	5.17	1	√	√	√	√	√
2	1.10	5.17	1	√	√	√	√	√
3	1.85	5.17	1	√	√	√	√	√
4	2.60	5.17	1	√	√	√	√	√
5	3.35	5.17	1	√	√	√	√	√
6	4.10	5.17	1	√	√	√	√	√
7	4.85	5.17	1	√	√	√	√	√
8	5.60	5.17	1	√	√	√	√	√
9	6.35	5.17	1	√	√	√	√	√

Figura A.1.6 Diseño del muro MSEW (resultado del análisis).

BEARING CAPACITY for DESIGNED LAYOUT

	STATIC	SEISMIC	UNITS
(Water table does not affect bearing capacity)			
Ultimate bearing capacity, q-ult	961.9	938.8	[kPa]
Meyerhof stress, σ_v	175.53	201.0	[kPa]
Eccentricity, e	0.56	0.82	[m]
Eccentricity, e/L	0.109	0.159	
Fs calculated	5.48	4.67	
Base length	5.17	5.17	[m]

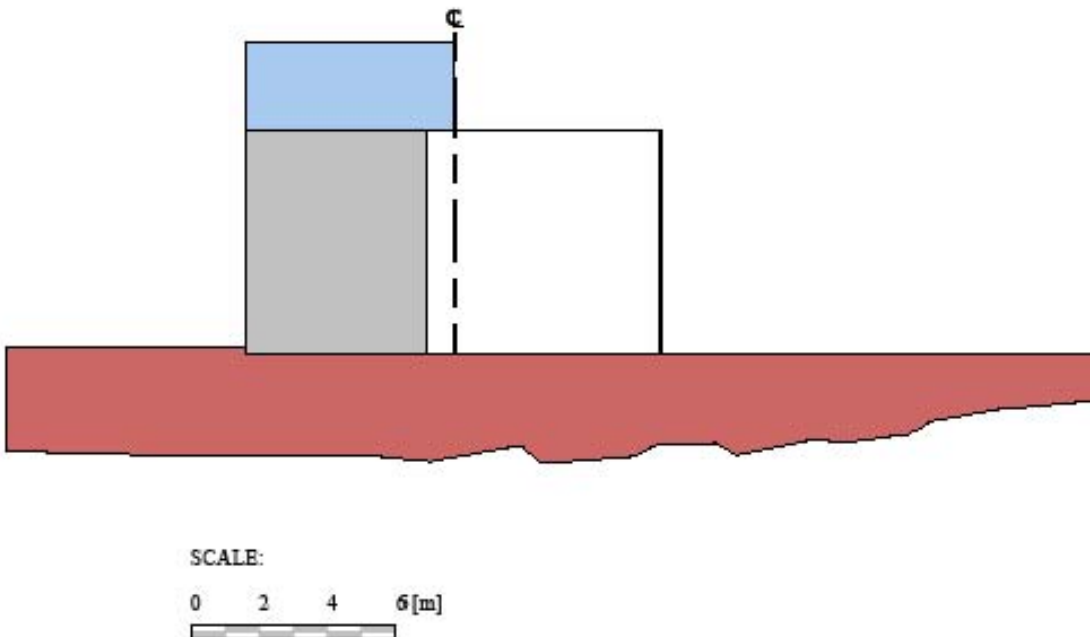


Figura A.1.7 Diseño del muro MSEW (resultados capacidad de carga).

**DIRECT SLIDING for DESIGNED LAYOUT
(for METAL STRIPS reinforcements)**

Specified F_s -static = 1.500 and F_s -seismic = 1.125

Along reinforced and foundation soils interface: F_s -static = 2.707 and F_s -seismic = 2.029

#	Metal strip Elevation [m]	Metal strip Length [m]	F_s Static	F_s Seismic	Metal strip Type #	Product name
1	0.35	5.17	2.821	2.124	1	Metal 55x4mm
2	1.10	5.17	3.132	2.382	1	Metal 55x4mm
3	1.85	5.17	3.513	2.706	1	Metal 55x4mm
4	2.60	5.17	4.006	3.134	1	Metal 55x4mm
5	3.35	5.17	4.679	3.733	1	Metal 55x4mm
6	4.10	5.17	5.665	4.636	1	Metal 55x4mm
7	4.85	5.17	7.306	6.190	1	Metal 55x4mm
8	5.60	5.17	10.882	9.694	1	Metal 55x4mm
9	6.35	5.17	32.338	31.159	1	Metal 55x4mm

EXCENTRICITY for DESIGNED LAYOUT

At interface with foundation: e/L static = 0.1178, e/L seismic = 0.1713; Overturning: F_s -static = 4.25, F_s -seismic = 2.92

#	Metal strip Elevation [m]	Metal strip Length [m]	e/L Static	e/L Seismic	Metal strip Type #	Product name
1	0.35	5.17	0.1073	0.1549	1	Metal 55x4mm
2	1.10	5.17	0.0863	0.1226	1	Metal 55x4mm
3	1.85	5.17	0.0674	0.0939	1	Metal 55x4mm
4	2.60	5.17	0.0506	0.0689	1	Metal 55x4mm
5	3.35	5.17	0.0360	0.0475	1	Metal 55x4mm
6	4.10	5.17	0.0235	0.0299	1	Metal 55x4mm
7	4.85	5.17	0.0132	0.0160	1	Metal 55x4mm
8	5.60	5.17	0.0053	0.0060	1	Metal 55x4mm
9	6.35	5.17	0.0005	0.0005	1	Metal 55x4mm

Figura A.1.8 Diseño del muro MSEW (deslizamiento directo y excentricidad).

RESULTS for STRENGTH [Note: Actual Fs-overall = (Yield stress) / (Actual stress)]

#	Metal strip Elevation [m]	Coverage ratio, Rc=b/Sh	Horizontal spacing, Sh [m]	Tavailable (Fy-Ac-Rc) / (b-Fs) [kN/m]	Tmax [kN/m]	Tmd [kN/m]	Specified minimum Fs-overall static	Actual calculated Fs-overall static	Specified minimum Fs-overall seismic	Actual calculated Fs-overall seismic
1	0.35	0.073	0.750	40.0	33.8	2.7	1.818	2.155	1.364	1.994
2	1.10	0.073	0.750	40.0	32.7	2.5	1.818	2.226	1.364	2.069
3	1.85	0.073	0.750	40.0	30.6	2.2	1.818	2.380	1.364	2.218
4	2.60	0.073	0.750	40.0	27.9	2.0	1.818	2.608	1.364	2.434
5	3.35	0.073	0.750	40.0	25.2	1.8	1.818	2.885	1.364	2.697
6	4.10	0.073	0.750	40.0	22.3	1.8	1.818	3.260	1.364	3.021
7	4.85	0.073	0.750	40.0	18.8	1.8	1.818	3.863	1.364	3.533
8	5.60	0.073	0.750	40.0	14.9	1.8	1.818	4.884	1.364	4.368
9	6.35	0.073	0.750	40.0	9.3	1.8	1.818	7.837	1.364	6.588

RESULTS for PULLOUT

NOTE: Uniform live load is not included in calculating the overburden pressure used to assess pullout resistance.

#	Metal strip Elevation [m]	Coverage Ratio Rc=b/Sh	Tmax [kN/m]	Tmd [kN/m]	Le [m] (see NOTE)	La [m]	Avail Static Pullout, Pr [kN/m]	Specified Static Fs	Actual Static Fs	Avail Seism. Pullout, Pr [kN/m]	Specified Seismic Fs	Actual Seismic Fs
1	0.35	0.073	33.77	2.74	4.96	0.21	55.0	1.500	1.630	44.0	1.125	1.206
2	1.10	0.073	32.70	2.49	4.51	0.66	51.8	1.500	1.585	41.5	1.125	1.179
3	1.85	0.073	30.58	2.24	4.06	1.11	49.6	1.500	1.621	39.7	1.125	1.208
4	2.60	0.073	27.91	1.99	3.61	1.56	44.7	1.500	1.600	35.7	1.125	1.195
5	3.35	0.073	25.23	1.76	3.19	1.98	38.3	1.500	1.517	30.6	1.125	1.134
6	4.10	0.073	22.33	1.76	3.19	1.98	35.3	1.500	1.580	28.2	1.125	1.171
7	4.85	0.073	18.85	1.76	3.19	1.98	30.5	1.500	1.621	24.4	1.125	1.186
8	5.60	0.073	14.91	1.76	3.19	1.98	24.0	1.500	1.613	19.2	1.125	1.154
9	6.35	0.073	9.29	1.76	3.19	1.98	15.8	1.500	1.700	12.6	1.125	1.143

Figura A.1.9 Diseño del muro MSEW (resultados de resistencia y pullout).

RESULTS for CONNECTION (static conditions)

#	Metal strip Elevation [m]	Coverage ratio Ro=b/Sh	Horizontal spacing, Sh [m]	Connection force, To [kNm]	Reduction factor for connection break, CRu	Long-term connection strength, Tac (break criterion) [kNm]	Metal strip long-term strength, [kNm]	Fs-overall connection break		Fs-overall Metal strip strength		Product name
								Specified	Actual	Specified	Actual	
1	0.35	0.073	0.750	33.8	0.90	36.0	40.0	1.82	1.94	1.82	2.16	Metal 55x4mm
2	1.10	0.073	0.750	32.7	0.90	36.0	40.0	1.82	2.00	1.82	2.23	Metal 55x4mm
3	1.85	0.073	0.750	30.6	0.90	36.0	40.0	1.82	2.14	1.82	2.38	Metal 55x4mm
4	2.60	0.073	0.750	27.9	0.90	36.0	40.0	1.82	2.35	1.82	2.61	Metal 55x4mm
5	3.35	0.073	0.750	25.2	0.90	36.0	40.0	1.82	2.60	1.82	2.89	Metal 55x4mm
6	4.10	0.073	0.750	22.3	0.90	36.0	40.0	1.82	2.93	1.82	3.26	Metal 55x4mm
7	4.85	0.073	0.750	18.8	0.90	36.0	40.0	1.82	3.48	1.82	3.86	Metal 55x4mm
8	5.60	0.073	0.750	14.9	0.90	36.0	40.0	1.82	4.40	1.82	4.88	Metal 55x4mm
9	6.35	0.073	0.750	9.3	0.90	36.0	40.0	1.82	7.05	1.82	7.84	Metal 55x4mm

RESULTS for CONNECTION (seismic conditions)

#	Metal strip Elevation [m]	Coverage ratio Ro=b/Sh	Horizontal spacing, Sh [m]	Connection force, To [kNm]	Reduction factor for connection break, CRu	Long-term connection strength, Tac (break criterion) [kNm]	Metal strip long-term strength, [kNm]	Fs-overall connection break		Fs-overall Metal strip strength		Product name
								Specified	Actual	Specified	Actual	
1	0.35	0.073	0.750	36.5	0.90	36.0	40.0	1.36	1.79	1.36	1.99	Metal 55x4mm
2	1.10	0.073	0.750	35.2	0.90	36.0	40.0	1.36	1.86	1.36	2.07	Metal 55x4mm
3	1.85	0.073	0.750	32.8	0.90	36.0	40.0	1.36	2.00	1.36	2.22	Metal 55x4mm
4	2.60	0.073	0.750	29.9	0.90	36.0	40.0	1.36	2.19	1.36	2.43	Metal 55x4mm
5	3.35	0.073	0.750	27.0	0.90	36.0	40.0	1.36	2.43	1.36	2.70	Metal 55x4mm
6	4.10	0.073	0.750	24.1	0.90	36.0	40.0	1.36	2.72	1.36	3.02	Metal 55x4mm
7	4.85	0.073	0.750	20.6	0.90	36.0	40.0	1.36	3.18	1.36	3.53	Metal 55x4mm
8	5.60	0.073	0.750	16.7	0.90	36.0	40.0	1.36	3.93	1.36	4.37	Metal 55x4mm
9	6.35	0.073	0.750	11.1	0.90	36.0	40.0	1.36	5.93	1.36	6.59	Metal 55x4mm

Figura A.1.10 Diseño del muro MSEW (resultados de conexión).

ANEXO 2. DISEÑO DE LOS MUROS MSEW PARA EL SISTEMA GEOSINTÉTICOS.

El diseño de los muros de contención para la rampa de acceso al puente vehicular mediante el sistema con geosintéticos se realizó con el software “MECHANICALLY STABILIZED EARTH WALL (MSEW)”. De la figura A.11 a la A.20 se presenta la corrida del software con la memoria de cálculo para la sección de altura más crítica.

MSEW -- Mechanically Stabilized Earth Walls		PUENTE NUEVO VERACRUZ	
Present Date/Time: Thu Nov 17 10:59:34 2011		C:\Documents\CLIENTES\Proyectos\José Luis Palomares\Grupo PC Constructores\PC_653_ReSSA.BEN	
AASHTO DESIGN METHOD PUENTE NUEVO VERACRUZ			
PROJECT IDENTIFICATION			
Title:	PUENTE NUEVO VERACRUZ		
Project Number:			
Client:	PC CONSTRUCTORES		
Designer:	ING. JOSE LUIS PALOMARES F		
Station Number:			
Description:			
Company's information:			
Name:			
Street:			
Telephone #:			
Fax #:			
E-Mail:			
Original file path and name:	C:\Users\Jose Luis\Documents\CLIENTES\Proyectos\José Lu... ...es\PC_653_ReSSA.BEN		
Original date and time of creating this file:	Wed Oct 15 17:18:05 2008		
PROGRAM MODE:	ANALYSIS of BACK to BACK WALL using GEOGRID as reinforcing material.		
PUENTE NUEVO VERACRUZ		Page 1 of 10	
Copyright © 1998-2008 ADAMA Engineering, Inc.		License number MSEW-301795	

Figura A.2.1 Diseño del muro MSEW (datos generales del proyecto).

SOIL DATA**REINFORCED SOIL**

Unit weight, γ 17.0 kN/m³
 Design value of internal angle of friction, ϕ 33.0°

RETAINED SOIL

Unit weight, γ 17.0 kN/m³
 Design value of internal angle of friction, ϕ 33.0°

FOUNDATION SOIL (Considered as an equivalent uniform soil)

Equivalent unit weight, γ_{equiv} 20.1 kN/m³
 Equivalent internal angle of friction, ϕ_{equiv} 18.7°
 Equivalent cohesion, c_{equiv} 57.0 kPa

Ultimate bearing capacity of foundation is given.

LATERAL EARTH PRESSURE COEFFICIENTS

K_a (internal stability) = 0.2948 (if batter is less than 10°, K_a is calculated from eq. 15. Otherwise, eq. 38 is utilized)

Inclination of internal slip plane, $\psi = 61.50^\circ$ (see Fig. 28 in DEMO 82).

K_a (external stability) = 0.2948 (if batter is less than 10°, K_a is calculated from eq. 16. Otherwise, eq. 17 is utilized)

BEARING CAPACITY

Bearing capacity coefficients (calculated by MSEW): $N_c = 13.68$ $N_\gamma = 4.49$

SEISMICITY

Maximum ground acceleration coefficient, $A = 0.080$

Design acceleration coefficient in Internal Stability: $K_h = 0.110$

Design acceleration coefficient in External Stability: $K_h = 0.110$

$K_{ae} (K_h > 0) = 0.3603$

$K_{ae} (K_h = 0) = 0.2948$

$\Delta K_{ae} = 0.0655$ (see eq. 37 in DEMO 82)

Seismic soil-geogrid friction coefficient, F^* is 80.0% of its specified static value.

Figura A.2.2 Diseño del muro MSEW (suelo y coeficiente de aceleración sísmica).

**INPUT DATA: Geogrids
(Analysis)**

D A T A	Geogrid type #1	Geogrid type #2	Geogrid type #3	Geogrid type #4	Geogrid type #5
Tult [kN/m]	60.0	100.0	30.0		
Durability reduction factor, RFD	1.15	1.15	1.15		
Installation-damage reduction factor, RFDi	1.12	1.12	1.12		
Creep reduction factor, RFc	1.44	1.44	1.44	N/A	N/A
Fs-overall for strength	N/A	N/A	N/A		
Coverage ratio, Rc	1.000	1.000	1.000		
Friction angle along geogrid-soil interface, ρ	21.33	21.33	21.33		
Pullout resistance factor, F*	$0.80 \cdot \tan\phi$	$0.80 \cdot \tan\phi$	$0.80 \cdot \tan\phi$	N/A	N/A
Scale-effect correction factor, α	0.8	0.8	0.8		

Variation of Lateral Earth Pressure Coefficient With Depth

Z	K / Ka
0 m	1.00
1 m	1.00
2 m	1.00
3 m	1.00
4 m	1.00
5 m	1.00
6 m	1.00

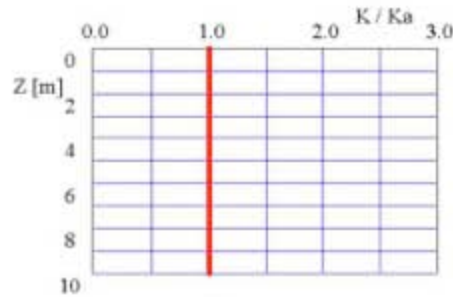
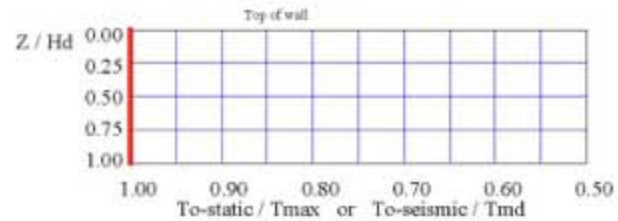


Figura A.2.3 Diseño del muro MSEW (datos de la geomalla de refuerzo).

**INPUT DATA: Facia and Connection
(Analysis)**

FACIA type: Segmental precast concrete panels.
 Depth of panel is 0.05 m. Horizontal distance to Center of Gravity of panel is 0.03 m.
 Average unit weight of panel is $\gamma_1 = 24.00 \text{ kN/m}^3$

Z / Hd	To-static / Tmax or To-seismic / Tmd
0.00	1.00
0.25	1.00
0.50	1.00
0.75	1.00
1.00	1.00



D A T A (for connection only)	Type #1	Type #2	Type #3	Type #4	Type #5
Product Name	ACE GG 60..	ACE GG 10..	ACE GG 30..	N/A	N/A
Durability reduction factor, RFD	1.15	1.15	1.15	N/A	N/A
Creep reduction factor, RFc	1.44	1.44	1.44	N/A	N/A
Overall factor of safety: connection break, Fs	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
Overall factor of safety: connection pullout, Fs	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
CRu = Tult-connection/Tult-geogrid	0.90	0.90	0.90	N/A	N/A

Figura A.2.4 Diseño del muro MSEW (datos de la fachada y conexión).

INPUT DATA: Geometry and Surcharge loads (of BACK to BACK wall)

Design height, H_d 6.60 [m] { Embedded depth is $E = 0.20$ m, and height above top of finished bottom grade is $H = 6.40$ m }

Batter, ω 0.0 [deg]

Backslope, β 0.0 [deg]

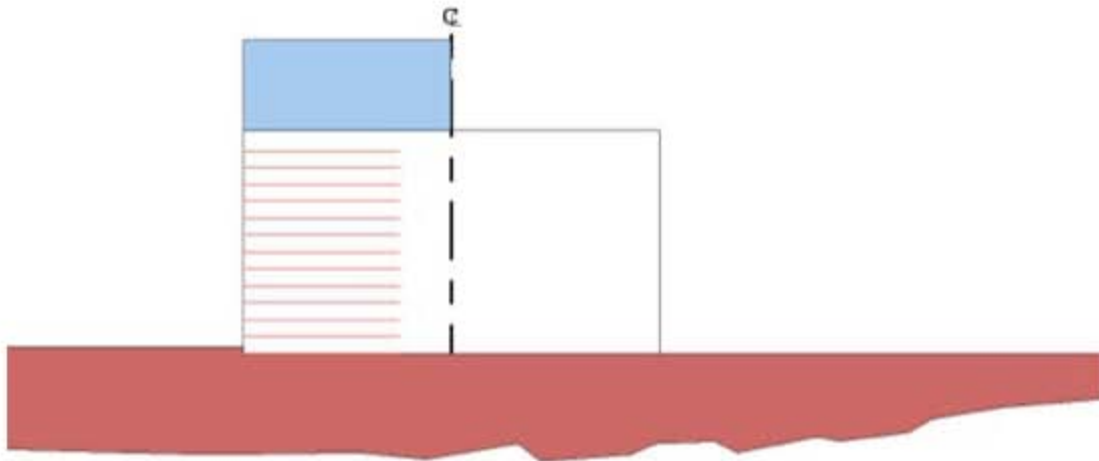
Backslope rise 0.0 [m] Broken back equivalent angle, $I = 0.00^\circ$ (see Fig. 25 in DEMO 82)

Distance between walls (Back to Back) = 12.0 m, and Reinforcement length, $L = 4.5$ m.

UNIFORM SURCHARGE

Uniformly distributed dead load is 15.0 [kPa], and live load is 10.0 [kPa]

ANALYZED REINFORCEMENT LAYOUT:



SCALE:



Figura A.2.5 Diseño del muro MSEW (datos de la geometría y sobrecarga).

ANALYSIS: CALCULATED FACTORS (Static conditions)

Bearing capacity, $F_s = 0.57$, Meyerhof stress = 192.81 kPa.

Foundation Interface: Direct sliding, $F_s = 2.356$, Eccentricity, $e/L = 0.1555$, F_s -overturning = 3.21

GEOGRID				CONNECTION			Geogrid strength F_s	Pullout resistance F_s	Direct sliding F_s	Eccentricity e/L	Product name
#	Elevation [m]	Length [m]	Type #	F_s -overall [pullout resistance]	F_s -overall [connection break]	F_s -overall [geogrid strength]					
1	0.00	4.50	1	N/A	3.28	3.25	3.250	47.777	1.416	0.1555	ACE GG 60-I
2	0.50	4.50	1	N/A	1.72	1.71	1.705	21.991	1.509	0.1359	ACE GG 60-I
3	1.00	4.50	1	N/A	1.84	1.83	1.826	20.453	1.616	0.1175	ACE GG 60-I
4	1.50	4.50	1	N/A	1.98	1.96	1.965	18.913	1.739	0.1003	ACE GG 60-I
5	2.00	4.50	1	N/A	2.14	2.13	2.127	17.384	1.884	0.0844	ACE GG 60-I
6	2.50	4.50	1	N/A	2.34	2.32	2.318	15.844	2.057	0.0697	ACE GG 60-I
7	3.00	4.50	1	N/A	2.57	2.55	2.546	14.312	2.269	0.0562	ACE GG 60-I
8	3.50	4.50	1	N/A	2.85	2.82	2.825	12.769	2.535	0.0440	ACE GG 60-I
9	4.00	4.50	1	N/A	3.20	3.17	3.172	11.224	2.881	0.0330	ACE GG 60-I
10	4.50	4.50	1	N/A	3.64	3.62	3.616	9.686	3.358	0.0234	ACE GG 60-I
11	5.00	4.50	1	N/A	4.24	4.20	4.204	8.134	4.073	0.0150	ACE GG 60-I
12	5.50	4.50	1	N/A	5.06	5.02	5.022	6.575	5.316	0.0082	ACE GG 60-I
13	6.00	4.50	1	N/A	4.04	4.01	4.006	3.221	8.317	0.0030	ACE GG 60-I

ANALYSIS: CALCULATED FACTORS (Seismic conditions)

Bearing capacity, $F_s = 0.47$, Meyerhof stress = 236.31 kPa.

Foundation Interface: Direct sliding, $F_s = 1.766$, Eccentricity, $e/L = 0.2262$, F_s -overturning = 2.21

GEOGRID				CONNECTION			Geogrid strength F_s	Pullout resistance F_s	Direct sliding F_s	Eccentricity e/L	Product name
#	Elevation [m]	Length [m]	Type #	F_s -overall [pullout resistance]	F_s -overall [connection break]	F_s -overall [geogrid strength]					
1	0.00	4.50	1	N/A	2.76	2.74	2.742	30.171	1.062	0.2262	ACE GG 60-I
2	0.50	4.50	1	N/A	1.58	1.56	1.563	15.547	1.138	0.1957	ACE GG 60-I
3	1.00	4.50	1	N/A	1.69	1.67	1.673	14.456	1.227	0.1673	ACE GG 60-I
4	1.50	4.50	1	N/A	1.81	1.80	1.800	13.365	1.331	0.1411	ACE GG 60-I
5	2.00	4.50	1	N/A	1.96	1.95	1.947	12.280	1.455	0.1170	ACE GG 60-I
6	2.50	4.50	1	N/A	2.14	2.12	2.122	11.188	1.606	0.0951	ACE GG 60-I
7	3.00	4.50	1	N/A	2.35	2.33	2.330	10.102	1.793	0.0753	ACE GG 60-I
8	3.50	4.50	1	N/A	2.60	2.58	2.584	9.008	2.032	0.0577	ACE GG 60-I
9	4.00	4.50	1	N/A	2.92	2.90	2.900	7.913	2.349	0.0423	ACE GG 60-I
10	4.50	4.50	1	N/A	3.33	3.30	3.304	6.823	2.796	0.0291	ACE GG 60-I
11	5.00	4.50	1	N/A	3.87	3.84	3.839	5.723	3.481	0.0181	ACE GG 60-I
12	5.50	4.50	1	N/A	4.62	4.58	4.581	4.619	4.699	0.0094	ACE GG 60-I
13	6.00	4.50	1	N/A	3.80	3.77	3.769	2.362	7.688	0.0032	ACE GG 60-I

Figura A.2.6 Diseño del muro MSEW (resultado del análisis).

BEARING CAPACITY for GIVEN LAYOUT

	STATIC	SEISMIC	UNITS
(Given ultimate bearing capacity, q-ult)			
Ultimate bearing capacity, q-ult	110.0	110.0	[kPa]
Meyerhof stress, σ_v	192.81	236.3	[kPa]
Eccentricity, e	0.65	0.94	[m]
Eccentricity, e/L	0.144	0.210	
Fs calculated	0.57	0.47	
Base length	4.50	4.50	[m]

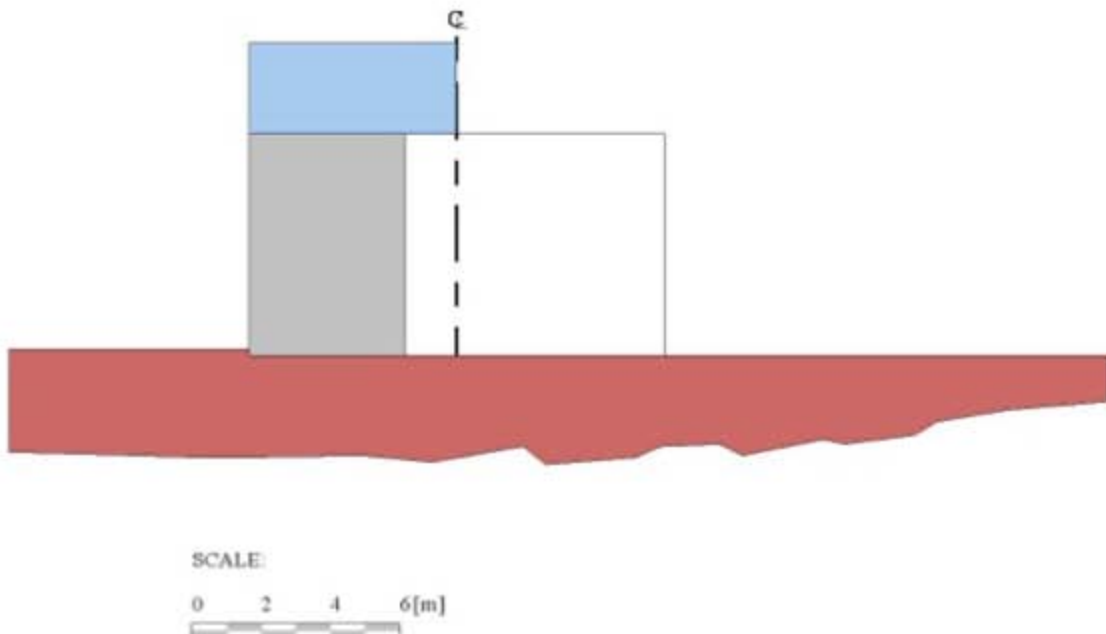


Figura A.2.7 Diseño del muro MSEW (resultados capacidad de carga).

**DIRECT SLIDING for GIVEN LAYOUT
(for GEOGRID reinforcements)**Along reinforced and foundation soils interface: F_s -static = 2.356 and F_s -seismic = 1.766

#	Geogrid Elevation [m]	Geogrid Length [m]	F_s Static	F_s Seismic	Geogrid Type #	Product name
1	0.00	4.50	1.416	1.062	1	ACE GG 60-I
2	0.50	4.50	1.509	1.138	1	ACE GG 60-I
3	1.00	4.50	1.616	1.227	1	ACE GG 60-I
4	1.50	4.50	1.739	1.331	1	ACE GG 60-I
5	2.00	4.50	1.884	1.455	1	ACE GG 60-I
6	2.50	4.50	2.057	1.606	1	ACE GG 60-I
7	3.00	4.50	2.269	1.793	1	ACE GG 60-I
8	3.50	4.50	2.535	2.032	1	ACE GG 60-I
9	4.00	4.50	2.881	2.349	1	ACE GG 60-I
10	4.50	4.50	3.358	2.796	1	ACE GG 60-I
11	5.00	4.50	4.073	3.481	1	ACE GG 60-I
12	5.50	4.50	5.316	4.699	1	ACE GG 60-I
13	6.00	4.50	8.317	7.688	1	ACE GG 60-I

ECCENTRICITY for GIVEN LAYOUTAt interface with foundation: e/L static = 0.1555, e/L seismic = 0.2262; Overturning: F_s -static = 3.21, F_s -seismic = 2.21

#	Geogrid Elevation [m]	Geogrid Length [m]	e/L Static	e/L Seismic	Geogrid Type #	Product name
1	0.00	4.50	0.1555	0.2262	1	ACE GG 60-I
2	0.50	4.50	0.1359	0.1957	1	ACE GG 60-I
3	1.00	4.50	0.1175	0.1673	1	ACE GG 60-I
4	1.50	4.50	0.1003	0.1411	1	ACE GG 60-I
5	2.00	4.50	0.0844	0.1170	1	ACE GG 60-I
6	2.50	4.50	0.0697	0.0951	1	ACE GG 60-I
7	3.00	4.50	0.0562	0.0753	1	ACE GG 60-I
8	3.50	4.50	0.0440	0.0577	1	ACE GG 60-I
9	4.00	4.50	0.0330	0.0423	1	ACE GG 60-I
10	4.50	4.50	0.0234	0.0291	1	ACE GG 60-I
11	5.00	4.50	0.0150	0.0181	1	ACE GG 60-I
12	5.50	4.50	0.0082	0.0094	1	ACE GG 60-I
13	6.00	4.50	0.0030	0.0032	1	ACE GG 60-I

Figura A.2.8 Diseño del muro MSEW (deslizamiento directo y excentricidad).

RESULTS for STRENGTH

#	Geogrid Elevation [m]	Tavailable [kN/m]	Tmax [kN/m]	Tmd [kN/m]	Specified minimum Fs-overall static	Actual calculated Fs-overall static	Specified minimum Fs-overall seismic	Actual calculated Fs-overall seismic	Product name
1	0.00	32.3	9.96	2.66	N/A	3.250	N/A	2.742	ACE GG 60-I
2	0.50	32.3	18.97	2.50	N/A	1.705	N/A	1.563	ACE GG 60-I
3	1.00	32.3	17.72	2.34	N/A	1.826	N/A	1.673	ACE GG 60-I
4	1.50	32.3	16.46	2.18	N/A	1.965	N/A	1.800	ACE GG 60-I
5	2.00	32.3	15.21	2.02	N/A	2.127	N/A	1.947	ACE GG 60-I
6	2.50	32.3	13.96	1.86	N/A	2.318	N/A	2.122	ACE GG 60-I
7	3.00	32.3	12.71	1.69	N/A	2.546	N/A	2.330	ACE GG 60-I
8	3.50	32.3	11.45	1.53	N/A	2.825	N/A	2.584	ACE GG 60-I
9	4.00	32.3	10.20	1.37	N/A	3.172	N/A	2.900	ACE GG 60-I
10	4.50	32.3	8.95	1.21	N/A	3.616	N/A	3.304	ACE GG 60-I
11	5.00	32.3	7.69	1.05	N/A	4.204	N/A	3.839	ACE GG 60-I
12	5.50	32.3	6.44	0.89	N/A	5.022	N/A	4.581	ACE GG 60-I
13	6.00	32.3	8.07	0.73	N/A	4.006	N/A	3.769	ACE GG 60-I

RESULTS for PULLOUT

NOTE: Uniform live load is not included in calculating the overburden pressure used to assess pullout resistance.

#	Geogrid Elevation [m]	Coverage Ratio	Tmax [kN/m]	Tmd [kN/m]	Le [m] (see NOTE)	La [m]	Avail. Static Pullout, Pr [kN/m]	Specified Static Fs	Actual Static Fs	Avail. Seism. Pullout, Pr [kN/m]	Specified Seismic Fs	Actual Seismic Fs
1	0.00	1.000	9.96	2.66	4.50	0.00	475.6	N/A	47.777	380.5	N/A	30.171
2	0.50	1.000	18.97	2.50	4.23	0.27	417.2	N/A	21.991	333.7	N/A	15.547
3	1.00	1.000	17.72	2.34	3.96	0.54	362.4	N/A	20.453	289.9	N/A	14.456
4	1.50	1.000	16.46	2.18	3.69	0.81	311.4	N/A	18.913	249.1	N/A	13.365
5	2.00	1.000	15.21	2.02	3.41	1.09	264.4	N/A	17.384	211.6	N/A	12.280
6	2.50	1.000	13.96	1.86	3.14	1.36	221.2	N/A	15.844	176.9	N/A	11.188
7	3.00	1.000	12.71	1.69	2.87	1.63	181.9	N/A	14.312	145.5	N/A	10.102
8	3.50	1.000	11.45	1.53	2.60	1.90	146.2	N/A	12.769	117.0	N/A	9.008
9	4.00	1.000	10.20	1.37	2.33	2.17	114.5	N/A	11.224	91.6	N/A	7.913
10	4.50	1.000	8.95	1.21	2.06	2.44	86.7	N/A	9.686	69.3	N/A	6.823
11	5.00	1.000	7.69	1.05	1.79	2.71	62.6	N/A	8.134	50.1	N/A	5.723
12	5.50	1.000	6.44	0.89	1.51	2.99	42.4	N/A	6.575	33.9	N/A	4.619
13	6.00	1.000	8.07	0.73	1.24	3.26	26.0	N/A	3.221	20.8	N/A	2.362

Figura A.2.9 Diseño del muro MSEW (resultados de resistencia y pullout).

RESULTS for CONNECTION (static conditions)

#	Geogrid Elevation [m]	Connection force, T _c [kNm]	Reduction factor for connection break, CR _u	Reduction factor for connection pullout, CR _s	Available connection strength, T _{c-break} criterion [kNm]	Available connection strength, T _{c-pullout} criterion [kNm]	Available Geogrid strength, T _{available} [kNm]	F _s -overall connection break		F _s -overall connection pullout		F _s -overall Geogrid strength		Product name
								Specified	Actual	Specified	Actual	Specified	Actual	
1	0.00	10.0	0.90	N/A	32.6	N/A	32.3	N/A	3.28	N/A	N/A	N/A	3.25	ACE GG 60-I
2	0.50	19.0	0.90	N/A	32.6	N/A	32.3	N/A	1.72	N/A	N/A	N/A	1.71	ACE GG 60-I
3	1.00	17.7	0.90	N/A	32.6	N/A	32.3	N/A	1.84	N/A	N/A	N/A	1.83	ACE GG 60-I
4	1.50	16.5	0.90	N/A	32.6	N/A	32.3	N/A	1.98	N/A	N/A	N/A	1.96	ACE GG 60-I
5	2.00	15.2	0.90	N/A	32.6	N/A	32.3	N/A	2.14	N/A	N/A	N/A	2.13	ACE GG 60-I
6	2.50	14.0	0.90	N/A	32.6	N/A	32.3	N/A	2.34	N/A	N/A	N/A	2.32	ACE GG 60-I
7	3.00	12.7	0.90	N/A	32.6	N/A	32.3	N/A	2.57	N/A	N/A	N/A	2.55	ACE GG 60-I
8	3.50	11.5	0.90	N/A	32.6	N/A	32.3	N/A	2.85	N/A	N/A	N/A	2.82	ACE GG 60-I
9	4.00	10.2	0.90	N/A	32.6	N/A	32.3	N/A	3.20	N/A	N/A	N/A	3.17	ACE GG 60-I
10	4.50	8.9	0.90	N/A	32.6	N/A	32.3	N/A	3.64	N/A	N/A	N/A	3.62	ACE GG 60-I
11	5.00	7.7	0.90	N/A	32.6	N/A	32.3	N/A	4.24	N/A	N/A	N/A	4.20	ACE GG 60-I
12	5.50	6.4	0.90	N/A	32.6	N/A	32.3	N/A	5.06	N/A	N/A	N/A	5.02	ACE GG 60-I
13	6.00	8.1	0.90	N/A	32.6	N/A	32.3	N/A	4.04	N/A	N/A	N/A	4.01	ACE GG 60-I

RESULTS for CONNECTION (seismic conditions)

#	Geogrid Elevation [m]	Connection force, T _c [kNm]	Reduction factor for connection break, CR _u	Reduction factor for connection pullout, CR _s	Available connection strength, T _{c-break} criterion [kNm]	Available connection strength, T _{c-pullout} criterion [kNm]	Available Geogrid strength, T _{available} [kNm]	F _s -overall connection break		F _s -overall connection pullout		F _s -overall Geogrid strength		Product name
								Specified	Actual	Specified	Actual	Specified	Actual	
1	0.00	12.6	0.90	N/A	32.6	N/A	32.3	N/A	2.76	N/A	N/A	N/A	2.74	ACE GG 60-I
2	0.50	21.5	0.90	N/A	32.6	N/A	32.3	N/A	1.58	N/A	N/A	N/A	1.56	ACE GG 60-I
3	1.00	20.1	0.90	N/A	32.6	N/A	32.3	N/A	1.69	N/A	N/A	N/A	1.67	ACE GG 60-I
4	1.50	18.6	0.90	N/A	32.6	N/A	32.3	N/A	1.81	N/A	N/A	N/A	1.80	ACE GG 60-I
5	2.00	17.2	0.90	N/A	32.6	N/A	32.3	N/A	1.96	N/A	N/A	N/A	1.95	ACE GG 60-I
6	2.50	15.8	0.90	N/A	32.6	N/A	32.3	N/A	2.14	N/A	N/A	N/A	2.12	ACE GG 60-I
7	3.00	14.4	0.90	N/A	32.6	N/A	32.3	N/A	2.35	N/A	N/A	N/A	2.33	ACE GG 60-I
8	3.50	13.0	0.90	N/A	32.6	N/A	32.3	N/A	2.60	N/A	N/A	N/A	2.58	ACE GG 60-I
9	4.00	11.6	0.90	N/A	32.6	N/A	32.3	N/A	2.92	N/A	N/A	N/A	2.90	ACE GG 60-I
10	4.50	10.2	0.90	N/A	32.6	N/A	32.3	N/A	3.33	N/A	N/A	N/A	3.30	ACE GG 60-I
11	5.00	8.7	0.90	N/A	32.6	N/A	32.3	N/A	3.87	N/A	N/A	N/A	3.84	ACE GG 60-I
12	5.50	7.3	0.90	N/A	32.6	N/A	32.3	N/A	4.62	N/A	N/A	N/A	4.58	ACE GG 60-I
13	6.00	8.8	0.90	N/A	32.6	N/A	32.3	N/A	3.80	N/A	N/A	N/A	3.77	ACE GG 60-I

Figura A.2.10 Diseño del muro MSEW (resultados de conexión).

ANEXO 3. ALGUNAS DE LAS MATRICES UTILIZADAS EN LOS PRESUPUESTOS DE LAS DOS ALTERNATIVAS UTILIZADAS.

	U.UU
alibre 18	0.13
is: incluye, fierrero, ayudante, cabo y herramienta	0.08
obra con revolvedora de 1 saco, en cimentación, incluye acarreo 20 m.	0.05
cadena o dala de cimentación, cejas y repisiones	0.30

250 kg/cm ² . Incluye juntas para muro de retención en sistema de Tierra Armada, herrajes de fijo, cimbra, aparente, habilitado de acero de refuerzo, curado y vibrado.	
DESCRIPCION	CANTIDA
a escama de concreto de tierra armada, incluye desmoldante.	1.00
in estructura de 3/8"	0.00

Figura A.3.1 Ejemplos de precios unitarios utilizados en el sistema de Tierra Armada.

	U.UU
general, incluye: peón, cabo y herramienta.	0.015
es formado por dos caballetes de	0.007

bleta de concreto f'c = 250 kg/cm ² . Incluye juntas para con Geosinteticos, herrajes de arranque, fuerzo, curado y vibrado, material para fijar y apuntalar.	
DESCRIPCION	CANTIDA
escama de concreto de tierra armada, incluye desmoldante.	1.000
estructura de 3/8"	0.005
is: incluye, fierrero, ayudante, cabo y herramienta	0.052

Figura A.3.2 Ejemplos de precios unitarios utilizados en el sistema de geosintéticos.

ANEXO 4. REPORTE FOTOGRAFICO DE LA CONSTRUCCION DE LAS RAMPAS DE ACCESO DEL PUENTE “LA NUEVA VERACRUZ”.



Fotografía A.4.1 Trabajos preliminares para las rampas de acceso al puente vehicular “La Nueva Veracruz”.



Fotografía A.4.2 Preparación del terreno, abriendo una caja en el terreno para el mejoramiento de la base.



Fotografía A.4.3 Trabajos de topografía que se realizaron durante la obra.



Fotografía A.4.4 Cimbra del terraplén a base de costales del mismo material de relleno.



Fotografía A.4.5 Colocación de la geomalla en el terraplén.



Fotografía A.4.6 Altura y cimbra del talud.



Fotografía A.4.7 Colocación de geocelda, se sujeta en la zanja de anclaje con varilla de ¼" (grapas).



Fotografía A.4.8 Acabado del talud con vegetación a base de plantas de bajo mantenimiento y colocación de concreto con un espesor de 7.0 cm.

BIBLIOGRAFÍA

BIBLIOGRAFÍA.

Costos de construcción por m². Bimsa Reports, 3^a actualización 2011.

Costos de construcción edificación, materiales y matrices. Cost reports by Bimsa, 3^a actualización 2011.

Estudio de la aplicabilidad de materiales compuestos al diseño de estructuras de contención de tierras y su interacción con el terreno, para su empleo en obras de infraestructura viaria. Jara Mori, Gonzalo Andrés, Universidad Politécnica de Madrid.

Ingeniería de carreteras. Wright. Editorial Limusa, 1993.

Ingeniería de tránsito. Caly Mayor Reyes, Rafael. Edición 2006.

Ingeniería de tránsito y de carreteras. Garbel, Nicholas J. y Hoel, Lester A. Editorial Thompson, 2006.

Manual de construcción geotecnia Vol. 1. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 2002.

Mecánica de suelos y cimentaciones. Crespo Villalaz, Carlos. Editorial Limusa, 1993.

Simposio sobre geosintéticos. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. Editor Rodrigo Murillo, 1990.

Tierra Armada en puentes y muros de contención. Ing. Enrique Sanromán Álvarez.

Manual para el proyecto y ejecución de estructuras de suelo reforzado, 1989, Tecnologías carreteras MOPU.

www.inegi.gob.mx

Se consultaron cartas topográficas e hidrológicas, así como información de las cuencas, en noviembre del 2011.

www.metalnorte.com.mx/tienda

Se consultaron precios de materiales de construcción para el desarrollo de los presupuestos, en diciembre del 2011.

www.mispreciosunitarios.blogspot.com

Se consultaron precios de materiales de construcción para el desarrollo de los presupuestos, en diciembre del 2011.

www.preciosdematerialesdeconstruccion.com.mx

Se consultaron precios de materiales de construcción para el desarrollo de los presupuestos, en diciembre del 2011.