



UNIVERSIDAD  
"DON VASCO, A. C."

**UNIVERSIDAD DON VASCO, A. C.**

INCORPORACIÓN No. 8727-15 A LA

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

---

---

**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL.**

*Título de la Tesis.*

**“Estudio y Proyecto para la Estabilización de Taludes,  
en el C.D. Pátzcuaro – Uruapan, Comprendido entre  
los Km. 62 + 070 al Km. 64 + 170”**

*TESIS PROFESIONAL.*

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

**Ingeniero Civil.**

**P R E S E N T A N:**

Felipe de Jesús Macías Toscano.

Jesús Omar Manzo Ferrer.

**Asesor**

Ing. Esteban Brito Chávez.

URUAPAN, MICHOACÁN, NOVIEMBRE DEL 2006.



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.

## **DEDICATORIA.**

### **Felipe de Jesús Macías Toscano Agradece a:**

#### **A DIOS**

Por darme vida y salud para llegar a donde estoy.

#### **A MIS PADRES**

Sr. Felipe de Jesús Macías Tapia y la Sra. María Guadalupe Toscano Villanueva por haberme formado y enseñado valores para poder llegar a ser una persona de bien. Muchas gracias papás.

#### **A MI TÍO**

Sr. Ismael Macías Tapia por apoyarme y ayudarme siempre de manera incondicional en todo para poder realizar mis sueños y objetivos. Muchas gracias tío May.

#### **A MIS HERMANOS**

Marissa, Fernando y Benjamín Macías Toscano por estar a mi lado y darme sus consejos y apoyo. Gracias Hermanos.

#### **A MI QUERIDA ESPOSA**

Yendi Nayeli Mercado Rebollar por su comprensión y apoyo en todo este tiempo que llevamos juntos así como también a mi hija Valeria Daniela Macías Mercado por haberme dado la dicha de ser padre. Las amo a las dos.

#### **A MIS COMPAÑEROS**

Julio Cesar, Oscar, Jesús Omar, Jonathan, Juan Ricardo y Hugo Alejandro por su amistad y haber compartido tantas vivencias que serán inolvidables.

#### **A NUESTRO ASESOR**

Ing. Esteban Brito Chávez por su apoyo incondicional en la realización y el habernos proporcionado toda la información necesaria para la realización de esta tesis. Así como también por habernos transmitido todos sus conocimientos durante el tiempo que nos impartió clases.

A todo el personal docente de la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Don Vasco en especial al Ing. Anastacio Blanco Simiano por su apoyo así como su labor académica la cual fue de gran importancia para mi formación profesional y a dos aquellos que de manera directa o indirecta aportaron algo para la realización de esta tesis.

## **Jesús Omar Manzo Ferrer agradece a:**

### **A DIOS**

Gracias mi Señor por haberme dado salud y vida para terminar esta etapa de mi vida, también te doy gracias por haberme puesto en mi camino a todas las personas que menciono en esta dedicatoria.

### **A MIS PADRES**

Jesús Manzo y Mariana Ferrer, que gracias a su apoyo, amor y ejemplo, me dieron la oportunidad de salir adelante y ser un hombre de bien. En esta tesis se ven reflejados los esfuerzos y sacrificios que hicieron para poder darme una profesión y tener una mayor expectativa de vida. MUCHAS GRACIAS Y LOS QUIERO CON TODO MI CORAZON.

### **A MIS HERMANOS**

Eduardo, Iván y Fabián, por el apoyo y ánimos que me dieron durante mis estudios. LOS QUIERO MUCHO.

### **A MI LINDA ESPOSA**

Gabriela, gracias por darme tu apoyo y tu sincero amor, los cuales me hicieron tener la ilusión y la motivación de ser alguien en la vida. También mi amor te agradezco por haberme dado la satisfacción mas grande que he tenido en mi vida y es el de ser papá. TE AMO MI AMOR Y A TI TAMBIEN TE AMO MARIANA.

### **A NUESTRO ASESOR**

Ing. Esteban Brito Chávez, gracias por haberme dado un poco de su tiempo y sus consejos en la realización y revisión de esta tesis.

### **A MIS MAESTROS**

Gracias por haberme dado sus conocimientos y experiencias durante mi carrera, especialmente al Ing. Anastacio Blanco Simiano y al Ing. José Luís Valencia Arteaga.

### **A MIS AMIGOS**

Julio Cesar, Oscar, Felipe, Jonathan, Ricardo, Hugo Alejandro y Roberto, por brindarme su gran amistad incondicional y en las buenas y en las malas.

## ÍNDICE.

	Pág.
<b>INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>8</b>
<b>1.- GENERALIDADES DEL TRAMO EN ESTUDIO .....</b>	<b>12</b>
1.1.- OBJETIVO DEL ESTUDIO.....	12
1.2.- DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA.....	14
1.3.- CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DEL TRAMO EN ESTUDIO.....	20
<b>2.- TEORÍA DE ESTABILIDAD DE TALUDES.....</b>	<b>25</b>
<b>2.1.- FALLAS DE TALUDES.....</b>	<b>25</b>
<b>2.1.1.- FALLAS DE TALUDES NATURALES.....</b>	<b>25</b>
2.1.1.1.- Deslizamiento Superficial (Creep).....	25
2.1.1.2.- Fallas por Procesos de Deformación Acumulativa.....	29
2.1.1.3.- Flujos.....	29
2.1.1.3.1- Flujo en materiales relativamente secos.....	30
2.1.1.3.2- Flujo en materiales húmedos. Flujos de lodos.....	31
<b>2.1.2.- FALLAS DE TALUDES ARTIFICIALES.....</b>	<b>32</b>
2.1.2.1.- Falla rotacional.....	32
2.1.2.2.- Falla traslacional.....	33
2.1.2.3.- Fallas con superficie compuesta.....	35
2.1.2.4.- Fallas múltiples.....	35
<b>2.1.3.- DERRUMBES Y CAÍDOS.....</b>	<b>36</b>
<b>2.1.4.- OTROS TIPOS DE FALLAS.....</b>	<b>37</b>
2.1.4.1.- Fallas por erosión.....	37
<b>2.2.- MÉTODOS PARA CALCULAR LA ESTABILIDAD DE TALUDES.....</b>	<b>40</b>
<b>2.2.1.- FALLA ROTACIONAL (MÉTODO SUECO).....</b>	<b>40</b>
2.2.1.1.- Método Sueco Aplicado a Taludes Puramente Cohesivos.....	41
2.2.1.2.- Método Sueco Aplicado a Taludes con Cohesión y Fricción.....	48
2.2.1.3.- Algunos Cometarios Adicionales Respecto al Método Sueco.....	52
<b>2.3.- MÉTODOS PARA MEJORAR LA ESTABILIDAD DE TALUDES.....</b>	<b>53</b>
<b>2.3.1.- PREVENCIÓN DE FALLAS.....</b>	<b>56</b>
<b>2.3.2.- MÉTODOS PARA CORREGIR FALLAS EN LADERAS Y TALUDES.....</b>	<b>56</b>
2.3.2.1.- Método de elusión.....	57
2.3.2.2.- Método de excavación.....	57
2.3.2.3.- Abatimiento de taludes.....	58

2.3.2.4.- Empleo de bermas y escalonamientos.....	59
2.3.2.5.- Empleo de materiales estabilizantes.....	60
2.3.2.6.- Empleo de estructuras de retención.....	61
2.3.2.7.- Empleo de pilotes.....	62
2.3.2.8.- Empleo de contrapesos al pie de la falla.....	63
2.3.2.9.- Anclajes.....	64
2.3.2.10.- Uso de explosivos.....	64
2.3.2.11.- Empleo de vegetación.....	65
<b>3.- INVESTIGACIÓN DE CAMPO Y LABORATORIO.....</b>	<b>67</b>
<b>3.1.- TRABAJOS DE TOPOGRAFÍA.....</b>	<b>67</b>
<b>3.1.1.- TRAMO DEL KM. 62+070 AL KM. 64+170 (ZONA ZIRAHUÉN).....</b>	<b>67</b>
<b>3.2.- GEOLOGÍA.....</b>	<b>87</b>
<b>3.2.1.- GEOLOGÍA REGIONAL.....</b>	<b>88</b>
<b>3.2.2.- GEOLOGÍA DE DETALLE.....</b>	<b>92</b>
<b>3.2.3.- CONCLUSIONES.....</b>	<b>99</b>
<b>3.2.4.- RECOMENDACIONES.....</b>	<b>100</b>
<b>3.3.- DRENAJE.....</b>	<b>102</b>
<b>3.4.- MECÁNICA DE SUELOS.....</b>	<b>111</b>
<b>3.4.1.- TRAMO DEL KM. 62+070 AL KM. 64+170 (ZONA ZIRAHUÉN).....</b>	<b>111</b>
3.4.1.1.-Reconocimiento Geotécnico del Sitio para Ubicación de Muestras.....	111
3.4.1.2.-Selección de la Zona de Muestreo y Trabajos de Exploración.....	116
3.4.1.3.- Pruebas Realizadas en Muestras Alteradas.....	117
3.4.1.4.- Pruebas Realizadas a Muestras Inalteradas.....	118
<b>3.5.- EVALUACIÓN DE LOS FACTORES DE SEGURIDAD.....</b>	<b>157</b>
<b>4.- PROPUESTAS DE SOLUCIÓN.....</b>	<b>162</b>
<b>4.1.- TEORÍA DE EMPUJE DE TIERRAS.....</b>	<b>162</b>
<b>4.1.1.- TEORÍA DE RANKINE.....</b>	<b>163</b>
4.1.1.1.- Teoría en Suelos Friccionantes.....	163
4.1.1.2.- Teoría en Suelos Cohesivos.....	167
4.1.1.3.- Teoría en Suelos con Cohesión y Fricción.....	169
<b>4.1.2.- MÉTODO DE COULOMB.....</b>	<b>171</b>
4.1.2.1.- Método para Suelos Friccionantes.....	171
4.1.2.2.- Método en Suelos con Cohesión y Fricción.....	174

<b>4.1.3.- MÉTODO EMPÍRICO DE TERZAGHI.....</b>	<b>175</b>
<b>4.1.4.- DRENAJE EN MUROS DE RETENCIÓN.....</b>	<b>180</b>
<b>4.2.- MUROS DE CONTENCIÓN.....</b>	<b>184</b>
<b>4.2.1.- PRINCIPALES TIPOS DE FALLAS ESTRUCTURALES DE LOS MUROS.....</b>	<b>186</b>
4.2.1.1.- Deslizamiento.....	186
4.2.1.2.- Rotura del Alzado.....	187
4.2.1.3.- Volteo.....	187
4.2.1.4.- Rotura de la Puntera y del Talón.....	188
4.2.1.5.-Falla por Deslizamiento Profundo del Suelo donde se Cimenta el Muro.....	189
<b>4.2.2.- ESTABILIDAD DEL MURO.....</b>	<b>189</b>
4.2.2.1.- Seguridad al Desplazamiento.....	190
4.2.2.2.- Seguridad al Volteo.....	191
4.2.2.3.- Comprobación de Presiones sobre el Terreno.....	192
4.2.2.4.- Flexión.....	199
<b>4.2.3.- MUROS DE GRAVEDAD.....</b>	<b>200</b>
<b>4.2.4.- MUROS DE CONCRETO ARMADO.....</b>	<b>200</b>
4.2.4.1.- Muro de Pantalla Empotrada en el Terreno.....	200
4.2.4.2.- Muro de Talón.....	201
4.2.4.3.- Muro con Puntera y Talón.....	202
4.2.4.4.- Muro con Contrafuerte.....	202
4.2.4.5.- Muro con Puntera.....	204
<b>4.2.5.- MUROS DE GAVIÓN.....</b>	<b>205</b>
<b>4.3.- ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN.....</b>	<b>213</b>
<b>5.- CONCLUSIONES.....</b>	<b>218</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>221</b>
<b>ANEXO 1</b>	
Procedimiento Constructivo.....	223

**ANEXO 2**

Corridas del software proporcionado por la empresa Lemac.....**232**

**ANEXO 3**

Especificaciones.....**249**

**ANEXO 4**

Planos de Construcción.....**251**

## **INTRODUCCIÓN.**

Se conocen con el nombre genérico de taludes, cualesquiera superficies inclinadas respecto a la horizontal que hayan de adoptar permanentemente las masas de tierra. Cuando el talud se produce en forma natural, sin intervención humana, se denomina ladera natural o simplemente ladera. Cuando los taludes son hechos por el hombre se denominan cortes o taludes artificiales, según sea la génesis de su formación; en el corte, se realiza una excavación en una formación térrea natural, en tanto que los taludes artificiales son los lados inclinados de los terraplenes. También se producen en los hombros de una excavación que se realiza a partir del nivel del terreno natural, a los cuales se suele denominar taludes de la excavación.

La anterior nomenclatura no es la única que emplean los ingenieros de Vías Terrestres. Por lo menos existe otra muy extendida, según la cual se denomine laderas naturales o simplemente laderas, las superficies inclinadas de las masas de suelo que se han formado sin intervención humana, en tanto que se reserva la palabra talud para la formación artificial, construida por el ingeniero, hablándose así de los taludes de los cortes, de los terraplenes, de las excavaciones, etc.

No hay duda de que el talud constituye la estructura más compleja de las Vías Terrestres; ligados a su estabilidad aparecen los problemas más complicados de la mecánica de suelos y de la mecánica de rocas, aplicadas a la construcción de estas obras, sin olvidar el papel básico que la geología aplicada desempeña en la formulación de cualquier criterio aceptable. En primer lugar será preciso analizar la necesidad de definir criterios de estabilidad de taludes, entendiéndose por tales criterios, algo tan simple como el poder decir en un instante dado cuál será la inclinación apropiada de un corte o en un terraplén; casi siempre la más apropiada será la más escarpada que se sostenga el tiempo necesario sin caerse. Aquí radica la esencia del problema y la razón de su estudio. A diferentes inclinaciones del talud corresponden diferentes masas de material térreo por mover y, por lo tanto,

diferentes costos. Podrían imaginarse casos en que, por alguna razón, el talud más conveniente fuera muy tendido y en el tal caso no habría motivo para pensar en “problemas de estabilidad de taludes”, pero lo normal es que cualquier talud funcione satisfactoriamente desde todos los puntos de vista excepto el económico, de manera que las consideraciones de costo presiden en la selección del idóneo, que resultará ser aquel al que corresponda la mínima masa de tierra movida, o lo que es lo mismo, el talud más escarpado.

De esta manera los taludes son estructuras que en general se deben proyectar y construir con una motivación esencialmente económica. Y por cierto, ha de comentarse que los montos de inversión por los que se pelea y se defienden con un criterio correcto de estabilidad de taludes son una parte muy importante de la inversión total que se efectuó en una vía terrestre. En México, por ejemplo, estadísticamente hablando, puede decirse que el 50% de toda carretera por construirse se desarrolla en terreno francamente montañoso, un 30% en terreno ondulado y un 20% en terreno plano. En el primer tipo de configuración quizás un 70% del costo total de la carretera corresponda al movimiento de tierras que, a su vez, consistirá fundamentalmente en la formación de cortes y terraplenes, en los que cualquier cambio en la inclinación repercutirá en forma muy importante en el costo total.

Los problemas relacionados con la estabilidad de laderas naturales difieren radicalmente de los que presentan en taludes construidos por el ingeniero. Las diferencias importantes radican, en primer lugar, en la naturaleza de los materiales involucrados y; en segundo, en todo un conjunto de circunstancias que dependen de cómo se formó el talud y de su historia geológica, de las condiciones climáticas que privaron a lo largo de esta historia y de la influencia que el hombre ejerce en la actualidad o haya ejercido en el pasado. Esta historia y génesis de formación de taludes y laderas, la historia de esfuerzos a que estuvieron sometidos y la influencia de condiciones climáticas o, en general, ambientales, definen aspectos tan

importantes como la configuración de los suelos y las rocas, o el flujo de aguas subterráneas a través de los suelos que formaron la ladera o el talud, el cual influye decisivamente en sus condiciones de estabilidad.

Así pues, en primer lugar habrá que distinguir, en lo que a tratamiento y manejo se refiere, tanto de las laderas naturales como de los taludes artificiales. Los materiales en naturaleza cambian en esencia ya que influyen en ellos todas las circunstancias de ambiente, clima e historia geológica desde su formación y durante su existencia. Lo que la experiencia o el conocimiento científico vayan enseñando de un tipo de formación, no será aplicable al otro; será preciso distinguir ambos casos, para ir formando el conjunto de conocimientos teóricos y experimentales idóneo para cada uno.

Dentro de los taludes artificiales también existen en las vías terrestres diferencias esenciales entre los cortes y los terraplenes. Estos últimos constituyen una estructura que se construye con un material relativamente controlado o que, por lo menos en principio, se puede controlar; en los cortes, no existe esa posibilidad. Es obvio que tales condiciones de formación han de imponer variantes en la naturaleza de los materiales con que se haya de trabajar, en su homogeneidad y en su disposición, que han de reflejarse fundamentalmente en la estructura final a que se llegue y en todos los aspectos de su comportamiento.

Es preciso hacer una distinción de importancia. Mientras los problemas teóricos de la estabilidad de taludes distan de estar resueltos y constituyen un reto para los investigadores de la Mecánica de Suelos, los aspectos prácticos del problema están mejor definidos; hoy se construyen taludes muy importantes con factores de seguridad muy bajos, lo cual es indicativo de que los métodos actuales, si bien poco satisfactorios teóricamente, funcionan bastante bien en práctica; es más, cuando tales métodos se han aplicado cuidadosamente, tras haber investigado

correctamente las propiedades de los suelos, la posibilidad de una falla de consecuencias graves, ha demostrado ser muy pequeña o casi nula.

En el presente proyecto se tomarán en cuenta todos los factores que influyen dentro del problema, usando la experiencia, la visión de campo, los ensayos de laboratorio, la aplicación de las teorías y del criterio para poder desarrollar una solución de carácter saludable y resolver el problema conteniendo seguridad, estabilidad y economía como lo marcan los principales puntos de la Ingeniería Civil.

## **1.- GENERALIDADES DEL TRAMO EN ESTUDIO.**

### **1.1.- OBJETIVO DEL ESTUDIO.**

El Objetivo general del presente estudio, consiste en elaborar un proyecto integral para la estabilización de los taludes ubicados en los siguientes cadenamientos del tramo C.D. Pátzcuaro – Uruapan, los cuales se marcan a continuación:

- a) KM 62+070 AL 62+210
  - b) KM 62+280 AL 62+370
  - c) KM 62+530 AL 62+640
  - d) KM 62+670 AL 63+000
  - e) KM 63+160 AL 63+360
  - f) KM 63+460 AL 63+590
  - g) KM 63+720 AL 63+890
  - h) KM 63+930 AL 64+170
- } Zona Zirahuén - Pátzcuaro

En todos los cadenamientos anteriores existen problemas, debido a la inestabilidad que presentan los taludes. Se procederá a realizar los estudios pertinentes de Ingeniería bajo las divisiones de topografía, geología, geotécnica y diseño estructural de tipo geotécnico para obtener los resultados de este proyecto como son: tipo de problema, causa del problema, condiciones de solución, opciones de solución, análisis de resultados, así como el diseño de solución.

Como se mencionó en páginas anteriores, el problema fundamental que se pretende solucionar en este estudio, es el que se está generando por las fallas que se tienen en estos taludes, lo cual está provocando que el nivel de servicio de la carretera baje considerablemente, además ésta situación puede generar un problema social, debido a que los cerros de los cortes ya sobrepasaron el derecho de vía y empezaron a invadir terreno de propiedad privada.

Por estos motivos se pretende dar una alternativa de solución adecuada para que el problema no siga creciendo, y más adelante genere problemas irreparables, así como conflictos sociales.

La dependencia federal de CAPUFE así como la Promotora y Constructora Meraz S.A. de C.V. celebraron el contrato No. 139-330/03MF227-6108, firmado en el año del 2003, en el cual se contempla la elaboración de un proyecto integral para la solución del problema que se presenta en los taludes antes mencionados. Nosotros formamos parte de la realización de trabajos geotécnicos, tanto de campo como de laboratorio, como lo es la extracción de las muestras alteradas e inalteradas, ejecución de las pruebas correspondientes para cada una de las muestras por medio del laboratorio de Mecánica de Suelos de la empresa ISDECON, así como la participación en la determinación de las causas y el estudio de la solución óptima para el proyecto en cuestión. Siendo finalmente el desarrollo de esta tesis, dónde se presentan los resultados a los cuales se llegaron en este proyecto.

## **1.2.- DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA.**

En esta parte del trabajo, se presenta un informe fotográfico, el cual tiene como finalidad la de mostrar las condiciones físicas de los cortes en estudio.

Este tramo, que corresponde al cadenamiento Km. 62+070 al Km. 64+170, lado izquierdo del C.D. Pátzcuaro-Uruapan, es una zona que topográficamente se puede considerar como un lomerío fuerte, debido a lo accidentado que está la superficie del terreno donde se localizan los cortes.

Como consecuencia del tipo de terreno y debiéndose aplicar la normatividad de la Secretaria de Comunicaciones y Transportes para la realización de este tipo de caminos, dió como resultado la realización de cortes de una altura considerable, esto para poder cumplir con la geometría del tipo de camino, que en este caso es de tipo A 2.

El camino inició operaciones el día 18 de Septiembre de 1998, pero no fué hasta la siguiente temporada de lluvias, registradas en el año de 1999, que se presentaron los problemas con la inestabilidad de los cortes; acrecentándose el problema las temporadas de lluvias posteriores.

Debido a la inestabilidad de los taludes, se han presentado derrumbes o “caídos” de material que conforman los cuerpos de los cortes; los cuales han generado problemas que han afectado el nivel de servicio de la carretera, debido a que se ha tenido la necesidad de cerrar un carril para poder realizar los trabajos de retiro del material producto de los derrumbes. Una situación que puede generar este problema, es el de provocar un accidente automovilístico, donde se puede presentar perdidas materiales y humanas, lo cual en este escenario es inaceptable.

Otro inconveniente, es el que se ha presentado en los límites del derecho de vía, problema que ha generado que los ceros de los cortes se hayan desplazado hacia los terrenos particulares que colindan con la zona federal, como consecuencia, se está presentando la invasión de terreno de particulares. Por lo tanto, está latente un problema social, el cual puede crear conflictos socio-económicos de una escala importante, entre los usuarios del camino, el Organismo de CAPUFE y los mismos ejidatarios.

A continuación se presenta un pequeño informe fotográfico, el cual muestra de una forma más clara los problemas que anteriormente se explicaron.



*Foto No 1.- Esta fotografía muestra el corte que se localiza entre los cadenamientos Km. 62+070 al Km. 62+210, se puede observar que se ha retirado material en la zona de la cuneta y del acotamiento del camino, producto de los derrumbes.*

**Foto No 1.  
KM 62+090 L.I.**

*Fuente: Propia*



Foto No 2.- La foto está mostrando el talud que se localiza entre los Km. 62+280 al Km. 62+370. Del camino directo, se pueden observar los “caídos” que están depositados en la base del talud.

Fuente: Propia



Foto No 3.- Este talud es el que se localiza entre los Km. 62+530 al Km. 62+640. Se puede mirar que los derrumbes están sobre la cuneta, lo cual está provocando la obstrucción del escurrimiento del agua, la cual no puede ser desalojada adecuadamente.

Foto No 3.  
KM 62+280 L.I.

Fuente: Propia



Fuente: Propia



Fuente: Propia

Foto No 4.- Muestra el mismo talud, se observa que el material producto del derrumbe está totalmente dentro de la cuneta, provocando que un flujo de lodo esté pasando sobre el acotamiento del camino, dejando una superficie de rodamiento resbaladiza, lo cual puede provocar un grave accidente automovilístico.

Foto No 5.- La fotografía muestra el corte que se localiza entre los cadenamientos de los Km. 62+670 al Km. 63+000, se observa que la inestabilidad del corte ha generado que la contracuneta se haya colapsado, y que el derecho de vía esté invadiendo terreno particular.



Foto No 6.- Talud ubicado entre los Km.63+160 al Km. 63+360. Esta imagen muestra claramente como la contracuneta ha desaparecido, y los daños que se han presentado a los terrenos de los particulares.

**Foto No 6.**  
**KM 63+160 L.I.**

Fuente: Propia



Foto No 7.- El talud que se ubica entre los Km. 63+460 al Km. 63+590, su contracuneta está totalmente destruida debido a la inestabilidad del corte, además se alcanza apreciar que el derecho de vía ya paso de sus linderos, afectando a particulares.

**Foto No 7.**  
**KM 63+480 L.I.**

Fuente: Propia



Foto No 8.- La fotografía está mostrando el talud que se localiza entre los Km. 63+720 al Km. 63+890. Como en la foto anterior se observa la contracuneta totalmente colapsada y además, también se presenta el problema de la invasión de propiedad privada.

Fuente: Propia



Foto No. 9.- La foto muestra una zona del talud que está seriamente dañado, la contracuneta se colapsó debido al derrumbe de material donde se apoyaba, esto provoca que se formen pequeñas barranquillas por donde escurre el agua, así aumentando la erosión del talud y generando "caídos".

Fuente: Propia

Como un dato adicional, se menciona que en los últimos cuatro años se han retirado cerca de 13,000 m<sup>3</sup>, como producto de los derrumbes que se han presentado en los taludes en estudio. Como consecuencia se optó por la realización de un estudio, para proponer una alternativa de solución, la cual sea económica y factible.

### **1.3.- CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DEL TRAMO EN ESTUDIO.**

Como pequeña introducción se comenta que las carreteras se clasifican, de acuerdo con su tránsito diario promedio anual (TDPA) para el horizonte de proyecto, en la forma como se muestra en la Tabla 1.1:

<b>Tipo Camino</b>	<b>TDPA</b>
A 2	3000 a 5000
A 4	5000 a 20000
B	1500 a 3000
C	500 a 1500
D	100 a 500
E	0 a 100

*Tabla 1. 1. Clasificación de caminos según la SCT. (Fuente: Propia).*

La geometría de una carretera variará según las características topográficas del terreno por donde pase, para lo cual se considera los siguientes tipos de terreno:

- a) Plano
- b) Lomerío
- c) Montañoso

#### **DATOS PRELIMINARES**

El camino de cuota Pátzcuaro-Lázaro Cárdenas forma parte de la conocida RED FARAC (Fideicomiso de Apoyo para el Rescate de Autopistas Concesionadas) y está formado por tres segmentos que son los siguientes:

- Tramo Pátzcuaro – Uruapan.
- Tramo Uruapan – Nueva Italia, y

- Tramo Nueva Italia – Lázaro Cárdenas.

La operación, mantenimiento y conservación de estas carreteras, está a cargo del organismo público descentralizado CAMINOS Y PUENTES FEDERALES DE INGRESOS Y SERVICIOS CONEXOS, a través de sus departamentos de Gerencia y Superintendencias de Operación, Administración Técnica, Recursos materiales y Recursos Humanos.

Por otro lado, antes de conocer las características geométricas del Camino Directo Pátzcuaro – Uruapan, se hace la observación de que la siguiente información se enfoca única y exclusivamente a este tramo carretero, ya que fué el primero en ponerse en operación.

### CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

Las características geométricas del proyecto, son las siguientes:

Camino de Cuota: Pátzcuaro – Lázaro Cárdenas.

Tramo: Pátzcuaro – Uruapan.

Número de Ruta: 14D

Fecha de inicio de operación: 18 de Septiembre de 1998.

TDPA: 2,500 vehículos.

Clasificación de tránsito:

- A = 71 %
- B = 2 %
- C = 27 %

Carretera tipo: A 2.

Espesor de la estructura de pavimento: 0.40 m.

Pendiente máxima: 6 %.  
Curvatura máxima: 2° 30'.  
Tipo de terreno: Lomerío fuerte en toda la longitud.  
Velocidad del proyecto: 110 Km./h.  
Velocidad de operación: 90 Km./h  
Vehículo de proyecto: T3 – S3 – R4.  
Longitud del tramo: 56.5 Km.

El C.D. Pátzcuaro-Uruapan se divide en dos partes que son las que enseguida se mencionan:

#### Camino Troncal:

Origen del cadenamiento: Km. 0+000 desde la ciudad de Morelia, Michoacán.  
Principia tramo: Km. 48+000 (Entronque las trojes)  
Termina tramo Km. 95+000 (Entronque Zirimicuaro)  
Longitud del camino troncal 47.00 Km.

#### Ramal Uruapan:

Principia tramo: Igualdad Km. 95+000 AT = Km. 1+000 AD (Entronque Zirimicuaro)  
Termina tramo Km. 10+500 (Entronque Uruapan)  
Longitud del ramal Uruapan: 9.050 Km.  
Longitud total del tramo: 56.50 Km.

Anchos de:

- Corona 12.0 m
- Calzada 7.0 m
- Carriles 2 de 3.50 m cada uno.
- Acotamiento 2 de 2.50 m cada uno
- Derechos de vía 60.0 m

Casetas en operación:

- Caseta número 165, San Ángel Zurumucapio (Directa)

- Caseta número 166, San Ángel Zurumucapio (Remota)
- Caseta número 167, Zirahuén (Directa)

Entronques:

- Entronque las trojes, ubicado en el Km. 48+000
- Entronque Pátzcuaro ubicado en el Km. 54+080
- Entronque Zirahuén, ubicado en el Km. 68+690
- Entronque Jujucato, ubicado en el Km. 79+560
- Entronque San Ángel Zurumucapio, ubicado en el Km. 94+600
- Entronque Caltzonzin, ubicado en el Km. 6+800 del ramal Uruapan
- Entronque Uruapan, ubicado en el Km. 10+500 del ramal Uruapan

## ESTRUCTURAS

### RELACIÓN DE ESTRUCTURAS EN EL C.D. PÁTZCUARO – URUAPAN

NUMERO	TIPO	CANTIDAD
1	P.I.V.	39
2	P.S.V.	7
3	PUENTES	4
4	PUENTES CANAL	5
5	P.I.P.	3
6	P.I. FFCC	2
7	OBRAS DE DRENAJE MENOR, INCLUYENDO ENTRONQUES	239

*Tabla 1.2 (CAPUFE 2004).*

## CONEXIÓN CON POBLACIONES IMPORTANTES

El C.D. Pátzcuaro – Uruapan, a través de su trayectoria comunica a diferentes poblaciones, las cuales se mencionan a continuación:

- Pátzcuaro, Michoacán a la altura del Km. 54+050, mediante un entronque que lleva por nombre el de esta ciudad
- Zirahuén, Michoacán a la altura del Km. 68+500, mediante un entronque que lleva por nombre el esta población
- San Ángel Zurumucapio, Michoacán a la altura de Km. 87+600, mediante un entronque que lleva por nombre el de esta población
- Uruapan Michoacán mediante un ramal que lleva por nombre el de esta ciudad y que tiene una longitud de 9.50 Km.

### SECCIÓN TRANSVERSAL

La sección transversal tipo que tiene, es la que se ilustra en la siguiente Fig. 1.1.  
**Sección transversal tipo del C.D. Pátzcuaro – Uruapan.**

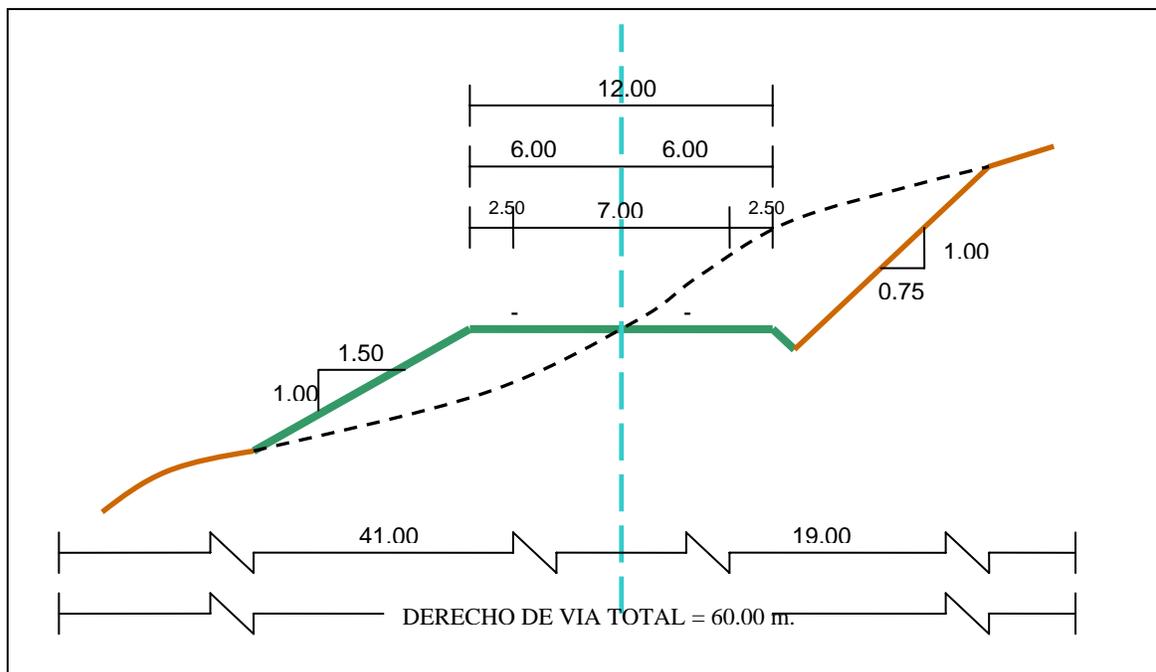


Fig. 1.1 (CAPUFE 2004).

## **2.- TEORÍA DE ESTABILIDAD DE TALUDES.**

### **2.1.- FALLAS DE TALUDES.**

Este capítulo, se enfocará a la descripción de la problemática que se presenta en los diferentes tipos de taludes; en la mecánica de suelos existen dos tipos de clasificación de taludes:

- Taludes naturales. (Laderas)
- Taludes artificiales. (Cortes y Terraplenes)

Como su nombre lo indica, los taludes naturales son aquellos que se han formado, valga la redundancia, naturalmente; sin la intervención de la mano del hombre (Foto No 10). En cambio, los taludes artificiales, son aquellos que se han formado por medio de la intervención de la mano del hombre, (Foto No 11).

Comúnmente los taludes naturales son conocidos como LADERAS, y los taludes artificiales como CORTES y TERRAPLENES. Cada uno de estos tipos de estructuras tiene sus diferentes tipos de fallas.

Enseguida se realizará una descripción de las fallas más comunes que se presentan, tanto en los taludes naturales como en los artificiales.

#### **2.1.1.- FALLAS DE TALUDES NATURALES.**

##### ***2.1.1.1.- Deslizamiento Superficial (Creep).***

“Se refiere esta falla al proceso más o menos continuo y por lo general lento de deslizamiento ladera abajo que se presenta en la zona superficial de algunas laderas naturales, comúnmente conocido como “Creep”, o “Deslizamiento Superficial” (Rico Rodríguez; 2001: 282).



*Foto No 10. Talud Artificial (Fuente: Propia).*



*Foto No 11. Talud Natural (Fuente: Propia).*

En concreto se debe de hablar de dos clases de Creep: “*el estacional*, que afecta solo a la corteza superficial de la ladera que sufre la influencia de los cambios climáticos en forma de expansiones y contracciones térmicas o por humedecimiento y secado, y *el masivo*, que afecta a capas de tierra más profundas, no interesadas por efectos ambientales y que, en consecuencia, solo se puede atribuir al efecto gravitacional” (Rico Rodríguez; 2001: 282).

Según Juárez Badillo (2002), en la actualidad no están claras todavía las causas por las que una ladera natural pueda entrar en un Creep masivo, a causa del cuál una costra superficial, cuyo espesor puede ser en este caso de varios metros, comienza a moverse lentamente ladera abajo. Este movimiento se produce bajo niveles de esfuerzos actuantes bajos, muy inferiores a los que corresponden a la máxima resistencia al esfuerzo cortante de los suelos.

Un mecanismo fundamental, que sin duda debe influir en la generación del Creep, es el que se ilustra en la Fig. 2.1, propuesta por Goldstein y Ter-Stepanian;

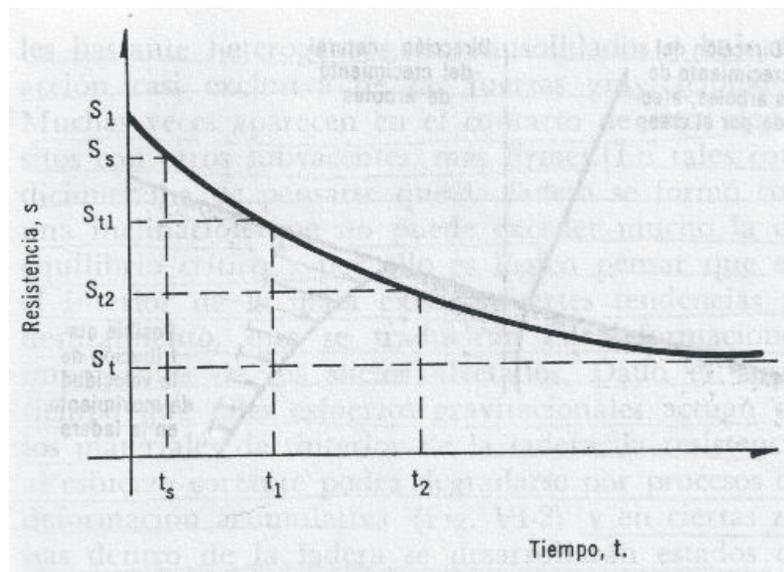


Fig. 2.1.- Evolución de la resistencia de una arcilla sometida a carga bajo el nivel de fallas (Rico Rodríguez, 2001).

La figura 2.1 muestra la evolución típica de la resistencia de una arcilla cuando se le somete a una carga abajo del nivel de falla y se permite que dicha carga actué

durante largo tiempo. El valor  $S_s$  en la figura correspondería a la resistencia máxima convencional tal como se obtiene en una prueba triaxial  $t_s$ . La disminución de resistencia a largo plazo puede explicarse en términos de la destrucción de los nexos interparticulares que ocurre en la arcilla como consecuencia de la deformación bajo los esfuerzos cortantes actuantes. En una ladera natural se cumplen tanto la condición de la existencia de un estado de esfuerzos actuantes, como la de que dichos esfuerzos actúen durante muy largo tiempo; esto explicaría el abatimiento de la resistencia en el material de la ladera, aún por debajo de niveles de esfuerzos bajos.

Es por ello la importancia de encontrar su localización oportuna, desde los primeros estudios de campo que se hagan para iniciar el proyecto o en la etapa de anteproyecto. Éste se refleja por la inclinación de los árboles, postes y otros elementos similares, los que adoptan una posición perpendicular a la ladera, en vez de la natural, vertical. Éste es un signo ominoso que habrá que buscar siempre que se explore una ladera natural, así como también aparecerán agrietamientos, escalonamientos, rotura de muros, de bardas y de cualesquiera estructuras longitudinales que puedan existir.

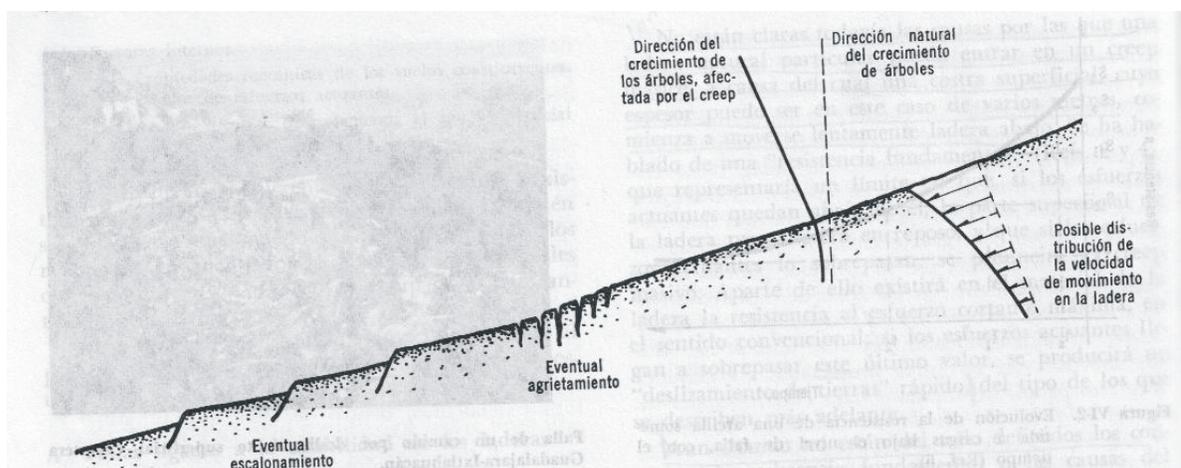


Fig. 2.2.- Signos del deslizamiento superficial. (Rico Rodríguez, 2001).

Todos estos signos exteriores ayudan a localizar Creeps. “Localizado el Creep, lo más recomendable es cambiar el trazo de la vía terrestre, todo esto para

evitar sus problemas, pues hoy en día no existe ningún remedio confiable contra este tipo de falla” (Rico Rodríguez; 2001: 284).

### **2.1.1.2.- Fallas por Procesos de Deformación Acumulativa.**

“Esto se refiere a las fallas que se producen en las laderas naturales como consecuencia de procesos de deformación acumulativa, por la tendencia de grandes masas a moverse ladera abajo” (Rico Rodríguez; 2001: 284). Este tipo de fallas, quizá, es típico de laderas naturales en depósitos de talud o en otras formaciones semejantes en cuanto a su origen geológico, formadas por materiales bastante heterogéneos, no consolidados y bajo la acción casi exclusiva de las fuerzas gravitacionales. Muchas veces aparecen en el contacto de estos depósitos con otros subyacentes, mas firmes. En tales condiciones, ha de pensarse que la ladera se formó con una inclinación que no puede exceder mucho la de equilibrio crítico y por ello es lógico pensar que en el interior de la masa existan fuertes tendencias al deslizamiento, que se traducirán en deformaciones importantes de los suelos afectados.

Una vez producida la superficie de falla podrá ocurrir un deslizamiento rápido de las masas afectadas, o la tierra sobre la superficie de falla podrá permanecer en su posición, desde luego en un estado no muy alejado del equilibrio límite o crítico. Ello dependerá, primordialmente, de la inclinación de la superficie de falla formada y, en menor grado, de las restricciones que creen al deslizamiento las heterogeneidades e irregularidades de forma y materiales que puedan existir a lo largo de la superficie de falla.

### **2.1.1.3.- Flujos.**

“Este tipo de fallas describe los movimientos más o menos rápidos de una parte de la ladera natural, de tal manera que los deslizamientos son similares al

comportamiento de un líquido viscoso” (Juárez Badillo; 2002: 262). La superficie de deslizamiento no es distinguible debido a que se desarrolla durante un breve lapso de tiempo; es también frecuente que la zona de contacto entre la parte móvil y las masas fijas de la ladera sea una zona de flujo plástico.

El material susceptible de fluir puede ser cualquier formación no consolidada, y así el fenómeno puede presentarse en fragmentos de roca, depósitos de talud, suelos granulares finos o arcillas francas; son frecuentes los flujos en lodo. Según Rico Rodríguez (2001), los flujos se dividirán en dos grandes grupos, según resulte el contenido de agua de los materiales envueltos en el fenómeno.

### 2.1.1.3.1.- Flujo en materiales relativamente secos.

En este grupo quedan comprendidos, en primer lugar los flujos de fragmentos de roca, desde los muy rápidos (avalanchas) hasta los que ocurren lentamente. Estos movimientos pueden explicarse en términos de la falla plástica de los contactos profundos entre los fragmentos de roca y, consecuentemente, afectan siempre a grandes masas de fragmentos y suelen ser de catastróficas consecuencias.

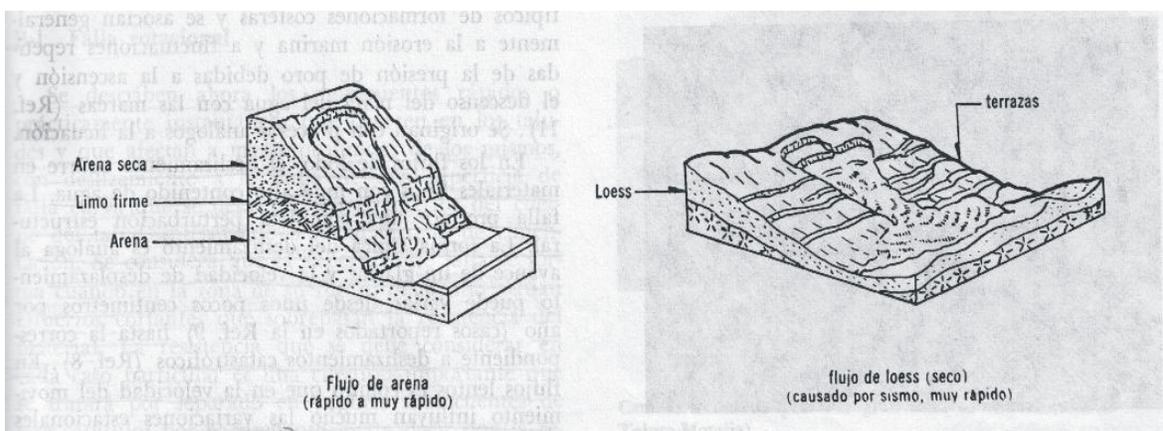


Fig. 2.3.- Flujos en suelos relativamente secos (Rico Rodríguez, 2001).

### 2.1.1.3.2.- Flujos en materiales húmedos. Flujos de lodos.

Los flujos en materiales húmedos se denominan flujos de lodo, cuando es muy elevado el contenido de agua de los materiales, por lo menos en la zona de fluencia, pero naturalmente no hay una distinción clara entre los " flujos de tierra " y los " flujos de lodo ". "A veces se habla también de " flujo de detritus ", cuando el material que fluye contiene porcentaje apreciable, de un 50% por lo menos, de gravas, boleos o fragmentos de roca, embebidos en la matriz de suelo mas fino, tal como es común que suceda en los depósitos de talud o en muchas laderas de suelo residual" (Rico Rodríguez; 2001: 288).

Los flujos de tierra se desarrollan generalmente en el pie de los deslizamientos de tipo rotacional en el cuerpo del talud, y a veces ocurren en forma muy rápida, como movimiento secundario del deslizamiento que tuvo lugar primeramente.

En los flujos de lodo, el deslizamiento ocurre en materiales finos con muy alto contenido de agua. La forma típica del deslizamiento es similar al avance de un glaciar y la velocidad de desplazamiento puede variar desde unos pocos centímetros por año hasta la correspondiente a deslizamientos catastróficos. En flujos lentos la velocidad del movimiento influye mucho en las variaciones estacionales del clima, en tanto que los flujos rápidos suelen seguir a épocas de violenta precipitación pluvial.

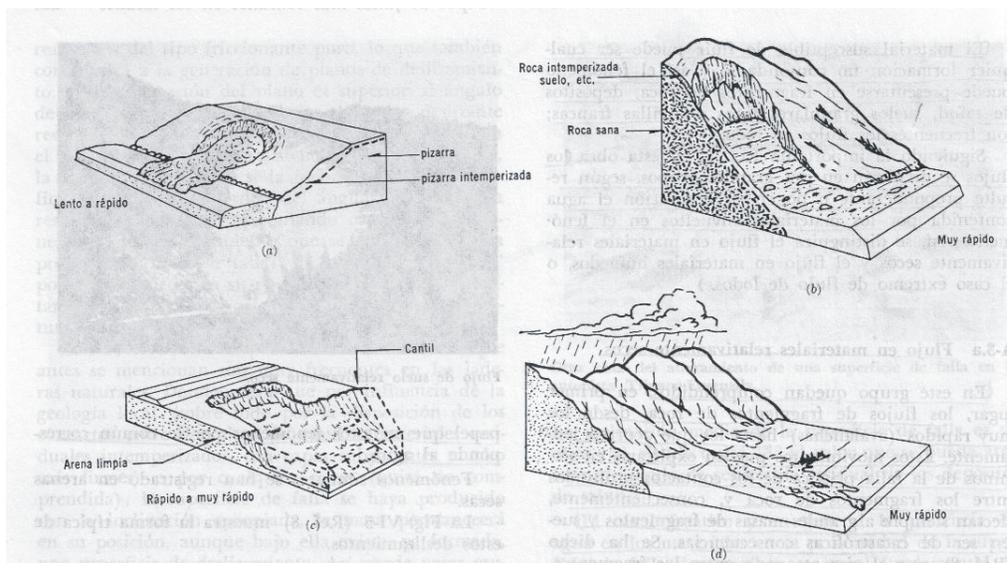


Fig. 2.4.- Flujos en materiales húmedos (Rico Rodríguez, 2001).

## **2.1.2.- FALLAS DE TALUDES ARTIFICIALES.**

### ***2.1.2.1.- Falla rotacional.***

Ahora se describen los movimientos rápidos o prácticamente instantáneos que ocurren en los taludes y que afectan a masas profundas de los mismos, con deslizamiento a lo largo de una superficie de falla curva que se desarrolla en el interior del cuerpo del talud, afectando o no al terreno de cimentación.

Se considera que la superficie de falla se forma cuando en la zona donde ésta se desarrollará actúan esfuerzos cortantes que sobrepasan la resistencia del material. En el interior del talud existe un estado de esfuerzos cortantes que vence en forma más o menos rápida la resistencia al esfuerzo cortante del suelo por lo que sobreviene la ruptura del mismo, formando una superficie de deslizamiento, a lo largo de la cual se produce la falla.

“Se puede afirmar que aún los deslizamientos más rápidos de tierra van siempre precedidos de movimientos, agrietamientos y, en general, de señales de que la relación esfuerzo-resistencia está evolucionando desfavorablemente en el interior del talud. En este sentido, es característica la formación de grietas en la corona del talud” (Rico Rodríguez; 2001: 289).

Las fallas de tipo rotacional pueden producirse a lo largo de superficies de fallas identificables con superficies cilíndricas o concoidales. Las fallas rotacionales de forma circular ocurren por lo común en materiales arcillosos homogéneos o en suelos cuyo comportamiento mecánico esté regido básicamente por su fracción arcillosa.

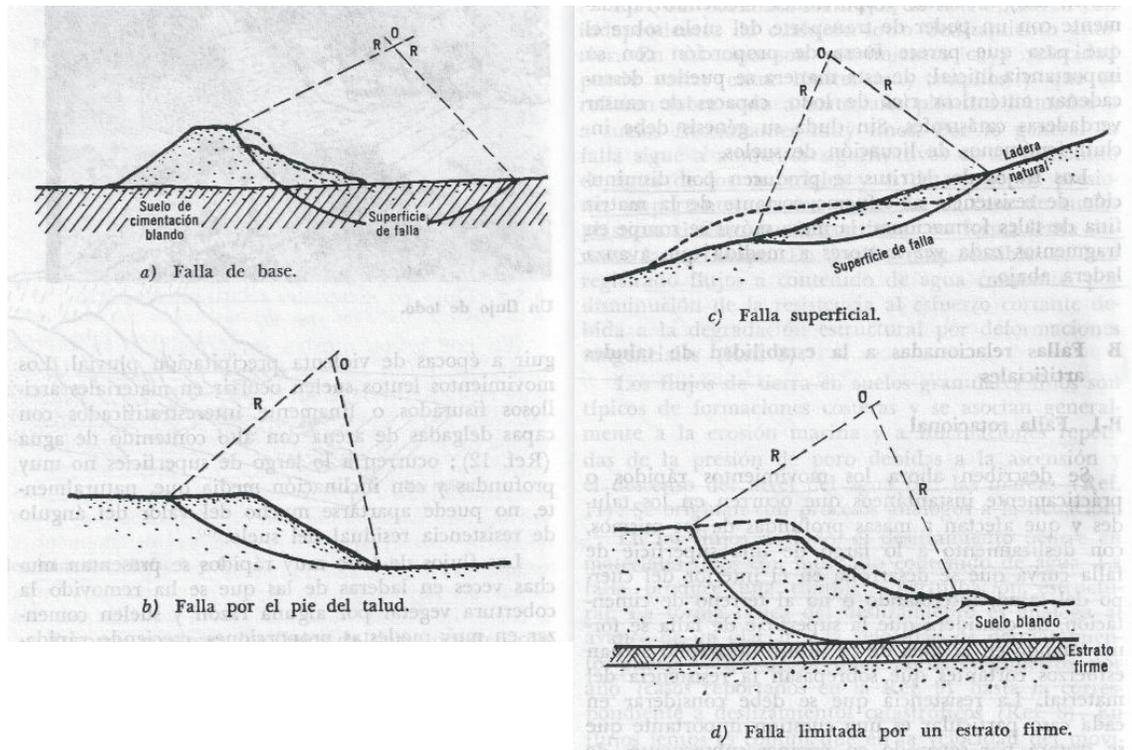


Fig. 2.5.- Secciones típicas de fallas rotacionales (Rico Rodríguez, 2001).

### 2.1.2.2.- Falla traslacional.

“Esta falla por lo general consiste en movimientos traslacionales importantes del cuerpo del talud sobre superficies de falla básicamente planas, asociadas a la presencia de estratos poco resistentes localizados a poca profundidad bajo el talud” (Rico Rodríguez; 2001: 293).

La superficie de falla se desarrolla en forma paralela al estrato débil y se remata en sus extremos por dos cantiles por lo general formados por agrietamiento.

Según Rico Rodríguez (2001), los estratos débiles que fomentan estas fallas son por lo común de arcillas blandas o de arenas finas o limos no plásticos sueltos. Con mucha frecuencia, la debilidad del estrato está ligada a elevadas presiones de poro en el agua contenida en las arcillas o a fenómenos de elevación de presión de

agua en estratos de arena (acuíferos). En este sentido, las fallas pueden estar ligadas también al calendario de las temporadas de lluvias en la región.

Las fallas del material en bloque (Fig. 2.6 a) muchas veces están asociadas a discontinuidades y fracturas de los materiales que forman un corte o una ladera natural, siempre en añadidura al efecto del estrato débil subyacente.

Las fallas de una franja superficial (Fig. 2.6 c) son típicas de laderas naturales formadas por materiales arcillosos producto de meteorización de las formaciones originales. Se suelen provocar por el efecto de la sobrecarga impuesta por un terraplén construido sobre la ladera. En estas fallas el movimiento ocurre casi sin distorsión.

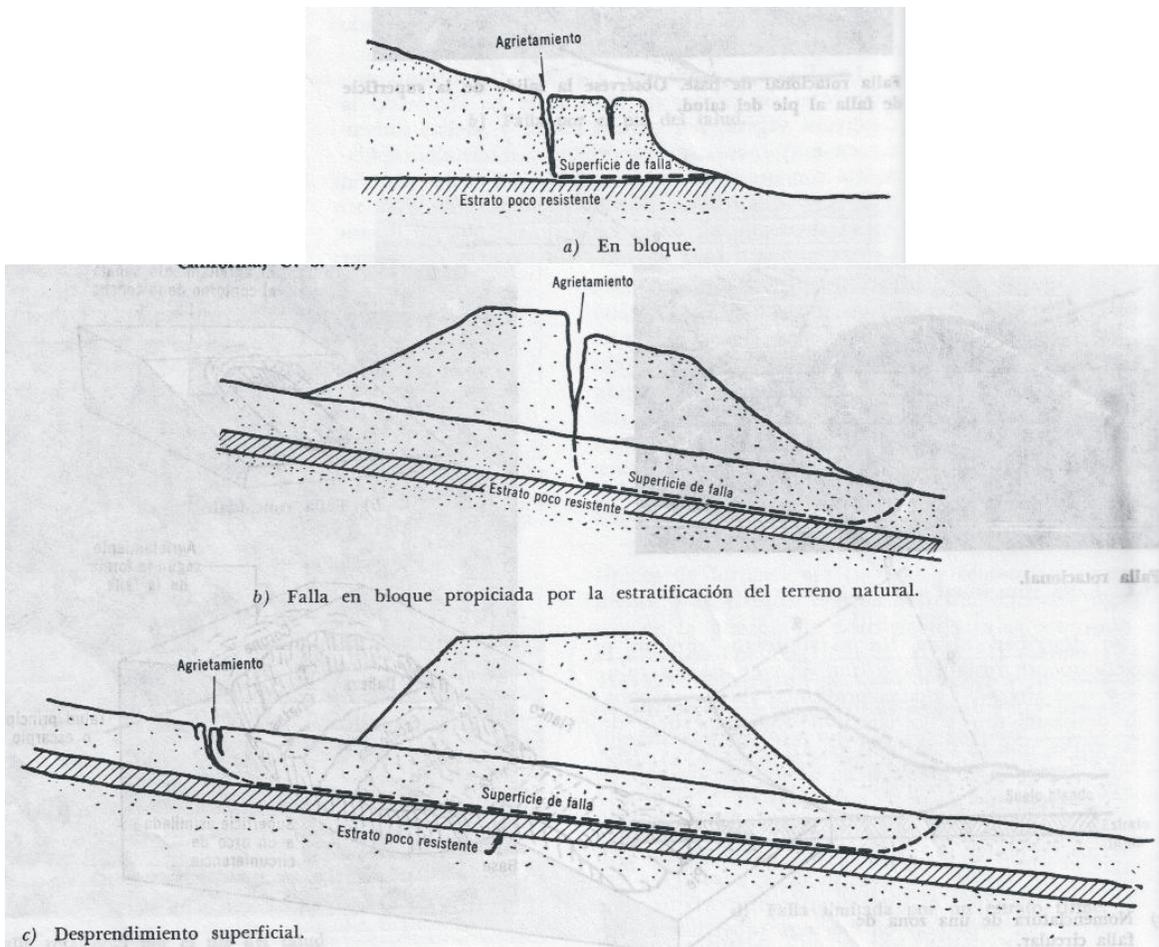


Fig. 2.6.- Tipos de fallas trasnacionales (Rico Rodríguez, 2001).

### 2.1.2.3.- Fallas con superficie compuesta.

“Este tipo de fallas abarca movimientos en que se combinan la rotación y la traslación, dando lugar a superficies de falla compuestas en que se desarrollan zonas planas a la vez que tramos curvos, asimilables a arcos circulares” (Rico Rodríguez; 2001: 293).

En general, estas superficies están predeterminadas por la presencia de heterogeneidades dentro del talud.

Es el predominio de las partes circulares o planas el que sirve para clasificar la falla como rotacional o traslacional, quedando la categoría de falla compuesta para los casos en que ambas curvas se reparten más o menos por igual.

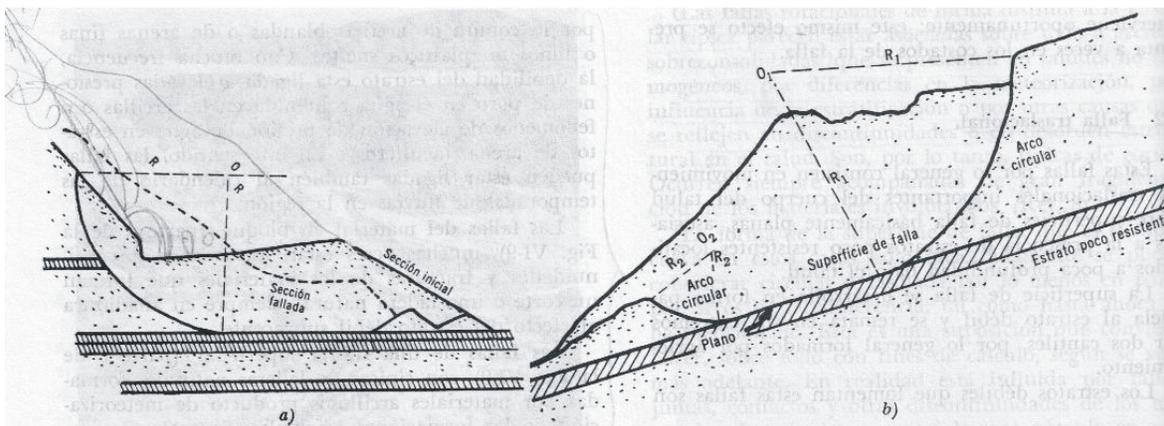


Fig. 2.7.- Tipos de fallas compuestas (Rico Rodríguez, 2001).

### 2.1.2.4.- Fallas múltiples.

Estas fallas son las que se producen con varias superficies de deslizamiento, sean simultáneas o en rápida sucesión.

Las fallas regresivas se forman a partir de una primera, por la inestabilidad en que sucesivamente van quedando las zonas de cabeza de cada falla que se forma.

Según Rico Rodríguez (2001), las fallas rotacionales regresivas ocurren con frecuencia en regiones de topografía movida o escalonada, en que existan importantes fenómenos de erosión, especialmente si existen estratos gruesos de arcillas sobreconsolidadas, fisuradas o de lutitas sobre yacidos por espesores grandes de roca o suelos firmes.

Las fallas traslacionales regresivas ocurren en capas superficiales y muchas veces también se asocian a arcillas fisuradas y lutitas. Parece que cuanto más cohesivo sea el material menos unidades tienden a formarse en la masa deslizante.

Las fallas sucesivas (Fig. 2.8 c) suelen consistir en un conjunto de deslizamientos rotacionales superficiales. Son características de las últimas etapas de degradación en la ladera de arcilla sobreconsolidada o fisurada. A veces las fallas forman un escalonamiento sumamente regular.

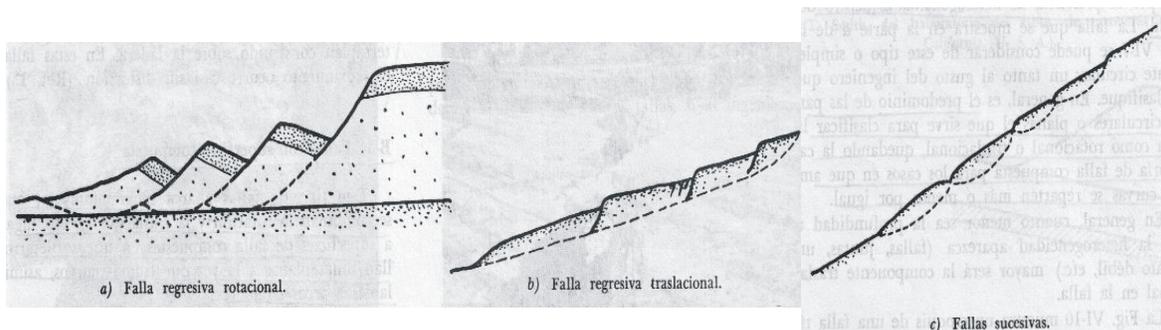


Fig. 2.8.- Tipos de fallas múltiples (Rico Rodríguez, 2001).

### **2.1.3.- DERRUMBES Y CAÍDOS.**

Rico Rodríguez (2001) considera que este tipo de fallas consisten en desprendimientos locales de no muy grande volumen, aunque naturalmente existen desprendimientos de grandes masas fragmentadas que se deben clasificar como derrumbes. En estas fallas no puede hablarse de una superficie de deslizamiento, y el desprendimiento suele estar predeterminado por las discontinuidades y fisuras preexistentes. Suele suceder que éstas se abran al construirse el corte y que su

frente quede sin el anterior confinamiento lateral, lo que da ocasión a que se aflojen los fragmentos, actúen presiones hidrostáticas del agua acumulada y otros efectos indeseables.

Los derrumbes y caídos están siempre asociados en cantiles o cortes escarpados y con mucha frecuencia a las arcillas fuertemente sobreconsolidadas, excluyendo las rocas.

#### **2.1.4.- OTROS TIPOS DE FALLAS.**

##### ***2.1.4.1.- Falla por erosión.***

Este tipo de fallas son frecuentes y muy dañinas en los terraplenes y cortes en las vías terrestres. Se trata del resultado del ataque superficial de los agentes erosivos sobre los materiales que componen el talud. El viento y el agua (lluvia o escurrimiento superficial) son los agentes cuyos malos efectos el ingeniero ha de intentar contrarrestar con mayor frecuencia en las vías terrestres. Según Juárez Badillo (2002), la falla se manifiesta en irregularidades, socavones y canalizaciones en el plano del talud, originalmente regular; si no se detiene este tipo de falla, estos defectos podrán progresar hasta la eventual destrucción del talud, en el caso de un terraplén, o hasta atacar profundamente un corte, con consecuencias a veces muy graves.

Los factores que intervienen en el proceso de erosión en un talud natural son:

- ⊕ Clima.
- ⊕ Terreno.
- ⊕ Topografía.
- ⊕ Cubierta vegetal.

La morfología de los taludes naturales que conforman cualquier paisaje, es el resultado a lo largo de miles o millones de años de distintos mecanismos geológicos que involucran procesos de erosión y sedimentación, mismos que siguen actuando en el presente, y que en ocasiones constituyen un serio problema agrícola y/o social en determinadas zonas geográficas del planeta.

En los taludes excavados surge un factor de mayor importancia y que en realidad es el que desencadena la susceptibilidad a la erosión en sus superficies. Este factor es la relajación del macizo rocoso o de suelo, que se manifiesta de un modo determinante en un espesor variable a partir de la superficie del talud, por la descompresión que se origina en el macizo excavado, debido a los cambios que se producen en el estado natural de esfuerzos.

La relajación se manifiesta con la aparición de fisuras y grietas cuya conformación, distribución, número y frecuencia están gobernados por las diaclasas, juntas, planos de estratificación, esquistocidad e hidrológica del macizo excavado y muy fundamentalmente por la magnitud de los esfuerzos horizontales residuales existentes antes de la excavación.

Así se origina la desintegración local de los materiales que por la acción de la gravedad y de los agentes atmosféricos (agua y aire) caen por la superficie del talud (graneo) concluyendo así el proceso de la erosión. Sin olvidar que el material erosionado se transforma automática e inmediatamente en agente erosivo.

La falta de adecuada protección superficial de los taludes produce:

- ⊕ Accidentes.
- ⊕ Pérdidas del suelo vegetal.

Por el contrario la protección oportuna de los mismos beneficia del siguiente modo:

- ⊕ Reducción de los elevados costos de mantenimiento que supone la retirada de sedimentos.

- ⊕ Reducción de costos en obras de drenaje y labores de desasolves de las mismas.
- ⊕ Se evitan accidentes por caídas de fragmentos, graneo, etc.
- ⊕ Disminuye el grado de saturación del talud.
- ⊕ Incrementa el coeficiente de seguridad frente a posibles deslizamientos de gran magnitud, pues la formación de gargantas y deslaves generan zonas de mayor inestabilidad.
- ⊕ Permite la regeneración de la capa edáfica.

Al mismo tiempo, proteger contra la erosión las superficies de los taludes es controlar y mitigar el impacto ambiental producido por los cortes realizados.

Como sabemos la erosión implica remoción de partículas de la superficie del talud, todo producto, sistema o procedimiento a aplicarse como protector de la misma, deberá cumplir con los dos principios básicos siguientes:

1. Principio de inmovilización: los fragmentos y partículas que componen la superficie del talud deberán mantenerse en el lugar donde se encuentre.
2. Principio de permanencia: un equilibrio mecánico deberá existir en todas y cada una de las partes de la zona descomprimida más superficial de los taludes.

El principio de inmovilización es intrínsecamente determinante: no existe control de la erosión si no se inmovilizan las partículas superficiales.

El principio de permanencia obliga a considerar la existencia de equilibrio mecánico en todas y cada una de las partes que constituyen la franja de relajación del talud. Si ello no se consigue, con el paso del tiempo pueden producirse desconchamientos o desprendimientos locales que vuelven a dejar expuestas y con mayor pendiente algunas partes del talud.

## **2.2.- MÉTODOS PARA CALCULAR LA ESTABILIDAD DE TALUDES.**

Se trata ahora de presentar los métodos de cálculo de que se disponen para establecer si un talud será estable en una etapa de proyecto, o para poder revisar la condición de un talud construido. Todos los modelos matemáticos que sirven de base a métodos de cálculo suponen una homogeneidad en materiales, estratificación, disposición, circunstancias y modo de actuar de los agentes naturales, que muy pocas veces se encontrará en las obras.

No todas las fallas que se han mencionado son susceptibles de representarse en un modelo matemático que pueda servir de base a un método de cálculo. Algunas de las más comunes y peligrosas formas de falla (flujos, erosión, etc.) no se pueden analizar numéricamente, ya sea porque el actual conocimiento sobre sus mecanismos no es satisfactorio.

En las páginas siguientes se mencionan los métodos de cálculo más populares, donde se indica a que tipos de fallas pueden ser aplicados.

### **2.2.1.- FALLA ROTACIONAL (MÉTODO SUECO).**

Los métodos de análisis disponibles para calcular la posibilidad que se desarrolle un deslizamiento de tipo rotacional en el cuerpo de un talud, al igual que prácticamente todos los métodos de cálculo de estabilidad de taludes, siguen tres pasos fundamentales como lo indica Rico Rodríguez (2006):

1. “Se establece una hipótesis sobre el mecanismo de la falla que se producirá. Ello incluye la forma de la superficie de falla, así como una descripción completa de los movimientos que se producirán sobre ella y un análisis detallado de las fuerzas motoras”.

2. “Se adopta una ley de resistencia para el suelo. Con base en tal ley se podrán analizar las fuerzas resistentes disponibles”.
3. “Se establece algún procedimiento matemático, para definir si el mecanismo de falla propuesto podrá ocurrir o no bajo la acción de las fuerzas motoras, venciendo el efecto de las fuerzas resistentes”.

La razón para que se utilice un método como el anterior es que no se ha desarrollado ninguno satisfactorio con base en una hipótesis convincente de distribución de esfuerzos en el interior de la masa del talud.

“Fellenius propuso la superficie circular como forma apropiada de la superficie de falla para muchos casos de deslizamiento en el cuerpo del talud” (Rico Rodríguez; 2001: 316). La propuesta de Fellenius se popularizó extraordinariamente; cubre de un modo sencillo el punto 1 de las tres etapas de trabajo que atrás se enumeran. Los avances generales en el campo de la Mecánica de Suelos hicieron posible abarcar el punto 2 de un modo cada vez más razonable. Pronto surgieron gran cantidad de procedimientos para cubrir el punto 3. Hoy suelen denominarse Método Sueco a cualquier procedimiento de cálculo de estabilidad de taludes que haga uso de la hipótesis de falla circular.

#### **2.2.1.1.- El Método Sueco Aplicado a Taludes Puramente Cohesivos $S = C_u$ .**

Según Juárez Badillo (2002), se estudiará el caso de un talud de altura  $h$ , excavado en arcilla, en que existe homogeneidad completa de material en el talud y en el terreno de cimentación, hasta una profundidad ilimitada. Donde  $S$  es el esfuerzo cortante y  $C_u$  es la cohesión.

El procedimiento de cálculo que se propone para este caso, fue el establecido primeramente por A. Casagrande y en principio se puede utilizar para estudiar tanto

fallas por el pie del talud como fallas de base. El procedimiento se describe con base en la Fig. 2.9.

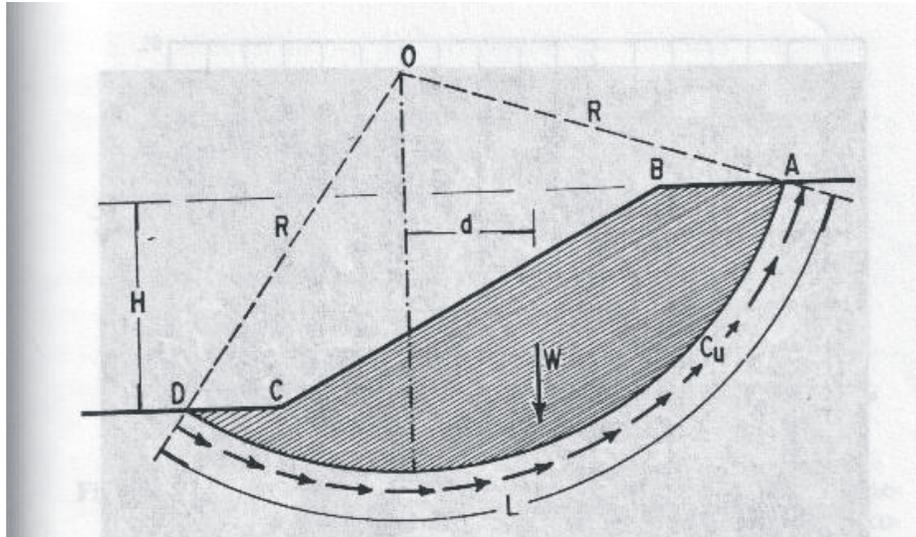


Fig. 2.9.- Procedimiento de A. Casagrande para aplicar el Método Sueco a un talud puramente cohesivo (Juárez Badillo, 2002).

Considérese el arco de circunferencia de radio  $R$  y de centro  $O$  como la traza de una superficie hipotética de falla, en la que se movilizará la zona rayada de la figura. Las fuerzas actuantes, es decir, las que tienden a producir el deslizamiento, serán el peso ( $W$ ) del área  $ABCD$ , más cualquier sobrecarga que pudieran actuar en la corona del talud. El peso  $W$  se calcula considerando un espesor de la sección.

El momento de las fuerzas motoras podrá expresarse como:

$$M_m = \sum Wd \quad \text{Ecuación 2.0}$$

Que incluye el peso de tierra más las sobrecargas que pudieran existir.

Las fuerzas resistentes las generará la resistencia al esfuerzo cortante a lo largo de toda la superficie de falla supuesta y su momento en relación al mismo polo  $O$  será:

$$M_r = c_u LR \quad \text{Ecuación 2.1}$$

En el instante de la falla incipiente.

$$M_m = M_r \quad \text{Ecuación 2.2}$$

Y, por lo tanto, se podrá escribir para ese instante:

$$\sum Wd = c_u LR \quad \text{Ecuación 2.3}$$

Si se define un factor de seguridad,  $F_s$ , como:

$$F_s = \frac{M_r}{M_m} = \frac{c_u LR}{\sum Wd} \quad \text{Ecuación 2.4}$$

Se podrá expresar la seguridad del talud en términos del valor de  $F_s$ , siendo evidente que la condición de falla incipiente es  $F_s = 1$ .

Se menciona que no existe ninguna garantía de que el círculo propuesto para realizar el análisis matemático, sea el que arroje el factor de seguridad mínimo, por lo que el procedimiento anterior deberá de contemplar un cálculo a base de tanteos, en el que se analizaran un número suficiente de círculos, hasta obtener el que produce el mínimo factor de seguridad (círculo crítico); en este proceso de cálculo se estudiarán los círculos por el pie del talud, así como los correspondientes a la falla de base, hasta tener la certeza de haber encontrado el factor de seguridad mínimo en cualquier condición.

Después de realizar el cálculo de estabilidad, no será fácil decir cual ha de ser el valor de  $F_s$  que sea el más conveniente a considerar. Éste dependerá de algunos factores como la importancia de la falla, la del propio talud, las características del

suelo, lo detallado y confiable que sea el análisis de cargas, etc. Sin embargo, se mencionan algunos comentarios generales para tomarlos como normas de criterio.

1. “Este método solo se utilizará para taludes y laderas formadas por arcillas blandas, en las que los efectos de consolidación desarrollan un incremento de la resistencia conforme va pasando el tiempo, y como resultado un aumento en el factor de seguridad. En muchos casos éste permitirá aceptar factores de seguridad inicialmente bajos” (Rico Rodríguez; 2001: 317).
2. “Para establecer la inclinación de los cortes y terraplenes de una vía, generalmente, es una combinación de varios factores. Debido a esto, en la mayoría de los taludes no se estudian ni se calculan. Si, entre todos ellos, alguno requiere de un análisis especial, se deberá adoptar en ese análisis una política congruente con el resto de la vía. Desde luego es cierto que con frecuencia se calculan los taludes más importantes, más problemáticos o aquellos cuyas fallas sean de peores consecuencias, por lo que será natural que, aún con un criterio congruente, los factores de seguridad de los taludes calculados sean mayores que los de los recetados, pero el criterio general debe ser el mismo en toda la vía” (Rico Rodríguez; 2001: 317).
3. “La idea de aceptar factores de seguridad inicialmente bajos (se comentó en el punto 1), en algunos casos especiales no se deberá de tomar en cuenta; pero se insiste en las graves consecuencias de una falla en suelos arcillosos blandos muy sensibles, en los que el remoldeo que la falla produce causa una disminución tan grande en la resistencia al esfuerzo cortante, además muy lentamente recuperable con el tiempo, que es probable convenga partir de una condición de estabilidad más holgada. Esto es particularmente cierto en terraplenes cimentados sobre suelos arcillosos muy blandos o turbas” (Rico Rodríguez; 2001: 317).

Algunas literaturas relacionadas a este tema suelen mencionar un valor de factor de seguridad inicial razonable de 1.5, bien establecido por la experiencia para taludes permanentes, pero se menciona que sin duda en muchos casos de la práctica se podrán usar factores bastante menores en casos especiales; algunos taludes permanentes cuyo factor de seguridad inicial fue de 1.1 o 1.2 han demostrado un buen comportamiento en suelos en que la resistencia crecía de manera constante con la carga, habiendo sido establecidos a partir de análisis que incluían efectos de carga viva y sismos.

Taylor D. W. realizó investigaciones dentro del campo de los taludes cohesivos y homogéneos, tanto en cuerpo y en su cimentación, estas investigaciones las desarrollo con la finalidad de evitar a los proyectistas trabajo largo y tedioso de los tanteos, y darles un procedimiento mas rápido de cálculo de estabilidad taludes. Donde llego a la conclusión de relacionar la estabilidad de un talud cohesivo y homogéneo, a un número denominado precisamente número de estabilidad y definido por la expresión:

$$N_e = \frac{c_u}{\gamma_m h} \quad \text{Ecuación 2.5}$$

También demostró teóricamente que en una grafica que tenga en el eje de las ordenadas valores de  $N_e$  (número de estabilidad), y en el de las abscisas valores del ángulo de inclinación del talud  $\beta$ , el valor  $\beta=53^\circ$  tiene un valor especial, debido a que todas las inclinaciones menores a este valor tiene las mismas condiciones de estabilidad, en estas condiciones el círculo más crítico posible corresponde a falla de base. Ahora, si la inclinación del talud es mayor que  $\beta = 53^\circ$ , el número de estabilidad tendrá un valor variable, aproximadamente lineal entre  $N_e = 0.181$  y  $N_e = 0.26$ , para  $\beta=53^\circ$  y  $\beta=90^\circ$ , respectivamente, para este caso el círculo mas crítico posible será el de falla por pie de talud (ver Fig. 2.10). La gráfica proporciona  $N_e$  (número de estabilidad), donde está relacionado con la inclinación del talud, y de ahí se podrá despejar un valor de  $C_u$  necesario para el equilibrio en falla crítica, este valor se

puede compararse con la  $C_u$  disponible del suelo con que se trabaja. Ahora el factor de seguridad se podrá definir como:

$$F_s = \frac{c_u(\text{disponible})}{c_u(\text{necesaria})} \quad \text{Ecuación 2.6}$$

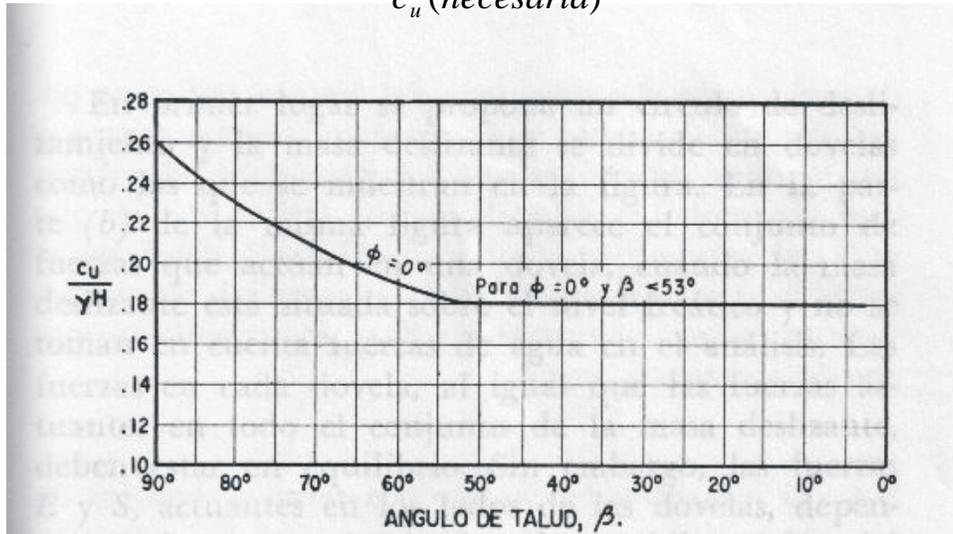


Fig. 2.10.- Gráfica de Taylor para determinar los números de estabilidad en taludes de materiales “cohesivos”, homogéneos con el terreno de cimentación (Rico Rodríguez, 2001).

Taylor también estudió el caso en que a cierta profundidad, dentro del terreno de cimentación puramente cohesivo, exista un estrato resistente horizontal que limite el problema (ver Fig. 2.11. Ahora el círculo más crítico será tangente al estrato resistente (siempre y cuando éste esté a una profundidad máxima de cuatro veces la altura del talud, pues a una profundidad mayor prácticamente no ejerce efecto y el caso se confunde con el de terreno de cimentación homogéneo). Si el estrato resistente está muy próximo a la superficie, el círculo más crítico se va pareciendo cada vez más a un círculo de falla por el pie del talud. La Fig. 2.11 muestra los conceptos de factor de profundidad y factor de alejamiento, que se utilizan en la gráfica de la Fig. 2.12 que permite resolver estos problemas sin necesidad de cálculos al proporcionar el número de estabilidad a cada condición geométrica.

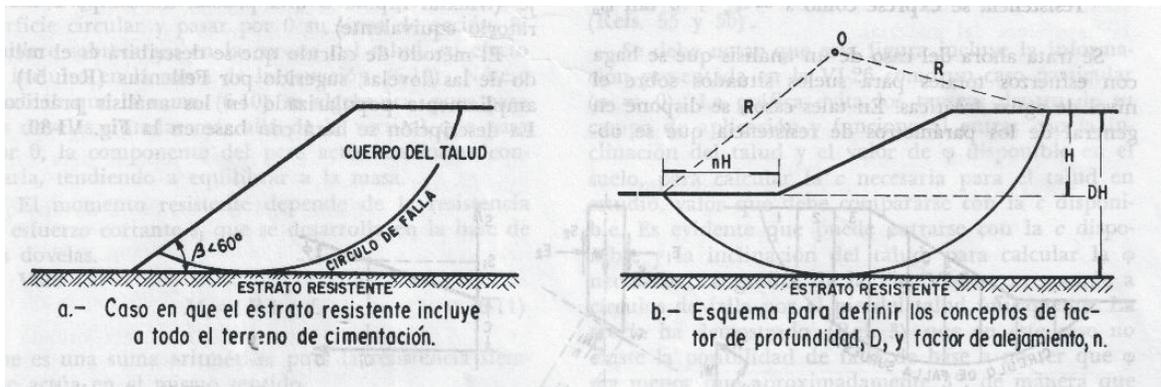


Fig. 2.11.- Círculo de falla en material "cohesivo" cuando en el terreno de cimentación hay un estrato resistente (Rico Rodríguez, 2001).

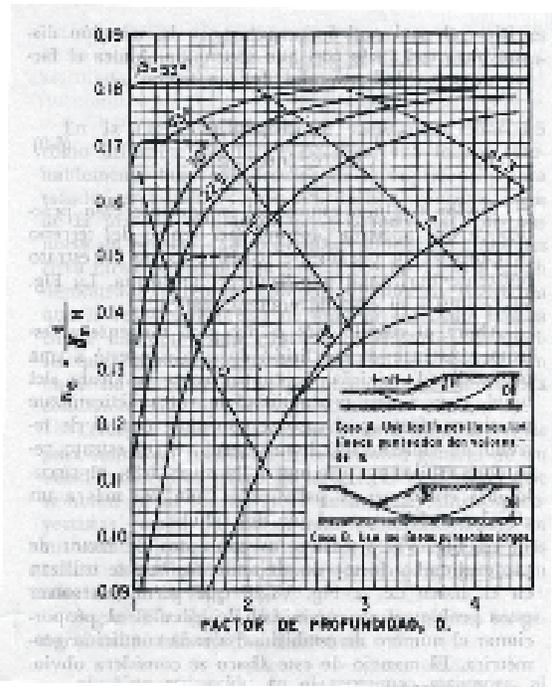


Fig. 2.12.- Gráficas de Taylor para determinar el número de estabilidad y el factor de alejamiento en círculos tangentes a un estrato resistente (Rico Rodríguez, 2001).

Según Rico Rodríguez (2001), el método anterior no se puede utilizar en los taludes que tengan una forma geométrica irregular o cuando se tenga un talud de suelo estratificado, donde se tengan varias capas de arcilla blanda, con valores de  $C_u$  distintos para cada una de ellas. Para estos casos, se han de resolver por tanteos, como se ilustra en la Fig. 2.13.

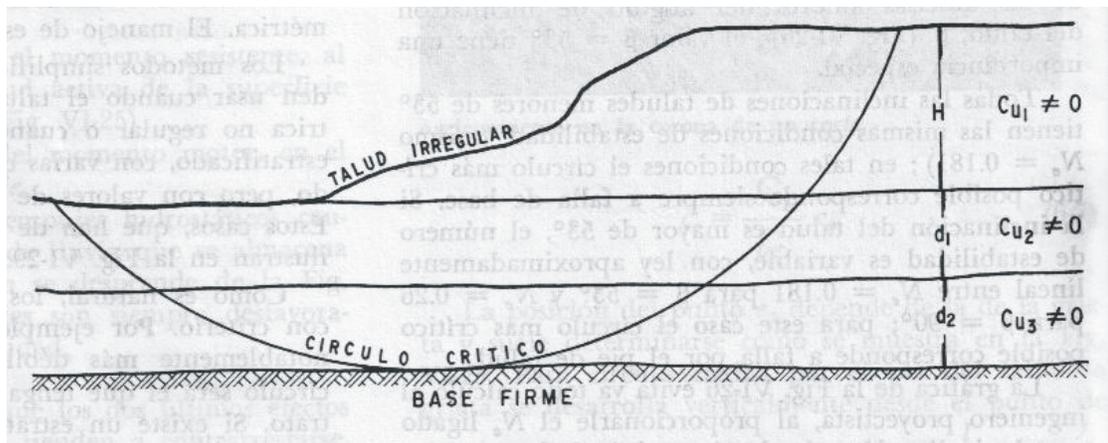


Fig. 2.13.- Caso de un talud irregular o suelo estratificado en el terreno de cimentación (Rico Rodríguez, 2001).

**2.2.1.2.- Método Sueco Aplicado a Taludes de Suelos con Cohesión y Fricción**  
 $s=c_u+\sigma^* \tan \varphi_u$ .

Ahora se tratará de los suelos donde  $c_u$  es la cohesión,  $\varphi_u$  es el ángulo de fricción interna y  $\sigma$  es el esfuerzo principal. El método de cálculo que se describe enseguida es el método de las dovelas sugerido por Fellenius y ampliamente popularizado en los análisis prácticos. La descripción se hará con base en la Fig. 2.14.

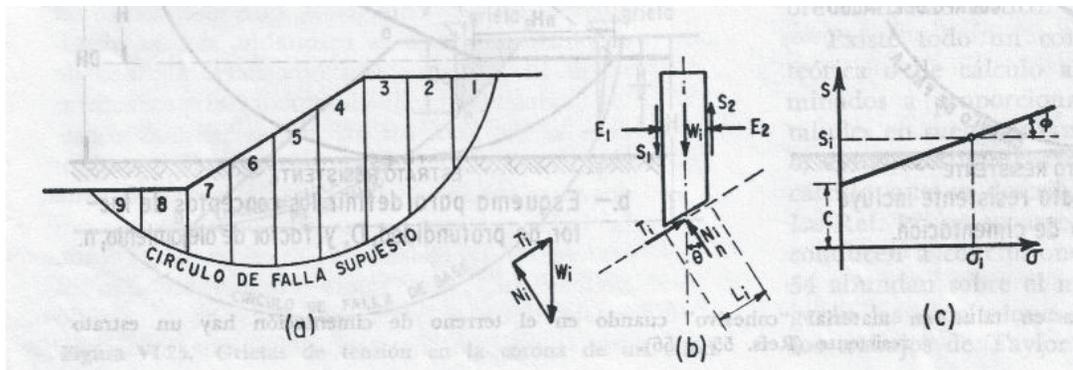


Fig. 2.14.- Procedimiento de las "Dovelas" o de Fellenius (Rico Rodríguez, 2001).

Primeramente se propone un círculo de deslizamiento y la masa deslizante se divide en dovelas (ver Fig. 2.14). En la parte (b) de la figura se muestran las fuerzas que actúan en una dovela, cuando la masa deslizante está por encima del nivel

freático y no se toman en cuenta las fuerzas producidas por el agua en el análisis. Las fuerzas en cada dovela al igual que las fuerzas actuantes en todo el conjunto de la masa deslizante, deben de estar en equilibrio. Las fuerzas  $E$  y  $S$  actuantes en los lados de las dovelas se eliminan debido a que estas fuerzas no ejercen ningún papel en el análisis ya que son iguales, colineales y contrarias; de hecho ésta fue la hipótesis de Fellenius en el procedimiento de cálculo original que presentó, que equivale a considerar que cada dovela actúa independiente de las demás y que las componentes  $N_i$  y  $T_i$  equilibran el peso  $W_i$ .

Para cada dovela se puede calcular el cociente  $N_i / L_i$ , el cual se considera una buena aproximación del valor  $\sigma_i$  esfuerzo normal total medio actuante en la base de la dovela. Con este valor se puede entrar a la ley de resistencia, al esfuerzo cortante que se haya encontrado para el material y determinar en ella el valor  $S_i$ , resistencia al esfuerzo cortante media disponible en el arco  $L_i$ .

Ahora se puede calcular un momento motor en torno al punto 0, centro del círculo elegido para el análisis, correspondiente de las dovelas, este momento será:

$$Mm = R \sum |T_i| \quad \text{Ecuación 2.7}$$

Nótese que la componente normal del peso de la dovela,  $N_i$ , no da momento respecto a 0 por ser la superficie circular y pasar por 0 su línea de acción. Si hubiere sobrecargas en la corona del talud, su efecto se incluirá en la suma de la ecuación anterior. La suma de la ecuación es algebraica, ya que para las dovelas situadas más allá de la vertical que pasa por 0, la componente del peso actúa en forma contraria, tendiendo a equilibrar a la masa.

El momento resistente depende de la resistencia al esfuerzo cortante  $S_i$  que se desarrolla en la base de las dovelas.

Vale:

$$M_r = R \sum s_i L_i \quad \text{Ecuación 2.8}$$

Que es una suma aritmética, pues la resistencia siempre actúa en el mismo sentido.

Calculados  $M_m$  y  $M_r$  se podrá definir un factor de seguridad:

$$F_s = \frac{M_r}{M_m} = \frac{\sum s_i L_i}{|T_i|} \quad \text{Ecuación 2.9}$$

El método de cálculo desemboca naturalmente, en un método de tanteos, siendo preciso encontrar el círculo crítico, con el factor de seguridad mínimo. Se deberán analizar tanto los círculos de falla de pie de talud como los de falla de base.

Según Rico Rodríguez (2001), se debe de tener en cuenta que el tipo de análisis que ahora se describe suele efectuarse con suelos en los que la consolidación no incrementa nada, o muy poco, la resistencia al esfuerzo cortante. “En las vías terrestres es común aceptar en este caso factores de seguridad de 1.2 ó 1.3 en los casos normales, y de 1.5 cuando se desee tener mayor seguridad en la estabilidad; este último es el valor que por lo común se recomienda para los taludes en lo general” (Rico Rodríguez; 2001: 321).

La gráfica Fig. 2.15, que también corresponde a trabajos de Taylor D. W., la cual evita los tanteos dentro de su campo de aplicación y funciona al entrar con la inclinación del talud y el de valor de  $\Phi$  disponible en el suelo, para calcular la  $c$  necesaria para el talud en estudio, valor que debe compararse con la  $c$  disponible. Es evidente que puede entrarse con  $c$  disponible y la inclinación del talud para calcular la  $\Phi$  necesaria. La gráfica de la Fig. 2.15 corresponde a círculos de falla por el pie del talud únicamente. La teoría ha demostrado que en este caso no existe la posibilidad de falla de base a no ser que  $\Phi$  sea menor que aproximadamente  $3^\circ$ , de manera que

si ocurre una falla de base en un suelo homogéneo se puede asegurar que el valor de  $\Phi$  en el instante de la falla debió ser prácticamente cero con respecto a esfuerzos totales.

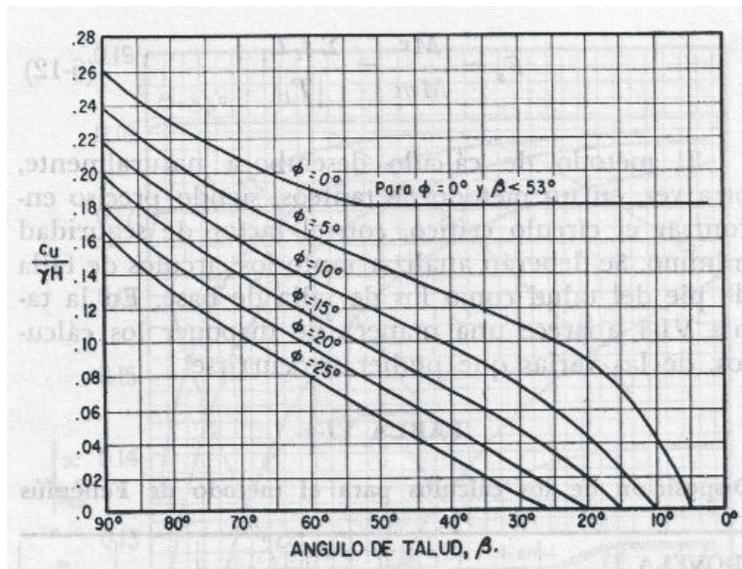


Fig. 2.15.- Gráfica de Taylor para determinar los números de estabilidad en materiales con cohesión y fricción (Rico Rodríguez, 2001).

Con frecuencia se presentan en la práctica taludes tomados por suelos estratificados, tales como se muestra en la Fig. 2.16. La masa de deslizamiento se podrá considerar dividida en dovelas dibujadas de manera que ninguna base de dovela caiga entre dos estratos, sino en un solo material. El peso de la dovela deberá calcularse con la sumatoria del producto del área que caiga en cada estrato por el peso específico del suelo correspondiente.

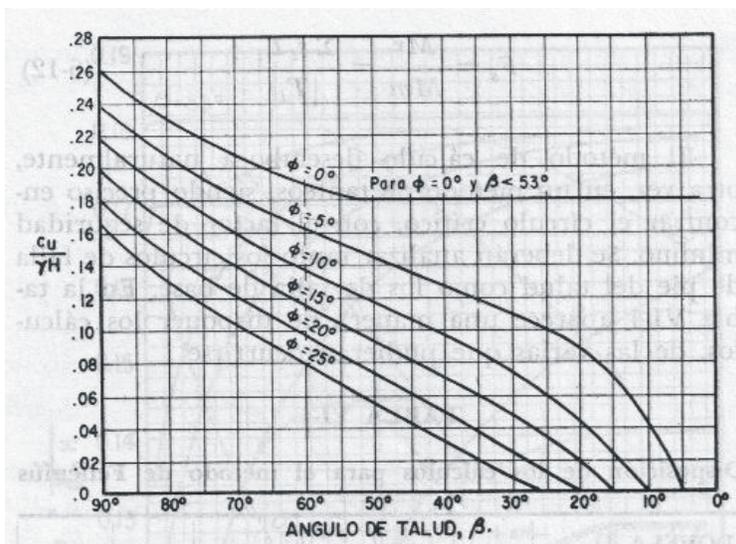


Fig. 2.16.- Aplicación del Método Sueco a taludes en suelos estratificados (Rico Rodríguez, 2001).

El resto de desarrollo del método es enteramente análogo al que se vió para taludes homogéneos. El problema se deberá de resolver siempre por tanteos, pues para este caso no hay gráficas de uso común disponibles que faciliten los cálculos. La búsqueda del círculo crítico se podrá facilitar si hay estratos muchos menos o mucho más resistentes que los demás, en el primer caso es probable que el círculo crítico tenga el máximo desarrollo en el estrato débil, en el segundo, probablemente será tangente al estrato resistente, pues al penetrar en él se incrementaría mucho la resistencia media.

### ***2.2.1.3.- Algunos Comentarios Adicionales Respecto al Método Sueco.***

Las principales hipótesis que se utilizan en el método sueco son las siguientes, tomado de (Rico Rodríguez; 2001: 326):

1. “Superficie de falla circular”.
2. “Se hace un análisis bidimensional, correspondiente a un estado de deformación plana”.
3. “Se considera valida la ley de resistencia Mohr-Coulomb”.
4. “Se acepta que la resistencia al esfuerzo cortante se moviliza por completo y al mismo tiempo en todos los puntos de la superficie de deslizamiento”.
5. “En los análisis con flujo de agua, se acepta que el suelo se encuentra consolidado bajo la condición de régimen establecido, siendo la presión de poro de la red de flujo la única actuante”.

### **2.3.- MÉTODOS PARA MEJORAR LA ESTABILIDAD DE TALUDES.**

Los factores que producen fallas de estabilidad de las laderas y de los taludes, ocurren en el periodo que sigue al comienzo de la temporada de lluvias.

Con frecuencia las propias manipulaciones de los ingenieros son fuente de grandes problemas de la estabilidad de los taludes, como se mencionará enseguida:

- “Modificaciones de las condiciones naturales de flujo de agua al colocar rellenos o hacer zanjas o excavaciones.
- Sobrecarga en los estratos débiles por relleno, a veces desperdicios.
- Sobrecarga de terrenos con planos de estratificación desfavorables por relleno.
- Remoción por corte, por algún estrato delgado de material permeable que funcionará como un manto natural drenante de estratos de arcilla suave.
- Aumento de presiones por filtración u orientación desfavorables de fuerzas de filtración al producir cambios en la dirección del flujo interno del agua, por haber practicado cortes o construido rellenos.
- Exposición al aire y al agua, por corte, de arcillas duras fisuradas.
- Remoción de capas superficiales de suelo por corte, lo que puede causar el deslizamiento de capas del mismo estrato ladera arriba, sobre mantos subyacentes de suelo mas duro o roca.
- Incremento de cargas hidrostáticas o niveles piezométricos bajo la superficie de un corte al cubrir la cama del mismo con una capa impermeable” (Rico Rodríguez; 2001: 334).

Según Rico Rodríguez (2001), las causas de los deslizamientos pueden ser externas o internas.

Las externas producen aumento en los esfuerzos actuantes sin modificar la resistencia al esfuerzo cortante del material. El aumento de la altura del talud o el hacerle más escarpado, son causas de este tipo, como también lo son la colocación de cualquier sobrecarga en la corona del talud o la ocurrencia de sismos.

Las causas internas son las que ocurren sin cambio en las condiciones exteriores del talud. Deben ligarse siempre a una disminución de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo constitutivo. El aumento de presión de poro o la disipación de la cohesión son causa de esta clase.

Un punto muy importante es tener la capacidad de identificar el problema de la estabilidad de taludes en el campo, una de las formas que más se hace énfasis es en el programa de la instrumentación de campo.

Como se sabe las condiciones de estabilidad de un talud dependen en general de factores propios de los materiales constitutivos, tales como:

- Naturaleza.
- Estructura
- Estratigrafía
- Condiciones de meteorización.

Todo un conjunto de circunstancias externas al propio talud o ambientales, como:

- La topografía de la zona.
- El clima.
- La vegetación.

Las condiciones de régimen hidráulico superficial e interno son vitales.

El problema de reconocer e identificar deslizamientos tiene dos aspectos importantes. El primero se refiere a identificar el deslizamiento en sí mismo, para saber si han ocurrido u ocurrirán movimientos que sean indicio de inestabilidad. El segundo aspecto, se refiere a identificar y clasificar el tipo de deslizamiento que está ocurriendo o que sea susceptible de presentarse.

Sin embargo, es claro que en la mayoría de las ocasiones será muy difícil preveer la existencia de futuros deslizamientos y fallas. Se deberá limitar a extremar precauciones en aquellos lugares en que exista una secuencia de materiales que se puedan desconfiar de ellos, tales como lo indica Rico Rodríguez (2001):

- “Toda clase de formaciones de roca o suelo duros, que sobreyacen a rocas muy fragmentadas, suelos blandos o materiales muy intemperizables”.
- “Laderas de arcillas blandas o lutitas, sobre todo si en otras zonas de la ladera se detectan fallas o si están fisuradas”.
- “Depósitos de talud o de piemonte que descansan contra y sobre estribaciones y lechos de roca firme”.
- “Laderas a cuyo pie existan causas de erosión, como el mar o corrientes de agua”.
- “Formaciones de roca o suelos residuales cuyo echado o cuyas estructuras heredadas sean desfavorables, respecto a la excavación que se practique para alojar la vía terrestre”.

Como se menciona anteriormente, la instrumentación de campo, es casi el único medio eficaz y seguro de llegar a un conocimiento completo del problema, su utilización se ha desarrollado mucho en los últimos años y, sin duda, lo hará más en el futuro.

### **2.3.1.- PREVENCIÓN DE FALLAS.**

Muchos de los factores geotécnicos que definen el riesgo de fallas son muy difíciles de detectar con exploración convencional. Ello ocurre con grietas, fisuras, discontinuidades pequeñas, superficies de falla previamente formadas, definición de las condiciones de flujo, etc. También muchos de estos factores se pueden conocer mejor con técnicas de instrumentación de campo, que deben verse como importantes auxiliares de la detección y aun de la prevención de fallas.

Según Rico Rodríguez (2001), algunas fallas importantes se podrán prevenir con solo mantener en mente algunas consideraciones geotécnicas básicas. Por ejemplo, en cortes siempre se debe procurar que al menos el pie del talud permanezca tan “cargado” como sea posible; la descarga suele disminuir de por si la resistencia al esfuerzo cortante de suelos y rocas y libera los esfuerzos horizontales residuales, lo que tiende a expandir los taludes. Un corte en pendiente se debe atacar de preferencia cuesta arriba, para drenar con facilidad el agua que llueva o brote. También suele dar buen resultado atacar el corte en estratos, prácticamente en toda su longitud, pues así se abate de manera uniforme el nivel del agua en el subsuelo y no se crean grandes frentes no drenados.

Existe la costumbre de construir los cortes inicialmente con un talud más escarpado que el de proyecto, el cual se afina al terminar la excavación, para llegar a la inclinación final. Esta práctica debe verse siempre como inapropiada

### **2.3.2.- MÉTODOS PARA CORREGIR FALLAS EN LADERAS Y TALUDES.**

Todos los métodos correctivos siguen una o más de las siguientes líneas de acción:

1. Evitar la zona de falla.
2. Reducir las fuerzas motoras.

### 3. Aumentar las fuerzas resistentes.

#### **2.3.2.1.- Métodos de Elusión.**

Indiscutiblemente constituyen los medios más seguros para eliminar los problemas derivados de deslizamientos y fallas, pero no siempre se pueden utilizar. En otras ocasiones se podrán emplear solo parcialmente, en el sentido de que no se pueda evitar por completo una zona inestable.

Uno de los problemas que mejor responde a la aplicación de estos métodos es el cruzamiento de formaciones inclinadas de suelo o roca. En estos casos, cambios pequeños del alineamiento horizontal pueden llevar a zonas de mucho menos peligro o inocuas y la elevación de la rasante puede reducir mucho los problemas.

El costo de esta solución suele ser muy alto y, si llega a adoptarse, se deberá elegir siempre una solución estructural que acepte movimientos moderados, pues será difícil garantizar su completa inmovilidad.

#### **2.3.2.2.- Métodos de Excavación.**

“Este método se refiere a la remoción del material en la cabeza de la falla o en todo el cuerpo de la misma, hasta llegar a la remoción total, es un método que en la práctica solo se puede aplicar en fallas ya manifestadas; rara vez se pueden conocer con tanto detalle las futuras fallas en una zona de inestabilidad potencial como para que resulte prudente proceder a remover materiales en gran escala. Las remociones en la cabeza buscan reducir las fuerzas motoras y balancear la falla” (Rico Rodríguez; 2001: 352).

La remoción de materiales suele dar lugar a soluciones bastantes permanentes, cuando se cuidan en forma conveniente los aspectos de drenaje en la excavación que se efectúe. Son métodos mejores para prevenir que para corregir.

El método se puede usar prácticamente en toda clase de deslizamientos, pero es eficiente sobre todo en los de tipo rotacional.

### **2.3.2.3.- Abatimiento de Taludes.**

Según Rico Rodríguez (2001), este es uno de los métodos más socorridos para el mejoramiento de las condiciones de la estabilidad de los taludes. Se debe tener muy presente que el talud abatido es diferente del talud original, con todo lo que ello implica.

Al analizar los métodos de cálculo de estabilidad de taludes se vió que, en el caso de suelos puramente friccionantes, la estabilidad del cuerpo del talud depende solo del ángulo de inclinación, en tanto que, en suelos puramente cohesivos y homogéneos con el terreno de cimentación, la estabilidad depende más bien de la altura del talud.

Naturalmente que la gran mayoría de los taludes de las vías terrestres se hacen en suelos a cuya resistencia se considera una componente friccionante y otra de cohesión.

En el caso de cortes, también será preciso proyectar por anticipado el abatimiento, el cual se deberá de construir de preferencia de arriba hacia abajo. Ahora, por razón natural, suelen ser menos peligrosos los problemas en lo referente a lograr una sección homogénea.

### **2.3.2.4.- Empleo de Bermas y Escalonamientos.**

“Se denominan bermas a masas generalmente del mismo material del propio talud o de uno similar que se adosan al mismo, para darle estabilidad” (Rico Rodríguez; 2001: 355). El uso de la berma tiende a incrementar la estabilidad del talud por razones un tanto similares a las expresadas para el abatimiento de taludes

La berma tiende a hacer que la superficie de falla se desarrolle en mayor longitud y más profunda. Además, el peso del material que se coloque podrá aumentar la resistencia al esfuerzo cortante del terreno de cimentación en su parte friccionante. En suelos cohesivos seguramente el efecto más interesante de la berma es descomponer el talud en dos, cada uno de menor altura, lo que repercute mucho en la estabilidad general. Una buena base para el inicio de los tanteos suele ser darle a la berma la mitad de la altura del talud que se desea estabilizar.

El escalonamiento de taludes constituye una solución similar a la de las bermas. En el caso del escalonamiento en arcilla lo que se busca es transformar el talud en una combinación de varios otros de altura menor, pues en estos tipos de suelos, este es el factor determinante en la estabilidad. Por ello los escalones deberán tener huella suficientemente ancha como para que puedan funcionar prácticamente como taludes independientes. En el caso de taludes en suelos con cohesión y fricción, el escalonamiento se hace sobre todo para provocar un abatimiento del talud; recoger caídos y coleccionar aguas son funciones secundarias, pero a veces muy importantes, que se asignen también a los escalonamientos.

“El escalonamiento queda definido por el ancho de los escalones, la distancia vertical entre ellos y por el ángulo de los taludes intermedios. Los taludes de los respectivos escalones sean paralelos o se construyan con inclinación variable dependerá mucho de la condición del material constitutivo del corte” (Rico Rodríguez; 2001: 357).

Es importante la función que pueden cumplir los escalones para proteger el corte contra la erosión del agua superficial, pues reduce la velocidad ladera abajo y el gasto de escurrimiento. El escalonamiento cumple también la función de detener pequeños derrumbes y caídos que pueden llegar a presentarse en los diversos taludes.

Tampoco existen reglas fijas para proyectar el escalonamiento de un corte y éste deberá ser propuesto para cada caso particular. En el caso de suelos con cohesión y fricción, el perfil del escalonamiento debe ser tal que se llegue a una inclinación razonable para todo el corte considerando un talud simple que promedie a todos los escalones. La altura y el ancho de los escalones, a parte de la condición anterior y del costo, muchas veces se deben fijar por las consideraciones ya mencionadas de prevención contra la erosión superficial del agua y la detención de derrumbes. Es común que la huella de los escalones disminuya hacia arriba, lo mismo que su peralte.

#### **2.3.2.5.- Empleo de Materiales Estabilizantes.**

Un aspecto de esta solución es el añadir al suelo alguna sustancia que mejore sus características de resistencia.

Otro método de endurecimiento de suelos consiste en inyectarles lechada de cemento. Cuyo uso se extiende incluso a cortes y terraplenes en arcilla. Se reportan los mejores resultados en el tratamiento de superficies de fallas previamente formadas y relativamente superficiales, en materiales duros, tales como lutitas, argilitas y arcillas rígidas y fisuradas; no rinde buenos resultados en materiales flojos y sueltos.

Según Rico Rodríguez (2001), el efecto de la inyección es desplazar el agua de las fisuras y rellenarlas con mortero de cemento, lo que forma un buen nexo de unión entre los bloques. No es un método que modifique las características intrínsecas de la masa de suelo, pues la lechada no penetra en él. La inyección debe comenzar con presiones mayores que la presión preexistente en el punto que se considera, lo que permite la penetración en las fisuras y en la superficie de falla ya formada.

“Un programa de inyecciones requiere de un conocimiento muy preciso de la superficie de falla; respecto a la cual puedan situarse convenientemente los pozos para inyectado. El espaciamiento de los pozos suele estar comprendido entre 3 y 5 m y las operaciones de inyección deben progresar ladera arriba” (Rico Rodríguez; 2001: 358).

#### **2.3.2.6.- Empleo de Estructuras de Retención.**

El uso de muros en celosía, tablestacas y otras estructuras de retención es muy común para corregir deslizamientos después de que han ocurrido o para prevenirlos en zonas en que se han de temer. De hecho, su principal campo de aplicación esta en la prevención.

En primer lugar debe comprenderse que la estructura de retención ha de contener a la superficie de falla formada o por formarse; si ésta contiene al muro; el efecto de éste será nulo en la estabilidad general. Lo anterior lleva con frecuencia a muros muy altos, que han de enterrarse mucho en el terreno con la consiguiente elevación del costo de la solución. Una fuente común de mal funcionamiento ha sido también el descuido del drenaje de la propia estructura de retención.

“Las estructuras de retención se construyen por lo general al pie de los taludes de terraplenes que no podrían ligarse convenientemente con el terreno de

cimentación, sobre todo en las laderas inclinadas” (Rico Rodríguez; 2001: 358). También se construyen al pie de cortes para dar visibilidad o para (y este es quizá uno de sus usos más eficientes) disminuir la altura de cortes en materiales cuya resistencia sea predominante o puramente cohesiva.

Uno de los usos más comunes de los muros de retención para estabilizar taludes es el que se hace cuando no hay espacio suficiente para pensar en el abatimiento.

Rico Rodríguez (2001), también menciona métodos de recubrimiento que incrementan la estabilidad del talud a base de proteger los materiales contra efectos de erosión e intemperismos. En esta línea de acción quedan comprendidos los recubrimientos con mampostería seca, mampostería, concretos lanzados, losas delgadas de concreto (muchas veces sujetas con anclaje), riegos asfálticos, etc. Merecen comentarios las soluciones a base de riegos de recubrimiento (asfálticos, concretos lanzados, etc.) que con frecuencia han fracasado por haberse hecho sin ninguna consideración del flujo de agua en el cuerpo del talud; si el agua se acumula tras la película que se coloca, se rompe la unidad entre ésta y el material y la solución falla por desprendimiento.

En los cortes que se desarrollan en materiales rocosos se usan mallas de acero o de plástico, para detener derrumbes y caídos. La malla se ancla en la corona del corte y se sujeta al talud de este con grapas o anclaje.

### **2.3.2.7.- Empleo de Pilotes.**

El pilotaje constituye seguramente la solución más discutible entre las que son usuales para estabilizar mecánicamente deslizamientos en laderas y taludes. En casi todos los casos de éxito se instalaron dos y tres hileras de pilotes, y algunas veces su uso ha sido reportado como solución más bien restrictiva, en el sentido de que se

instala una hilera de pilotes o dos para frenar un movimiento y se van instalando hileras sucesivas, a medida que el material se adapta a la restricción y los movimientos vuelven a comenzar; en tales condiciones, existen fallas que se han estado piloteando a lo largo de veinte años.

Es probable que el método solo sea apropiado en deslizamientos superficiales; los profundos generan fuerzas muy grandes, que con dificultad resisten los pilotes. El anclaje es evidentemente esencial; pilotes poco anclados serán arrancados y volcados, movimiento que, por cierto, provocará alteraciones en la superficie de falla con posibles resultados contraproducentes. No existen reglas fijas en cuanto a la longitud de anclaje, la cual se deberá fijar en cada caso.

La solución solo se puede intentar en roca o materiales duros, pues los suelos blandos fluirán fácilmente en torno al pilote reduciendo mucho su eficiencia. En ocasiones se complementa la acción de los pilotes colocando losas de concreto reforzado entre ellos.

### **2.3.2.8.- Empleo de Contrapesos al Pie de la Falla.**

La solución por lo general busca dos efectos; “en primer lugar, balancear el efecto de las fuerzas motoras en la cabeza de la falla, en forma similar a como lo hace una berma, a la que equivalen en algunos aspectos; en segundo lugar, incrementar la resistencia al esfuerzo cortante del material subyacente, cuando éste es de naturaleza friccionante” (Rico Rodríguez; 2001: 361).

El método en sí consiste en colocar un peso suficiente de suelo o roca en la zona apropiada al pie de la falla.

Existen varias soluciones mixtas, que combinan el efecto del contrapeso con otros deseables. Por ejemplo, se han estabilizado fallas con el uso de respaldos de

enrocamiento, en lo que el efecto del contrapeso se suma a la sustitución de materiales malos por otros de mucha mejor calidad y al subdrenaje.

### **2.3.2.9.- Anclajes.**

Basta mencionar en este lugar que algunos problemas muy importantes de estabilidad de taludes y laderas se han resuelto con técnicas de anclaje en suelos con costos muy razonables; conviene fijar la atención en esta solución, haciéndola entrar en el conjunto de las analizadas.

Una variante de los métodos de anclaje que se ha usado poco en las vías terrestres, pero que con seguridad es merecedora de mayor preferencia por parte de los proyectistas, es la utilización de tirantes de anclaje en estructuras de retención, especialmente cuando éstas han de cimentarse en suelos poco resistentes, con presiones de contacto mayores que la capacidad de carga; en retenciones a base de pilotes.

“Los anclajes suelen consistir en cables de acero unidos a muertos y sólidamente ligados a la estructura de retención” (Rico Rodríguez; 2001: 362). Por razones que se comprenden con facilidad, su uso será más sencillo en terraplenes que en cortes.

### **2.3.2.10.- Uso de Explosivos.**

La superficie de falla sobre la cual ocurre un deslizamiento es muchas veces lisa y pulida; el caso típico de este fenómeno es el de masas de suelo cohesivo que se deslizan sobre mantos de roca o suelos mucho más duros. Este tipo de contactos constituyen también una superficie potencial de deslizamiento.

Según Rico Rodríguez (2001), se ha recurrido a veces a utilizar explosivos para romper y hacer rugoso un contacto de tal naturaleza; se proporciona así una mejor liga fraccional a los dos materiales en contacto. La eficiencia del método se aumenta si a cierta profundidad de la superficie de falla existen mantos drenantes a los que la explosión comunique con dicha superficie, a la que entonces se proporciona drenaje.

En la utilización de este método deberá cuidarse el manejo de los explosivos, pues de otra manera se corre el riesgo de que la explosión acelere el deslizamiento sobre cualquier superficie previamente formada o lo genere, sobre una superficie potencial.

Parece que la mayoría de los especialistas opina que para que el método sea exitoso es preciso que exista una formación dura debajo de la superficie de falla. También conviene mencionar que en todos los casos en que se ha usado el método se ha reportado un asentamiento importante en los meses siguientes a su puesta en práctica.

Los explosivos se pueden usar también en derrumbes y caídos, pero no como método de corrección, sino de remoción.

#### **2.3.2.11.- Empleo de Vegetación.**

Se describirá ahora un método preventivo y correctivo de fallas por erosión. Los movimientos de tierra que acompañan a la construcción de cortes y terraplenes producen inevitablemente una destrucción muy indeseable de la cobertura vegetal, dejando a los suelos expuestos al ataque de agua superficial y vientos. Se acepta que la vegetación cumple dos funciones importantes; “en primer lugar, disminuye el contenido de agua en la parte superficial, y en segundo, da consistencia a esa parte por el entramado mecánico de sus raíces” (Rico Rodríguez; 2001: 362).

La plantación aislada incrementa mucho la posibilidad de infiltración y escurrimiento. Por otra parte, en el caso de terraplenes muy altos ha dado buen resultado la plantación de arbustos en hileras, para hacer perder velocidad al agua que escurra.

El riego de las plantaciones que se efectuó, cuando es abundante y prolongado, debe verse como indeseable desde el punto de vista doble de la economía y la conservación. Para evitarlo se ha recurrido a colocar costras de arcilla y tierra vegetal sobre taludes construidos con suelos que no ofrecen de por sí soporte adecuado a la vida; estas costras conservan la humedad en mayor grado, lo que favorece la vegetación.

### **3.- INVESTIGACIÓN DE CAMPO Y LABORATORIO.**

#### **3.1.- TRABAJOS DE TOPOGRAFÍA.**

##### **3.1.1.- TRAMO DEL KM. 62+070 AL KM. 64+170 (ZONA ZIRAHUÉN).**

Este apartado se enfocará a la descripción de los trabajos que se realizaron respecto a la obtención de la topografía de la zona donde se localizan los taludes en estudio. De acuerdo con la literatura existen dos clases de levantamientos, “éstos pueden ser topográficos o geodésicos. Los primeros son aquellos que por abarcar superficies reducidas pueden hacerse despreciando la curvatura de la tierra, sin error apreciable. Los segundos son levantamientos en grandes extensiones que hacen necesario considerar la curvatura de la Tierra” (Montes de Oca; 1989:1). De acuerdo a la definición anterior, el trabajo que se realizó en los taludes en estudio corresponde a un levantamiento topográfico.

El procedimiento que se siguió para el levantamiento fué, primeramente, la ubicación de bancos de nivel (fijados en mojoneras hechas de concreto), los cuales se obtuvieron por medio de un aparato navegador de GPS (Sistema de Posicionamiento Global), las coordenadas que se tomaron del navegador de GPS fueron en unidades UTM (Universal Transverse Mercator), esto para la facilidad de ingresarlas a una semi-estación, aparato que se utilizó para el levantamiento topográfico.

Se realizó la construcción de una poligonal cerrada de cada uno de los taludes, “una poligonal cerrada es una serie de líneas consecutivas cuyas longitudes y direcciones se han determinado a partir de mediciones en el campo, y las cuales regresan al punto de partida formando así un polígono cerrado” (Russell C.; 1982:199), esto para delimitar las áreas que se levantaron topográficamente.

Después se efectuó la nivelación de la superficie de los taludes, la nivelación consiste en “los diversos procedimientos altimétricos por medio de los cuales se determinan elevaciones o niveles de puntos, o bien, diferencias de elevación o desniveles” (Russell C.; 1982:89), todo esto para poder generar las curvas de nivel y secciones transversales de éstos. Al terminar el trabajo de campo, siguió la labor de realizar los planos correspondientes de cada área levantada, lo cual se efectuó por medio de un programa de computadora llamado Civilcad.

En seguida se presenta un informe fotográfico de las labores que se realizaron durante el desarrollo de la topografía.



*Foto No 12.- En ella se observa el aparato navegador de GPS (Sistema de Posicionamiento Global), de la línea Sokkia Receptor Stratus el cual se utilizó para la obtención de las coordenadas de referencia, las cuales fueron en unidades de UTM.*

**Foto No 12.**

*Fuente: Propia*



*Foto No 13.- Elaboración de mojoneras de concreto, para la fijación de los bancos de nivel.*

*Fuente: Propia*

**Foto No 13.**

*Foto No 14.- Aspecto de mojonera terminada, para fijación de banco de nivel.*

*Fuente: Propia*



**Foto No 14.**



*Foto No 15.- La fotografía muestra la semi-estación de la línea Sokkia Set-510 que se utilizó para la realización del levantamiento topográfico.*

**Foto No15.**

*Fuente: Propia*



*Foto No 16.- Realización del levantamiento topográfico, donde la semi-estación se ubica en frente de uno de los taludes en estudio.*

**Foto No 16.**

*Fuente: Propia*

*Foto No 17.- Panorámica del momento en que se realizan los trabajos de topografía, donde se pueden observar, tanto la semi-estación y el topógrafo, así como los estadaleros.*

*Fuente: Propia*

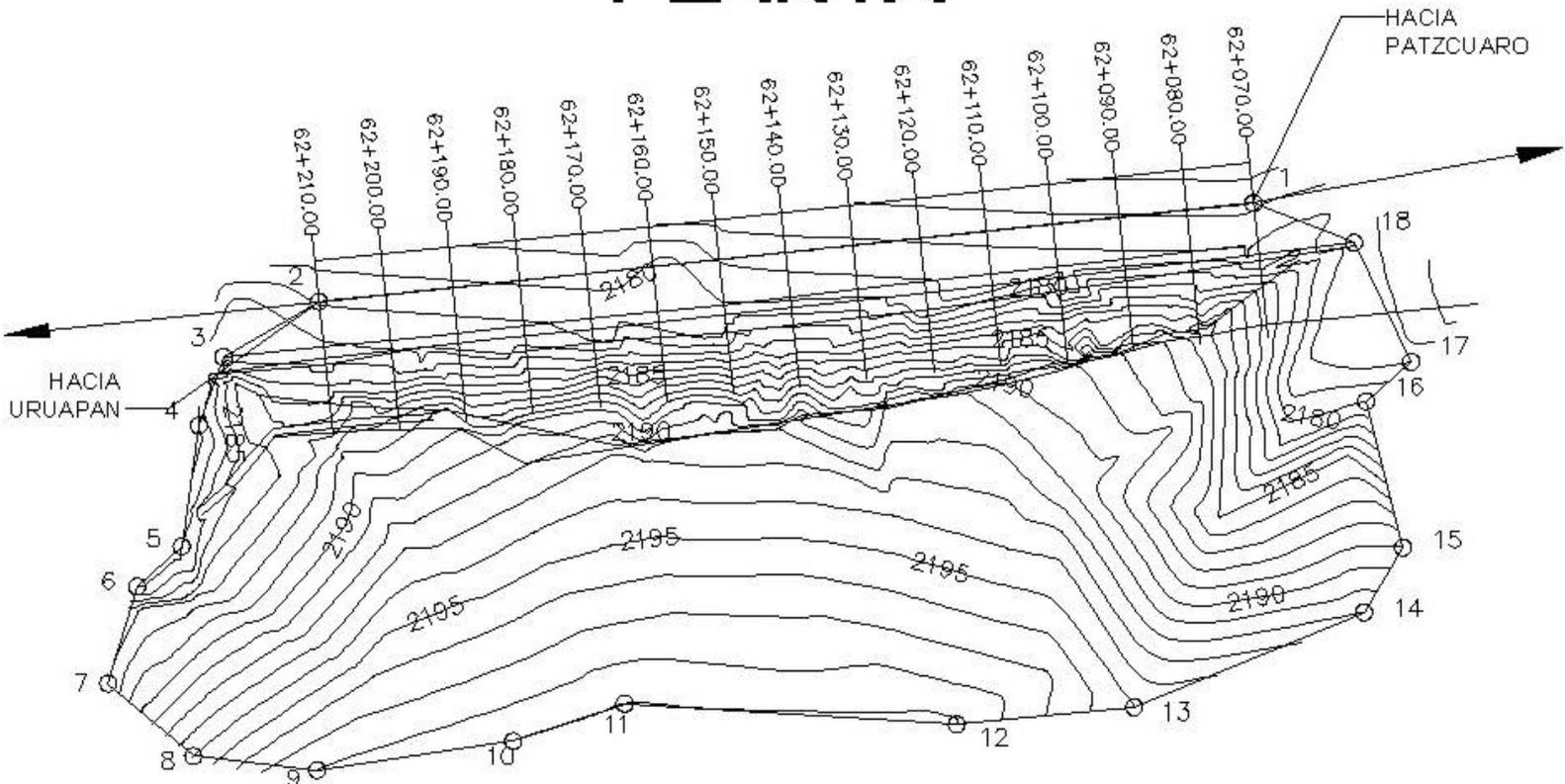


*Foto No 18.- Fotografía que muestra al personal que se utilizó como estadaleros. Además se observa las maniobras que se realizaron para poder levantar el talud.*

*Fuente: Propia*

A continuación se presentan las plantas topográficas y cuadros de construcción donde se muestra la poligonal que se realizó en cada uno de ellos, así como las curvas de nivel de los taludes en estudio.

# PLANTA



**KM. 62 + 070 AL KM. 62 + 210**

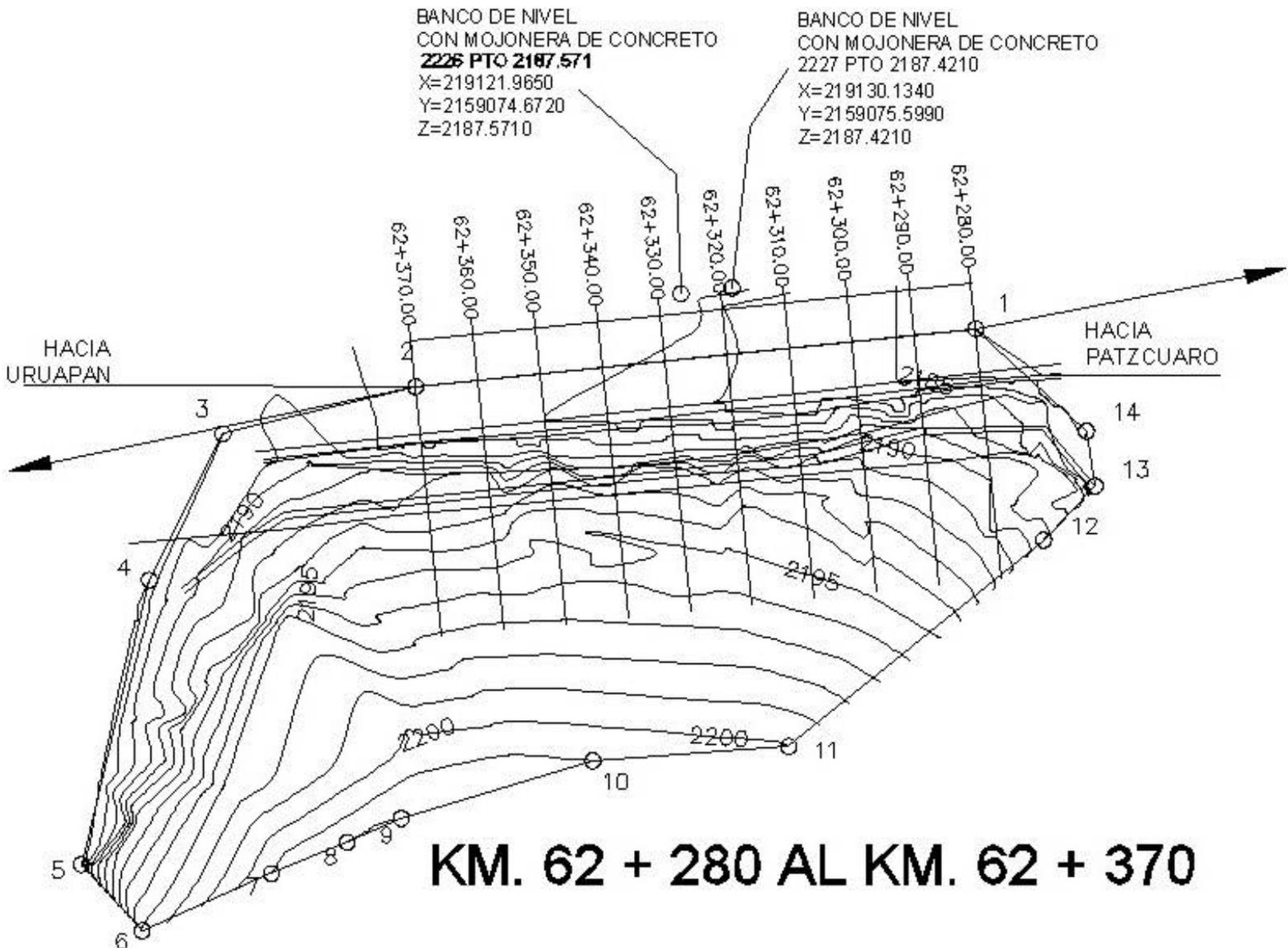
*Fuente: Elaboración propia con datos topográficos del lugar.*

# KM. 62 + 070 AL KM. 62 + 210

CUADRO DE CONSTRUCCION						
LADO		RUMBO	DISTANCIA	V	C O O R D E N A D A S	
EST	PV				Y	X
				1	2,159,091.0586	219,377.9310
1	2	S 83°59'51.66" W	140.000	2	2,159,076.4189	219,238.6986
2	3	S 59°48'35.00" W	16.439	3	2,159,068.1520	219,224.4890
3	4	S 19°52'42.13" W	10.891	4	2,159,057.9095	219,220.7856
4	5	S 08°06'34.90" W	18.175	5	2,159,039.9163	219,218.2217
5	6	S 48°05'37.29" W	8.938	6	2,159,033.9467	219,211.5700
6	7	S 16°26'21.84" W	15.055	7	2,159,019.5075	219,207.3095
7	8	S 49°20'45.69" E	16.671	8	2,159,008.6467	219,219.9568
8	9	S 83°43'07.63" E	18.578	9	2,159,006.6141	219,238.4236
9	10	N 81°43'16.54" E	29.514	10	2,159,010.8639	219,267.6306
10	11	N 71°15'16.73" E	17.569	11	2,159,016.5098	219,284.2674
11	12	S 86°23'59.80" E	49.565	12	2,159,013.3976	219,333.7345
12	13	N 84°26'52.33" E	26.562	13	2,159,015.9674	219,360.1715
13	14	N 67°34'24.67" E	37.013	14	2,159,030.0879	219,394.3853
14	15	N 31°06'03.25" E	11.314	15	2,159,039.7758	219,400.2297
15	16	N 14°11'07.04" W	22.426	16	2,159,061.5176	219,394.7341
16	17	N 48°35'34.27" E	8.938	17	2,159,067.4294	219,401.4380
17	18	N 25°37'23.41" W	19.660	18	2,159,085.1560	219,392.9360
18	1	N 68°31'35.87" W	16.124	1	2,159,091.0586	219,377.9310
SUPERFICIE = 12,299.670 m <sup>2</sup>						

*Fuente: Elaboración propia con datos topográficos del lugar.*

# PLANTA

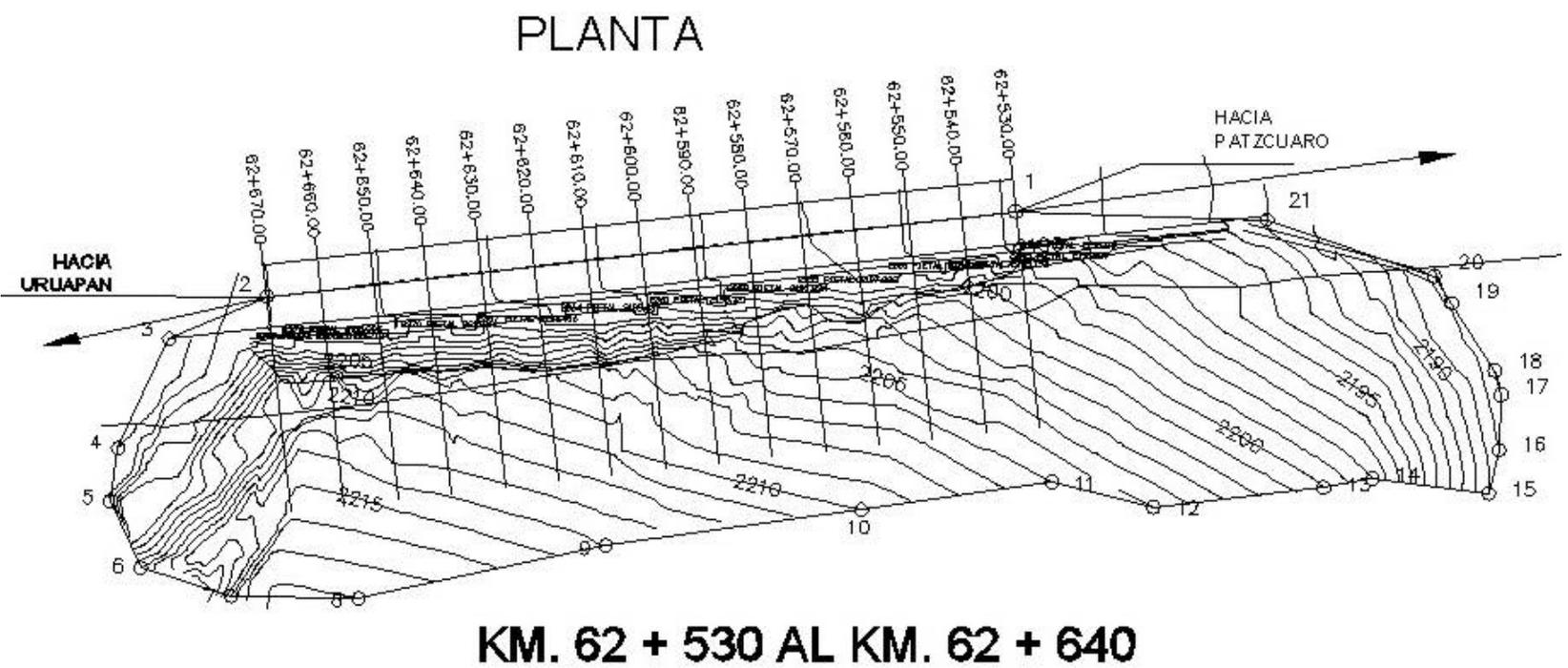


Fuente: Elaboración propia con datos topográficos del lugar.

## KM. 62 + 280 AL KM. 62 + 370

CUADRO DE CONSTRUCCION						
LADO		RUMBO	DISTANCIA	V	C O O R D E N A D A S	
EST	PV				Y	X
				1	2,159,069.0589	219,169.0866
1	2	S 84°06'43.29" W	90.000	2	2,159,059.8263	219,079.5614
2	3	S 76°21'06.96" W	31.704	3	2,159,052.3455	219,048.7523
3	4	S 26°46'50.69" W	26.136	4	2,159,029.0131	219,036.9761
4	5	S 13°28'10.06" W	46.656	5	2,158,983.6407	219,026.1088
5	6	S 42°35'50.78" E	14.380	6	2,158,973.0556	219,035.8414
6	7	N 66°06'04.78" E	22.595	7	2,158,982.2094	219,056.4995
7	8	N 67°44'30.97" E	13.108	8	2,158,987.1745	219,068.6310
8	9	N 66°17'29.38" E	9.417	9	2,158,990.9608	219,077.2530
9	10	N 73°15'11.39" E	31.964	10	2,159,000.1710	219,107.8613
10	11	N 85°46'08.30" E	31.408	11	2,159,002.4882	219,139.1835
11	12	N 51°05'42.40" E	52.379	12	2,159,035.3835	219,179.9439
12	13	N 43°40'31.33" E	11.911	13	2,159,043.9980	219,188.1690
13	14	N 09°03'22.40" W	8.853	14	2,159,052.7402	219,186.7756
14	1	N 47°18'26.30" W	24.067	1	2,159,069.0589	219,169.0866
SUPERFICIE = 9,138.191 m <sup>2</sup>						

*Fuente: Elaboración propia con datos topográficos del lugar.*

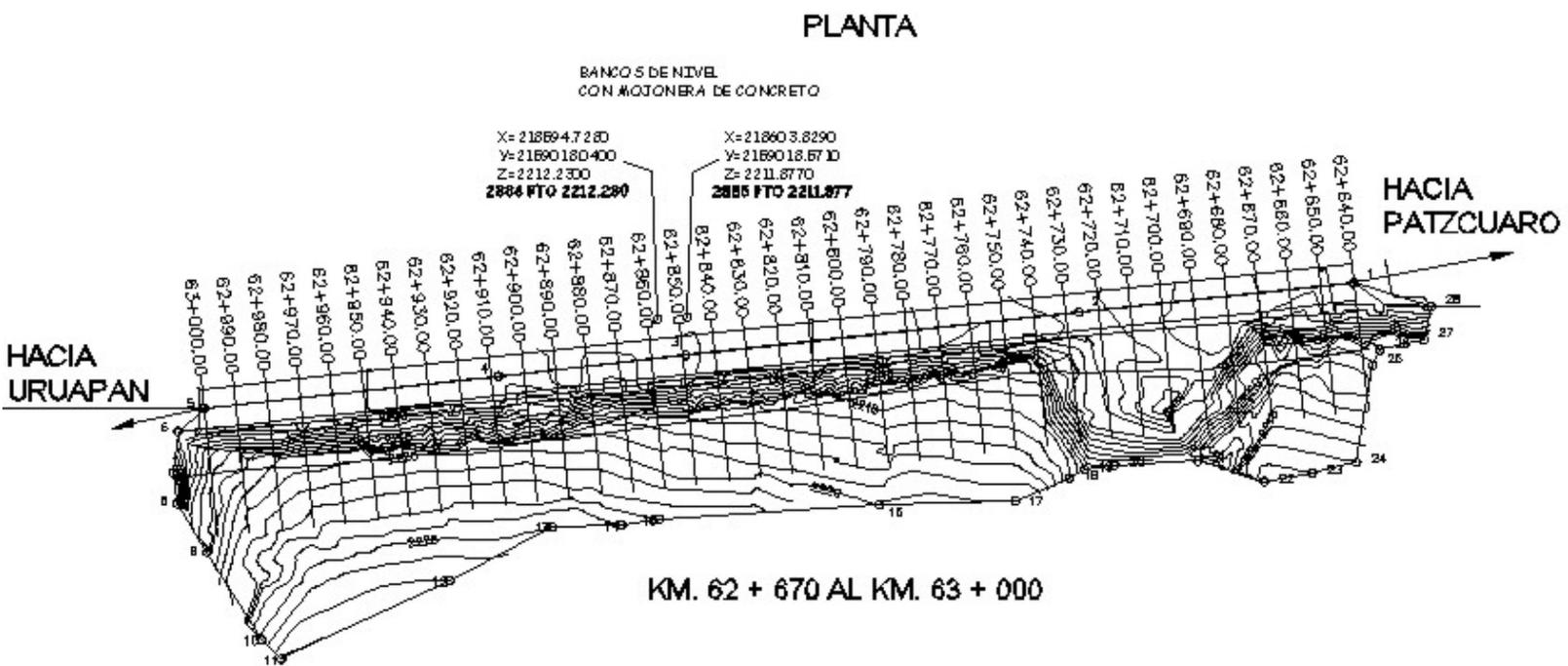


*Fuente: Elaboración propia con datos topográficos del lugar.*

# KM. 62 + 530 AL KM. 62 + 640

CUADRO DE CONSTRUCCION						
LADO		RUMBO	DISTANCIA	V	C O O R D E N A D A S	
EST	PV				Y	X
				1	2,158,041.7832	218,920.5842
1	2	S 83°32'47.22" W	140.000	2	2,159,026.0475	218,781.4714
2	3	S 66°36'38.87" W	19.799	3	2,159,018.1877	218,763.2991
3	4	S 25°16'58.56" W	22.301	4	2,158,998.0232	218,753.7747
4	5	S 08°07'37.42" W	9.904	5	2,158,988.2182	218,752.3745
5	6	S 24°26'18.61" E	13.555	6	2,158,975.8774	218,757.9825
6	7	S 72°43'26.84" E	17.582	7	2,158,970.6561	218,774.7712
7	8	S 88°51'07.57" E	23.659	8	2,158,970.1821	218,798.4250
8	9	N 77°58'21.97" E	47.029	9	2,158,979.9818	218,844.4214
9	10	N 82°05'44.05" E	48.004	10	2,158,986.5834	218,891.9697
10	11	N 81°40'49.42" E	35.736	11	2,158,991.7541	218,927.3292
11	12	S 76°01'57.27" E	19.400	12	2,158,987.0714	218,946.1560
12	13	N 83°31'16.57" E	31.902	13	2,158,990.6711	218,977.8547
13	14	N 79°33'52.84" E	9.207	14	2,158,992.3388	218,986.9096
14	15	S 82°49'33.41" E	21.743	15	2,158,989.6235	219,008.4820
15	16	N 13°46'24.29" E	8.271	16	2,158,997.6565	219,010.4511
16	17	N 02°06'36.15" E	10.196	17	2,159,007.8458	219,010.8265
17	18	N 14°48'19.11" W	4.880	18	2,159,012.3707	219,009.8308
18	19	N 32°35'00.99" W	14.693	19	2,159,024.7511	219,001.7180
19	20	N 32°54'59.22" W	6.080	20	2,159,029.8380	218,998.4250
20	21	N 71°27'46.81" W	32.795	21	2,159,040.2842	218,967.3310
21	1	N 88°08'20.03" W	46.772	1	2,159,041.7832	218,920.5842
SUPERFICIE = 12,852.267 m <sup>2</sup>						

*Fuente: Elaboración propia con datos topográficos del lugar.*



*Fuente: Elaboración propia con datos topográficos del lugar.*

## KM. 62 + 670 AL KM. 63 + 000

CUADRO DE CONSTRUCCION						
LADO		RUMBO	DISTANCIA	V	COORDENADAS	
EST	PV				Y	X
				1	2,159,029.2098	218,811.3052
1	2	S 83°54'29.94" W	88.024	2	2,159,020.0810	218,725.7870
2	3	S 83°46'39.50" W	123.077	3	2,159,006.7410	218,603.4150
3	4	S 83°42'20.04" W	58.786	4	2,159,000.2980	218,545.0030
4	5	S 83°45'17.04" W	92.134	5	2,158,990.2753	218,453.4163
5	6	S 48°21'27.47" W	10.780	6	2,158,983.1220	218,445.3713
6	7	S 06°40'21.17" W	12.904	7	2,158,970.3050	218,443.8719
7	8	S 07°37'07.41" E	8.586	8	2,158,960.7938	218,445.1441
8	9	S 31°38'04.89" E	17.758	9	2,158,945.8667	218,454.4488
9	10	S 31°48'52.86" E	31.885	10	2,158,918.4985	218,471.2848
10	11	S 45°53'13.47" E	8.842	11	2,158,912.4811	218,477.4884
11	12	N 65°03'51.80" E	57.843	12	2,158,938.8677	218,528.8402
12	13	N 82°40'04.68" E	35.918	13	2,158,953.3593	218,581.8483
13	14	N 87°49'38.44" E	21.573	14	2,158,954.1771	218,583.4083
14	16	N 91°16'22.97" E	11.928	16	2,158,966.9889	218,585.1969
15	18	N 95°17'18.69" E	68.605	18	2,158,960.4275	218,683.6973
16	17	N 88°27'42.39" E	42.370	17	2,158,961.5649	218,706.0121
17	18	N 66°56'33.64" E	18.348	18	2,158,968.7511	218,722.8947
18	19	N 81°38'53.08" E	5.324	19	2,158,971.2785	218,727.5803
19	20	N 80°50'22.59" E	8.489	20	2,158,972.7870	218,738.9288
20	21	N 87°26'15.56" E	25.884	21	2,158,973.9477	218,782.8864
21	22	S 72°48'28.13" E	21.583	22	2,158,987.5742	218,783.4858
22	23	N 80°08'38.21" E	15.185	23	2,158,970.1821	218,788.4250
23	24	N 78°34'35.09" E	14.190	24	2,158,973.4782	218,812.2270
24	26	N 09°24'48.00" E	30.661	26	2,159,003.7147	218,917.2399
25	26	N 28°28'23.60" E	5.309	26	2,159,008.4667	218,919.8063
26	27	N 77°04'24.79" E	13.995	27	2,159,011.9973	218,933.2464
27	28	N 12°06'16.01" E	10.486	28	2,159,021.8902	218,935.4453
28	1	N 73°02'42.38" W	25.237	1	2,159,029.2098	218,811.3052
SUPERFICIE = 20,892,475 m <sup>2</sup>						

Fuente: Elaboración propia con datos topográficos del lugar.

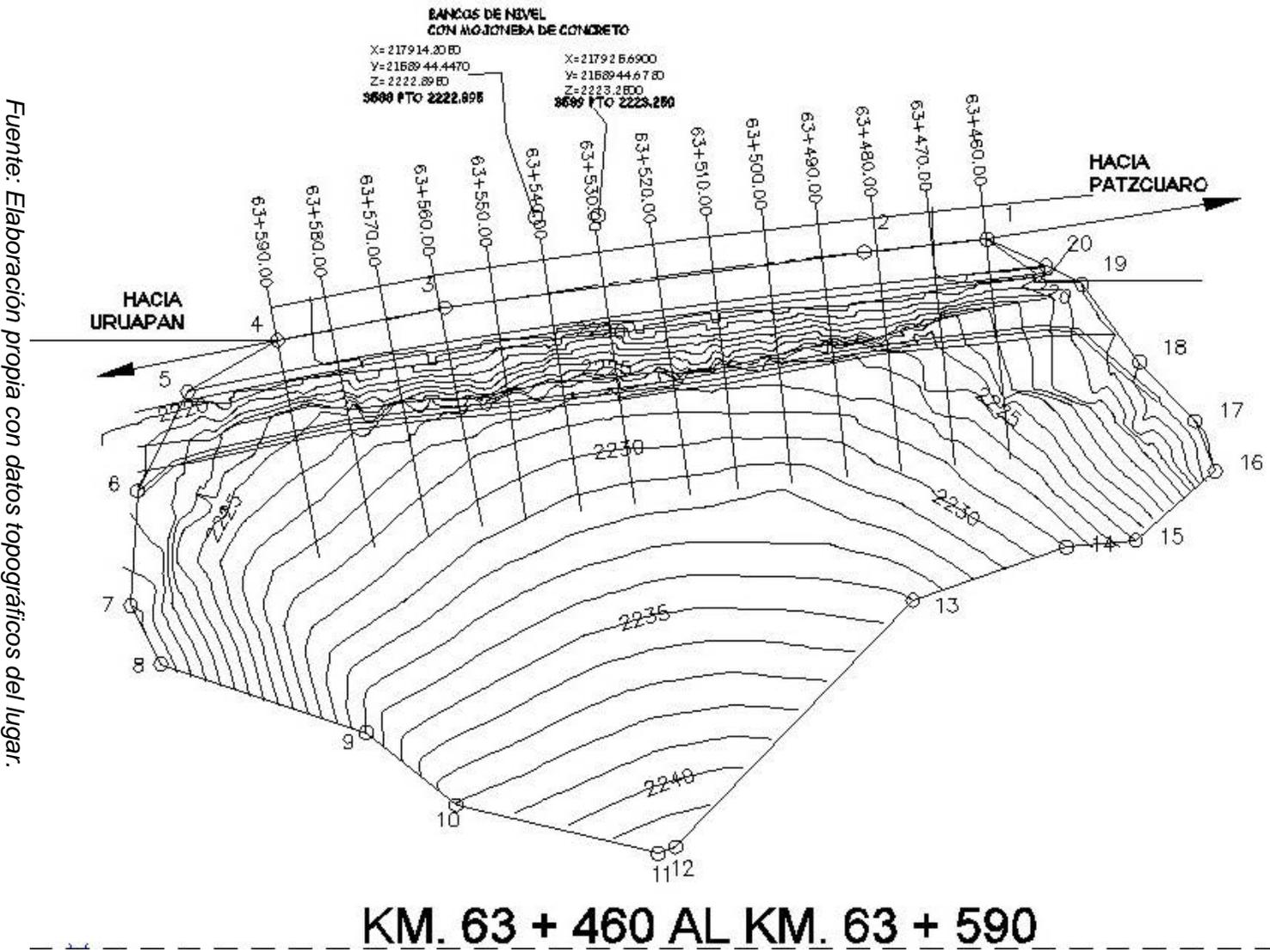


# KM. 63 + 160 AL KM. 63 + 360

CUADRO DE CONSTRUCCION						
LADO		RUMBO	DISTANCIA	V	COORDENADAS	
EST	PV				Y	X
				1	2,158,971.6224	218,294.5088
1	2	S 83°52'49.33" W	71.173	2	2,158,964.0350	218,223.7410
2	3	S 84°04'10.75" W	60.163	3	2,158,957.8190	218,163.9000
3	4	S 84°01'01.41" W	68.664	4	2,158,950.6620	218,095.6104
4	5	S 64°56'07.23" W	18.759	5	2,158,942.7150	218,078.6180
5	6	S 45°13'23.46" W	19.424	6	2,158,929.0340	218,064.8300
6	7	S 04°27'53.33" W	20.819	7	2,158,908.2781	218,063.2093
7	8	S 28°34'21.41" E	7.515	8	2,158,901.6785	218,066.8034
8	9	S 70°16'34.10" E	28.469	9	2,158,892.0705	218,093.6024
9	10	S 54°41'00.70" E	6.575	10	2,158,888.2695	218,098.9673
10	11	N 64°02'15.20" E	36.839	11	2,158,904.3970	218,132.0885
11	12	S 89°01'08.89" E	35.460	12	2,158,903.7899	218,167.5433
12	13	N 88°06'03.60" E	35.500	13	2,158,904.9663	218,203.0236
13	14	N 84°35'39.65" E	54.655	14	2,158,910.1152	218,267.4356
14	15	S 83°36'29.13" E	30.930	15	2,158,906.6718	218,288.1736
15	16	N 80°17'52.45" E	9.166	16	2,158,908.2166	218,297.2089
16	17	N 30°54'15.65" E	25.503	17	2,158,930.0985	218,310.3073
17	18	N 42°13'49.40" E	6.924	18	2,158,935.2257	218,314.9613
18	19	N 66°35'50.23" E	15.838	19	2,158,941.5166	218,329.4968
19	20	N 64°15'56.42" E	2.535	20	2,158,942.6171	218,331.7800
20	21	N 05°02'05.25" W	6.643	21	2,158,949.2347	218,331.1970
21	22	N 26°31'26.23" W	7.803	22	2,158,956.2168	218,327.7122
22	23	N 59°46'27.46" W	4.150	23	2,158,958.3061	218,324.1261
23	24	N 43°11'33.79" W	13.044	24	2,158,967.8160	218,315.1980
24	1	N 79°34'30.93" W	21.036	1	2,158,971.6224	218,294.5088
SUPERFICIE = 14,036.901 m <sup>2</sup>						

*Fuente: Elaboración propia con datos topográficos del lugar.*

# PLANTA

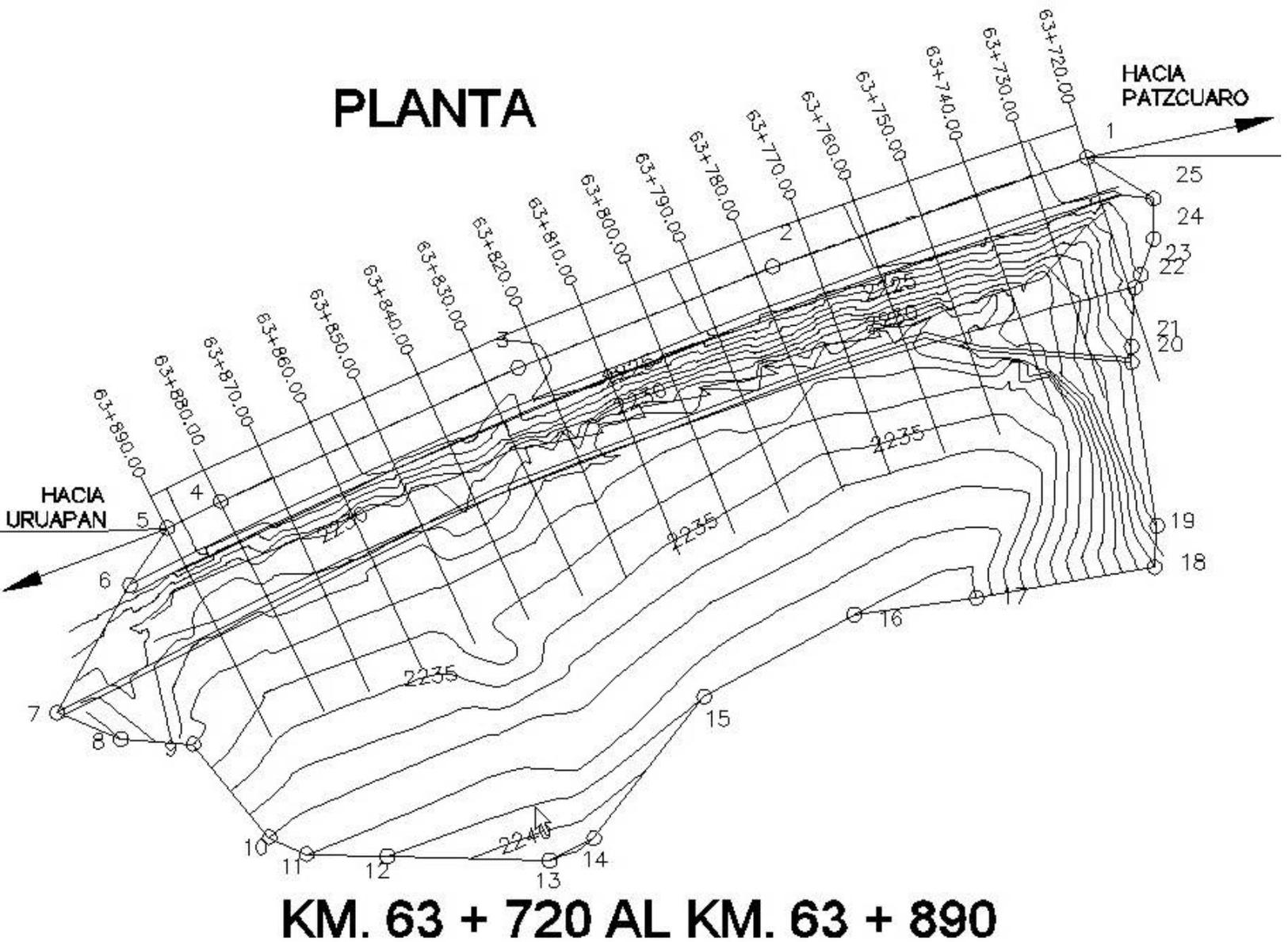


*Fuente: Elaboración propia con datos topográficos del lugar.*

# KM. 63 + 460 AL KM. 63 + 590

CUADRO DE CONSTRUCCION						
LADO		RUMBO	DISTANCIA	V	COORDENADAS	
EST	PV				Y	X
				1	2,158,940.3935	217,996.1391
1	2	S 83°55'50.43" W	22.383	2	2,158,938.0270	217,973.8820
2	3	S 82°26'40.10" W	76.662	3	2,158,927.9470	217,897.8860
3	4	S 78°58'51.48" W	30.947	4	2,158,922.0319	217,867.5092
4	5	S 60°19'58.25" W	18.813	5	2,158,912.7200	217,851.1620
5	6	S 26°37'10.39" W	20.216	6	2,158,894.6470	217,842.1040
6	7	S 03°34'39.12" W	20.785	7	2,158,873.9022	217,840.8070
7	8	S 27°12'07.06" E	11.935	8	2,158,863.2876	217,846.2627
8	9	S 71°29'46.31" E	39.396	9	2,158,850.7847	217,883.6215
9	10	S 51°08'07.74" E	20.910	10	2,158,837.6644	217,899.9024
10	11	S 76°36'07.96" E	37.832	11	2,158,828.9446	217,936.5103
11	12	N 70°46'32.95" E	3.361	12	2,158,830.0512	217,939.6837
12	13	N 43°49'10.93" E	62.131	13	2,158,874.8799	217,982.7024
13	14	N 70°56'03.27" E	29.509	14	2,158,884.5190	218,010.5924
14	15	N 84°26'54.05" E	12.600	15	2,158,885.7380	218,023.1337
15	16	N 48°51'47.55" E	19.177	16	2,158,898.3540	218,037.5770
16	17	N 22°01'36.06" W	9.702	17	2,158,907.3481	218,033.9383
17	18	N 43°20'09.46" W	14.771	18	2,158,918.0920	218,023.8010
18	19	N 36°20'42.43" W	17.581	19	2,158,932.2527	218,013.3818
19	20	N 62°57'45.48" W	7.311	20	2,158,935.5760	218,006.8700
20	1	N 65°49'21.72" W	11.763	1	2,158,940.3935	217,996.1391
SUPERFICIE = 13,727.999 m <sup>2</sup>						

*Fuente: Elaboración propia con datos topográficos del lugar.*



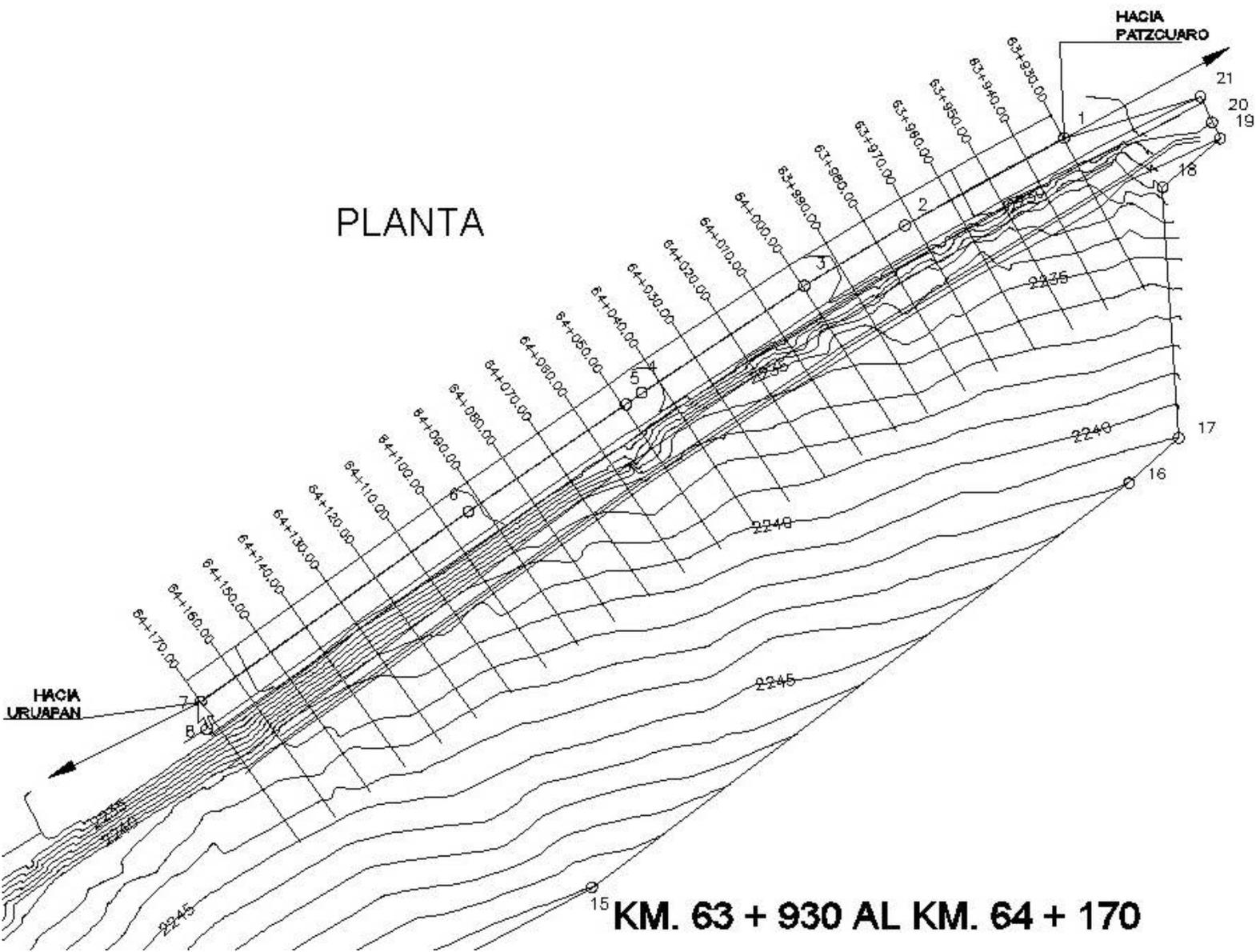
*Fuente: Elaboración propia con datos topográficos del lugar.*

# KM. 63 + 720 AL KM. 63 + 890

CUADRO DE CONSTRUCCION						
LADO		RUMBO	DISTANCIA	V	C O O R D E N A D A S	
EST	PV				Y	X
				1	2,158,890.2082	217,741.5253
1	2	S 70°53'50.71" W	57.001	2	2,158,871.5540	217,887.8830
2	3	S 66°19'18.22" W	48.917	3	2,158,854.2230	217,844.0640
3	4	S 65°47'47.68" W	55.849	4	2,158,831.3260	217,593.1240
4	5	S 63°32'30.05" W	10.226	5	2,158,826.7697	217,583.9688
5	6	S 33°08'54.50" W	11.723	6	2,158,816.9542	217,577.5583
6	7	S 29°37'03.43" W	25.177	7	2,158,795.0668	217,565.1157
7	8	S 67°51'33.85" E	11.819	8	2,158,790.8125	217,578.0835
8	9	S 85°47'59.84" E	12.404	9	2,158,789.7040	217,588.4345
9	10	S 39°17'04.89" E	20.617	10	2,158,773.7485	217,801.4885
10	11	S 65°17'08.21" E	7.001	11	2,158,770.8196	217,607.8478
11	12	S 88°33'03.43" E	13.870	12	2,158,770.4688	217,621.7134
12	13	S 88°33'03.43" E	27.740	13	2,158,769.7673	217,649.4448
13	14	N 63°14'12.28" E	8.510	14	2,158,773.5994	217,657.0432
14	15	N 37°57'12.98" E	30.705	15	2,158,797.8107	217,675.9275
15	16	N 81°15'53.61" E	29.373	16	2,158,811.9321	217,701.8834
16	17	N 82°09'51.86" E	21.062	17	2,158,814.8022	217,722.5387
17	18	N 80°18'56.05" E	30.986	18	2,158,820.0147	217,753.0833
18	19	N 03°00'19.59" E	7.151	19	2,158,827.1560	217,753.4583
19	20	N 08°49'55.70" W	28.359	20	2,158,855.1790	217,749.1040
20	21	N 00°32'32.28" E	2.680	21	2,158,857.8591	217,749.1294
21	22	N 03°07'27.07" E	10.140	22	2,158,867.9840	217,749.8820
22	23	N 26°06'06.26" E	2.460	23	2,158,870.1928	217,750.7658
23	24	N 19°26'03.28" E	6.522	24	2,158,876.3432	217,752.9358
24	25	N 00°00'00" E	6.853	25	2,158,883.1959	217,752.9358
25	1	N 58°25'37.29" W	13.393	1	2,158,890.2082	217,741.5253

SUPERFICIE = 12,047.567 m<sup>2</sup>

Fuente: Elaboración propia con datos topográficos del lugar.



Fuente: *Elaboración propia con datos topográficos del lugar.*

# KM. 63 + 930 AL KM. 64 + 170

CUADRO DE CONSTRUCCION						
LADO		RUMBO	DISTANCIA	V	COORDENADAS	
EST	PV				Y	X
				1	2,158,808.5208	217,548.3793
1	2	S 61°16'08.68" W	42.213	2	2,158,788.2290	217,511.3630
2	3	S 59°00'43.61" W	27.285	3	2,158,774.1810	217,487.9720
3	4	S 56°37'37.59" W	45.242	4	2,158,749.2940	217,450.1900
4	5	S 53°38'38.07" W	4.639	5	2,158,746.5440	217,446.4540
5	6	S 55°45'21.34" W	44.289	6	2,158,721.6220	217,409.8430
6	7	S 54°35'56.43" W	76.330	7	2,158,677.4041	217,347.6247
7	8	S 12°11'02.95" E	6.552	8	2,158,670.9998	217,349.0075
8	9	S 58°07'29.70" W	96.399	9	2,158,620.0945	217,267.1455
9	10	S 15°43'49.00" W	16.397	10	2,158,604.3121	217,262.7003
10	11	S 04°33'59.84" W	32.831	11	2,158,571.5849	217,260.0863
11	12	S 78°26'57.76" E	16.229	12	2,158,568.3353	217,275.9865
12	13	N 83°04'39.34" E	32.103	13	2,158,572.2046	217,307.8556
13	14	N 78°55'25.87" E	26.847	14	2,158,578.2334	217,333.8118
14	15	N 61°54'38.22" E	118.747	15	2,158,634.1452	217,438.5720
15	16	N 53°00'02.77" E	156.384	16	2,158,728.2577	217,563.4670
16	17	N 47°45'58.80" E	15.589	17	2,158,738.7360	217,575.0094
17	18	N 03°40'06.17" W	58.479	18	2,158,797.0950	217,571.2678
18	19	N 49°36'17.84" E	17.554	19	2,158,808.4710	217,584.6369
19	20	N 28°40'32.78" W	4.163	20	2,158,812.1906	217,582.7681
20	21	N 24°20'40.24" W	6.593	21	2,158,818.1971	217,580.0504
21	1	S 73°00'38.76" W	33.116	1	2,158,808.5208	217,548.3793
SUPERFICIE = 28,384.098 m <sup>2</sup>						

*Fuente: Elaboración propia con datos topográficos del lugar.*

### **3.2.- GEOLOGÍA.**

Toda la información de carácter geológico es necesaria para definir la factibilidad y el diseño de una obra civil, en este caso para el planteamiento de obras encaminadas a la estabilización de cuerpos de talud inestables y semiestables; esta información sirve en consecuencia para realizar el estudio geotécnico de los tramos inestables de la autopista Pátzcuaro-Uruapan, específicamente de aquellos comprendidos entre los kilómetros 62+070 al 64+170.

El estudio geológico está comprendido, para cada uno de los tramos de la autopista que nos ocupa por dos etapas principales; la primera consiste en la identificación de las principales unidades geológicas de la región dentro de la cual se localizan los cuerpos inestables, así como estructuras geológicas y principalmente cuerpos de Procesos de Remoción en Masa (PRM), que pudieran estar propiciando la inestabilidad aparentemente local de los cuerpos de talud de los tramos en estudio. La escala de la cartografía para esta primera etapa es de 1/50,000.

La segunda etapa consiste en un levantamiento geológico local, cuyo objetivo es identificar las principales unidades litológicas que componen a los cuerpos inestables a través de levantamientos de columnas litológicas.

El estudio geológico de los cuerpos de talud comprendidos entre los tramos de la autopista Pátzcuaro-Uruapan, del Km. 62+070 al 64+0170, muestra que este tramo ha sido construido sobre depósitos de lava fuertemente intemperizadas, las cuales han dado origen a cuerpos importantes de lateritas de más de 6 m de espesor cubiertas todas ellas por un depósito de ceniza posiblemente originado por la actividad del volcán “La Taza” (8000 años). Sobre los cuerpos de lateritas se desarrollan todos los procesos de remoción en masa (PRM) que dan origen a la inestabilidad de dichos taludes.

La tipología de los PRM básicamente es de dos tipos: Deslizamientos rotacionales y flujos de lodo, los cuales son propiciados principalmente por importantes flujos de agua locales y regionales que afloran en la cara de los taludes, y que provocan un incremento en la presión de poro y presiones hidrostáticas en los materiales arcillosos. A continuación se presentan los resultados obtenidos.

### **3.2.1.- GEOLOGÍA REGIONAL.**

#### ***Geología Regional de los Taludes del Km. 62+070 al 64+170.***

Esta primera etapa se realizó en base a trabajos de interpretación foto geológica sobre fotografías aéreas, y utilizando como cartografía de base mapas topográficos y Modelos Digitales de elevación (MDE), todo ello a escala 1/50,000.

El cuerpo de la autopista de cuota Pátzcuaro-Uruapan, se localiza en el Corredor Tarasco (Fig. 3.1), en la parte centro-occidente del Cinturón Volcánico Mexicano (CVM) que define el comportamiento geológico de todo el norte del Estado de Michoacán. El CVM tiene una distribución general este-oeste y ha sido generado por la subducción pacífica de la Placa de Cocos por debajo de la placa de Norte América. En esta figura se representan con cuadros negros la ubicación aproximada de los dos tramos de la Autopista en estudio, ésta se localiza en su totalidad, como ya se mencionó, dentro del Corredor Tarasco que pertenece al Cinturón Volcánico Mexicano.

En el Corredor Tarasco se alojan más 1000 conos de vulcanismo monogenético (que tienen actividad volcánica una sola vez y después se apagan por siempre), ejemplo de ellos tenemos los dos volcanes más recientes de México, el Jorullo (1759) y el Parícutín (1943), además de volcanes tipo escudo, volcanes de lava, de cenizas, domos, etc.; en fin toda una gama de estructuras geológicas que han generado diversas unidades litológicas de tipo ígneo.

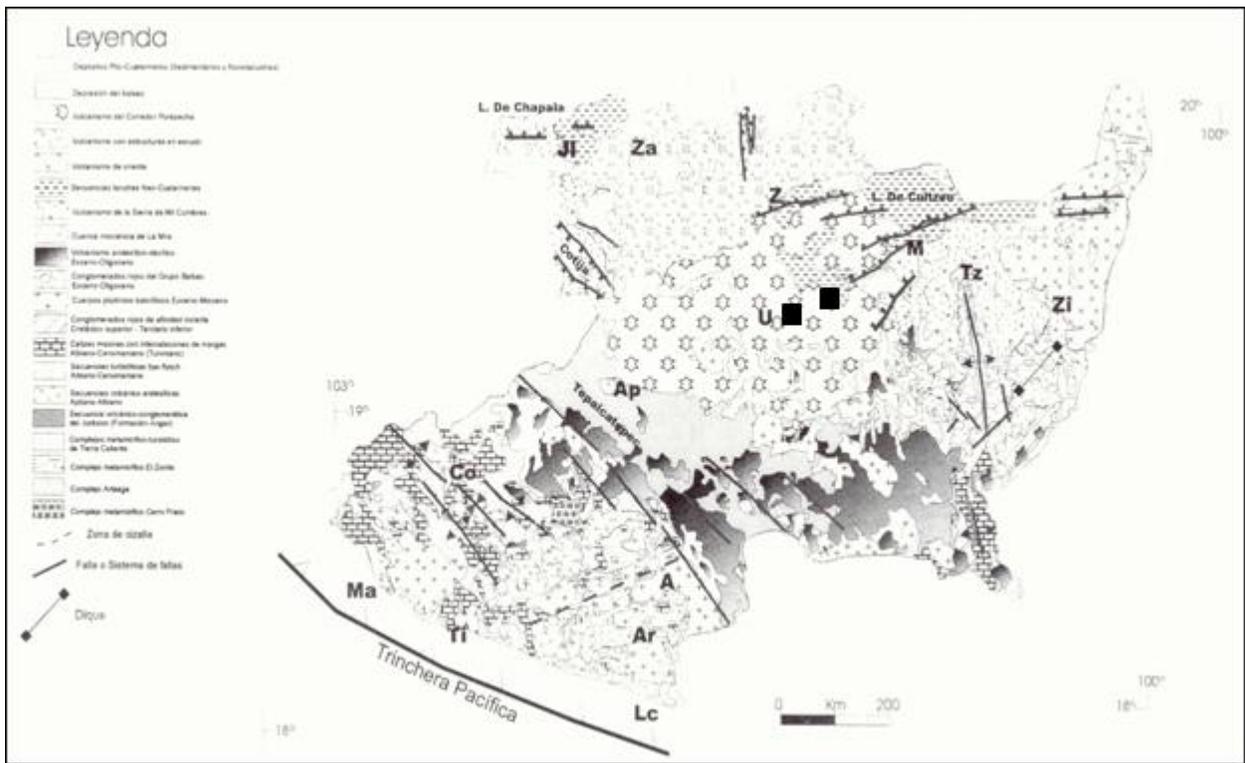


Fig. 3.1.- Mapa tectónico de Michoacán. (Fuente: Propia)

La geología regional para el tramo de autopista comprendido entre los Km. 62+070 al 64+170 se muestra en el mapa geológico regional (Fig. 3.2); y se explica a continuación tomando siempre como referencia la posición del tramo de autopista en estudio al centro de la imagen: el tramo de autopista que va del 62+070 al 64+170, ha sido construido sobre un gran depósito de lavas que conforman una estructura volcánica tipo escudo (unidad 6), cuya edad es comprendida entre 1.3 a 0.83 Ma (millones de años) que corresponden al Pleistoceno inferior-medio. Este tipo de volcanes con conos bastante amplios en su base, presentan en perfil la forma de un escudo (de ahí su nombre), esta amplitud en la base es debida al escurrimiento bastante rápido y acumulación repetitiva de cuerpos de lavas cuya baja viscosidad les permite recorrer grandes distancias.

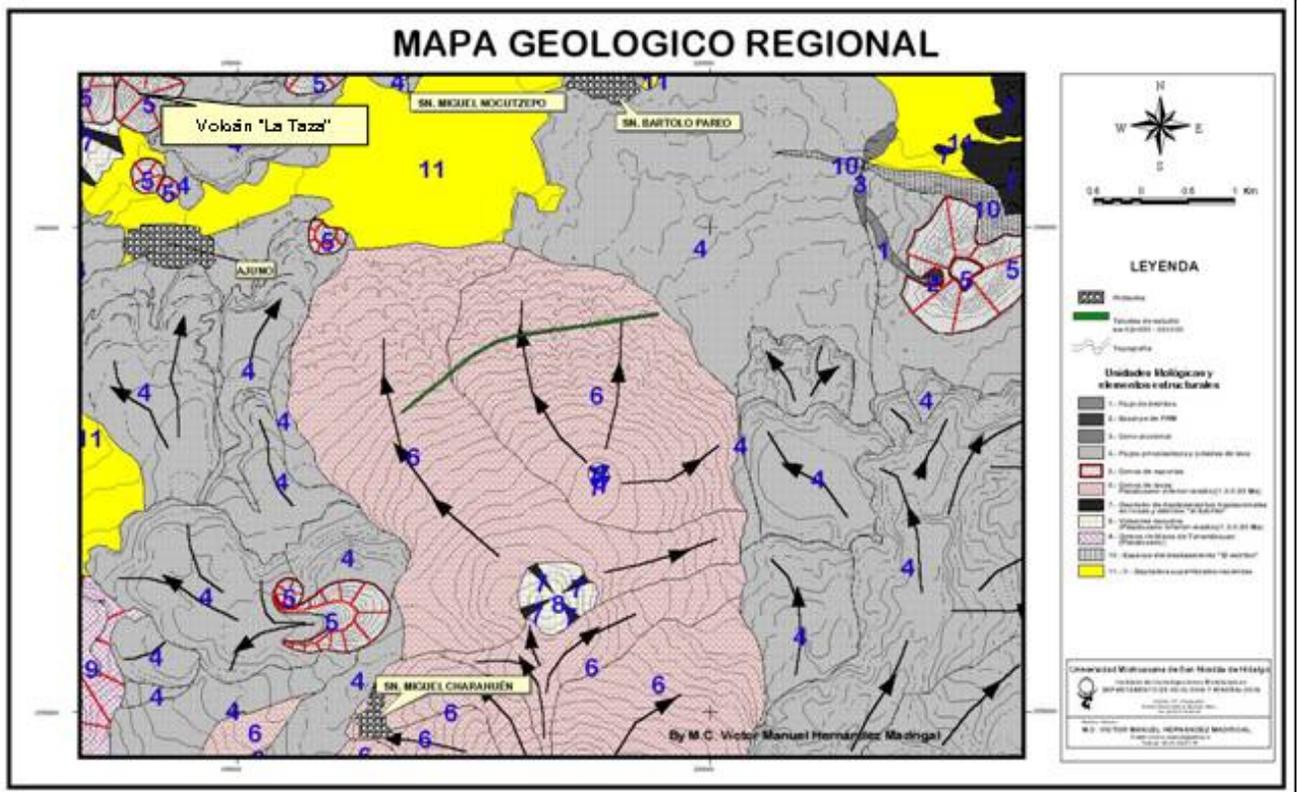


Fig. 3.2.- Mapa geológico regional. (Fuente: Propia)

En esta figura (3.2), se indican las principales unidades geológicas, el tramo comprendido por los kilómetros 62+000 al 64+170 representado por la línea verde, ésta se localiza dentro de un depósito de lavas que conforman el cuerpo de un volcán escudo, la fuente de estos materiales se localiza 1.6 Km. al sur de la autopista; las flechas indican la dirección de los flujos de lavas. Actualmente las lavas de este depósito se encuentran totalmente intemperizadas dando origen a cuerpos de lateritas, que como es sabido estos materiales se forman en regiones tropicales y subtropicales de clima húmedo, donde abundan las lluvias cálidas y ligeramente ácidas, que disuelven la sílice y otros minerales, como producto de este proceso queda una mezcla de arcilla, hidróxido de aluminio y los compuestos de hierro que le imparten al depósito un color rojizo (4); estas arcillas generalmente del género de las montmorilonitas, fuertemente expansivas, le infieren a la unidad litológica una superficie densamente disectada por el drenaje superficial, por lo que se puede definir como una unidad de fácil erosión, lo cual desde el punto de vista de la

geomecánica implican bajos valores de resistencia principalmente al esfuerzo cortante.

Es importante notar que las condiciones climáticas bajo las cuales se formaron dichas lateritas no corresponden con los climas de la actualidad, por lo que podemos deducir que esta unidad litológica es testigo importante de grandes cambios climáticos efectuados en esta zona.

Las unidades geológicas del resto de la imagen, corresponden a conos volcánicos de lava y ceniza (unidad 5), que han sido fuente de flujos de lava que dan origen a rocas basálticas, andesíticas, etc. (unidad 4); estos depósitos se encuentran cubriendo en algunas áreas a las unidades 6 y 7 por lo que se infiere que son más jóvenes que ellas, además de presentar menor grado de intemperización, lo cual significa una mayor capacidad de resistencia mecánica al cortante; esto último bajo condiciones naturales y en taludes de baja inclinación, pues es importante mencionar que taludes de gran inclinación y con este tipo de materiales han presentado el desarrollo de PRM tipo caída libre, volcamientos y en casos y condiciones especiales hasta flujos y deslizamientos de bloques de rocas y detritos.

Toda las unidades geológicas en esta zona se encuentran cubiertas por deposito de caída (Ash) posiblemente asociadas a la actividad volcánica de “La taza” (8000 años), volcán monogenético ubicado aproximadamente 4 Km. con rumbo N-O de los taludes en estudio (Fig. 3.2).

Finalmente es importante mencionar que el único PRM de gran magnitud identificado, corresponde al deslizamiento traslacional en rocas y detritos denominado “El Estribo”, que corta a la estructura volcánica “El Estribo” al suroeste de la ciudad de Pátzcuaro, el escarpe de este deslizamiento presenta una dirección

E-O y la dirección principal del deslizamiento fue de S a N, por lo que no afecta al cuerpo de la autopista en ninguna de sus partes.

### **3.2.2.- GEOLOGÍA DE DETALLE.**

Ahora en esta segunda etapa del estudio geológico consiste en un levantamiento geológico local, cuyo objetivo es identificar las principales unidades litológicas que componen a los cuerpos inestables a través de levantamientos de columnas litológicas.

#### ***Geología Local de Detalle de los Taludes del Km. 62+070 al 64+170.***

La geología local de detalle para estos cuerpos de talud, puede ser explicada en base a la columna litológica (Fig. 3), fotografías y planos topográficos del área de estudio. A continuación se describe la columna litológica común para todos los cuerpos inestables comprendidos por los Km. 62+070 al Km. 64+170, pues las unidades son las mismas con pequeñas variaciones en los espesores:

- **Unidad A.-** Compuesta por una arcilla compacta de color beige con espesores mayores a los 3.0 m., constituye la base de todos los taludes de este tramo de la autopista; en estado seco puede observarse en su interior pequeños planos de cortante estriados, que revelan una actividad de deslizamiento en desarrollo pero sin llegar a una deformación tal que se defina una superficie principal de deslizamiento.
- **Unidades B y C.-** La primera compuesta por una arcilla roja con espesor promedio de 3.5 m. y la segunda por una arcilla obscura definida como paleosuelo de hasta 1.0 m. de espesor; las dos unidades son suelos residuales limitados en la parte inferior y superior por escurrimientos de agua; por lo que es lógico esperar, en ambas, elevadas presiones de poro,

comportamientos totalmente plásticos, bajas resistencias al esfuerzo cortante y por lo tanto desarrollo de importantes superficies de deslizamiento que provocan toda la inestabilidad del talud.

Todo este conjunto de unidades integran cuerpos importantes de lateritas que como ya se mencionó anteriormente, se formaron bajo condiciones climáticas totalmente diferentes a las actuales, es decir bajo regímenes de climas tropicales: abundantes precipitaciones y temperaturas elevadas.

- **Unidades D y E.-** En conjunto adquieren un espesor promedio de hasta 2.0 m., y son parte de un gran depósito de caída de cenizas, posiblemente asociadas a las erupciones volcánicas del volcán “La Taza” cuya actividad tuvo efecto hace 8000 años. Actualmente estas cenizas en su mayoría se encuentran intemperizadas a limos y en la parte superior dan origen a los suelos actuales (unidad E). Estas unidades forman en algunos casos verdaderos balcones que colapsan bajo su propio peso al serles removidos las unidades B y C que los sostienen.

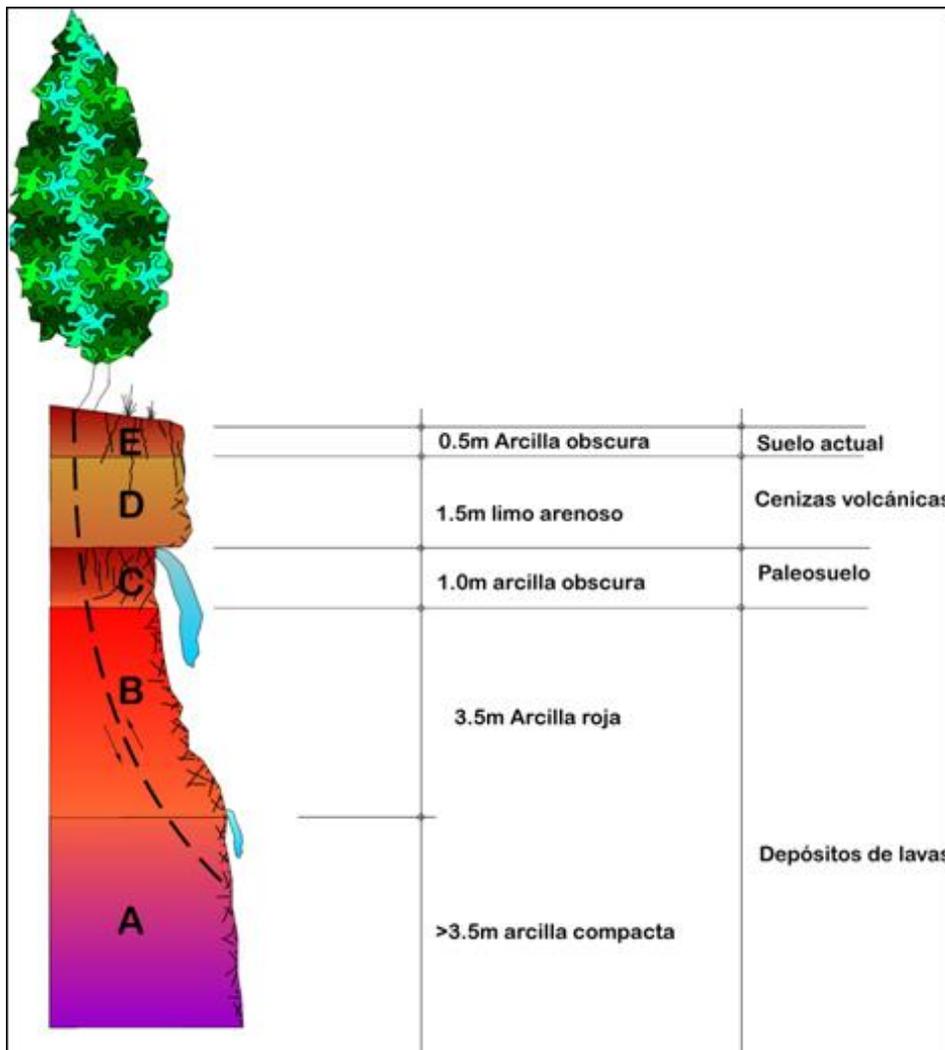


Fig. 3.3.- Columna litológica general de los cuerpos de talud comprendidos en el tramo del Km. 62+070 al Km. 64+170. La variación del espesor para cada una de las unidades es del orden de 0.5 a 1.0 m. Las bases de las unidades B y C presentan escurrimientos de agua que provocan un incremento de presión de poro y un comportamiento totalmente plástico de dichas unidades.

Fuente: Propia

Durante el periodo de lluvias, entre los contactos de las unidades A-B y D-C, se observan importantes escurrimientos de agua cuyo gasto no ha sido determinado, siendo mayor el gasto entre D-C; dichos escurrimientos responden a una heterogeneidad de la conductividad hidráulica en las diferentes unidades litológicas que integran el talud.



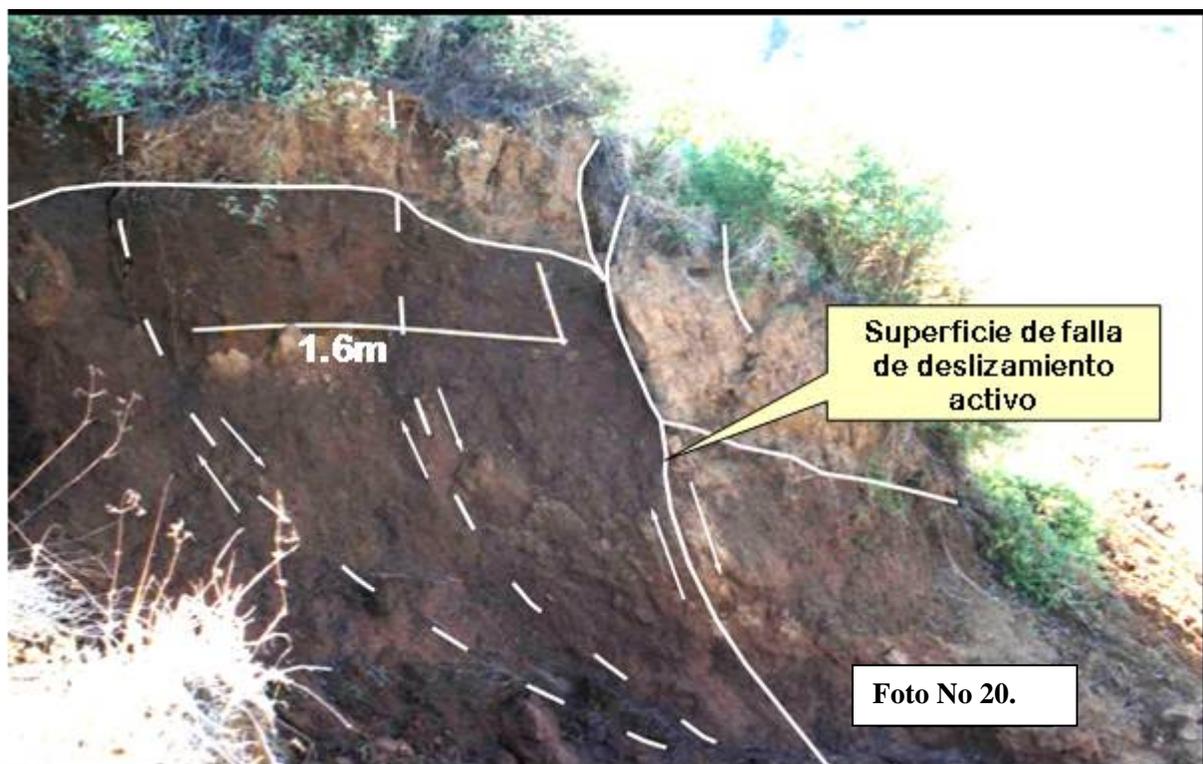
Fuente: Propia

El escurrimiento entre la unidad D-C (Foto. 19), es asociado a un flujo subterráneo local en donde parte del agua depositada por las precipitaciones en superficie, se infiltra a través de las unidades D y E (cenizas-limos y arenas (Fig. 3.3), con mayor facilidad respecto a la unidad C (paleosuelo-arcilla), cuyos valores de permeabilidad obviamente son mayores, provocando que el agua fluya por encima de esta unidad.

Este flujo de agua por su tipo se encuentra más directamente asociado con la densidad y tiempo de las precipitaciones en superficie, de tal manera que a mayor

precipitación y duración del periodo de lluvias mayor gasto y tiempo de flujo se tendrá en el talud, por lo que al finalizar las precipitaciones comienza a reducirse su gasto hasta desaparecer por completo.

El escurrimiento entre las unidades A-B, corresponde a un flujo subterráneo de tipo más cercano al regional que se presenta a una mayor profundidad, con menor gasto y mayor duración que el anterior, responde también a una diferencia de conductividad hidráulica entre la arcilla de mayor compacidad ( unidad A) y la arcilla de la unidad B. La dirección de ambos flujos, para esta zona se presentan de S a N, que corresponde con la misma dirección del drenaje superficial, todo ellos perpendiculares al trazo del eje de la autopista y obviamente al frente de los taludes.



*Foto No 20.- Sección transversal de talud mostrando claramente al menos una superficie de deslizamiento activa, y dos más en la parte izquierda potencialmente activas (Fuente: Propia).*

La inestabilidad en todos los cuerpos de talud, dentro de los Km. 62+070 al Km. 64+170, se inicia con el desarrollo de superficies de debilidad asociadas a

deslizamientos rotacionales en el interior de las unidades C y D principalmente (Foto No 20), y provocadas por los flujos de agua anteriormente descritos (Foto No 19), a medida que el contenido de agua en estos cuerpos deslizados se incrementa, el deslizamiento rotacional se transforma en un flujo de lodo que escurre literalmente sobre la unidad A, depositándose al pie del talud y en algunos casos, dependiendo del volumen desprendido, invadiendo gran parte de la carpeta asfáltica.

El conjunto de todos estos flujos de lodo conforma el proceso de remoción en masa que provoca la inestabilidad de los cuerpos de talud del Km. 62+070 al Km. 64+170, tal como se observa en las Fig. 3.4 y Foto No 21. En la Fig. 3.4 se muestra la distribución y densidad de los flujos de lodo, sobre el relieve representado por las curvas de nivel; los polígonos amarillos representan los escarpes principales formados por el desprendimiento del material mientras que los polígonos rojos representan el cuerpo del flujo de lodo, siendo el color rojo más intenso el frente de avance de dicho flujo. Los niveles donde se localizan todos los escarpes principales del flujo de lodo, definen una región llamada zona de desprendimiento (también zona de tensión) mientras que la zona de depósito se llama zona de acumulo. Nótese en esa misma figura que la zona de desprendimiento afecta los primeros 7.0 m. de profundidad a partir de la superficie que corresponde a las unidades B, C, D, y E, ya descritas anteriormente.

En la Foto No 21 se muestra claramente las características principales de un flujo de lodo, es importante destacar que este tipo de proceso de remoción adquiere una velocidad de movimiento bastante elevada provocada principalmente por el alto contenido de humedad, por lo que el cuerpo del talud queda rápidamente expuesto a la formación de nuevos flujos de lodo.

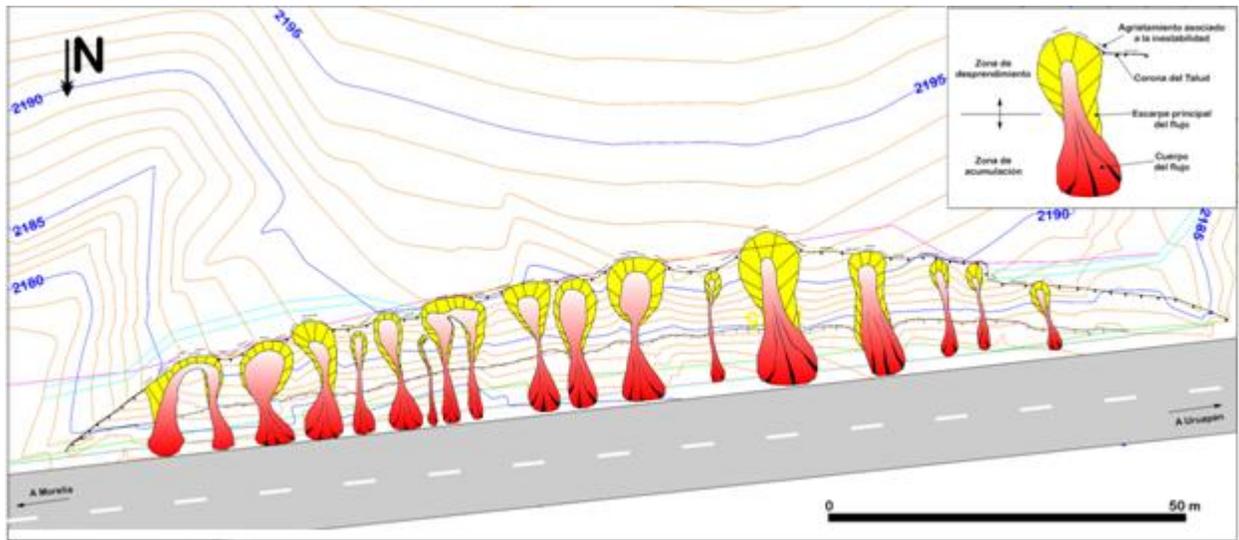


Fig. 3.4.- Tipología de procesos de remoción en masa que provocan la inestabilidad en los cuerpos de talud del Km. 62+070 al Km. 64+170. El proceso inicia a partir de un deslizamiento rotacional provocado por el empuje hidrostático de los flujos de agua, que al incrementar la humedad del cuerpo desprendido provoca una transformación de la tipología a flujo de lodo, que se deposita al pie del talud. Obsérvese en la figura la gran cantidad de flujo de lodo los cuales se encuentran asociados a escurrimientos subterráneos de agua. (Fuente: Propia).

Foto No 21.- Esquema bastante claro de la estructura de un flujo de lodo, actor principal de la inestabilidad de los cuerpos de talud del Km. 62+070 al 64+170.

Fuente: Propia



Foto No 21

Del estudio geológico presentado líneas arriba, se dan las conclusiones y se proponen las siguientes recomendaciones:

### **3.2.3.- CONCLUSIONES.**

1. Los cuerpos inestables del tramo de la autopista en estudio, se localizan dentro de unidades geológicas, depósitos de lavas cuya meteorización ha dado origen a importantes cuerpos de lateritas de más de 6m de espesor, que definen el tipo de inestabilidad en los cuerpos de talud.
2. La inestabilidad que se presenta en los cuerpos de talud es en el ámbito local, es decir, no existen evidencias de procesos de remoción en masa en los cuerpos de las laderas.
3. Los taludes que presentan mayor inestabilidad, para el tramo Km. 62+070 al Km. 64+170, corresponden a los cuerpos localizados al sur del eje de la autopista debido principalmente a la dirección del drenaje (S-N).
4. La inestabilidad de los cuerpos de talud es debida principalmente a:
  - Escurrimientos superficiales y subterráneos con direcciones perpendiculares a los cuerpos de los taludes, que provocan un incremento en la presión de poro y presiones hidrostáticas que en conjunto disminuyen la resistencia al esfuerzo cortante de los materiales y causan coladas de lodo.
  - La existencia de unidades arcillosas de alta plasticidad que provocan una deformación elevada bajo condiciones de saturación.
  - Variación de la conductividad hidráulica en cada una de las unidades litológicas
  - Ausencia de obras civiles de estabilidad.

5. La existencia de una unidad arcillosa (paleosuelo) en contacto con un depósito de limos (ceniza) en la parte superior de los taludes del Km. 62+070 al Km. 64+170 en combinación con una elevada inclinación de la ladera, es el origen del flujo de agua subterráneo local, detonante principal de los flujos o coladas de lodos.
6. Los tipos de Proceso de Remoción en Masa que predominan en los cuerpos de talud son: para el Km. 62+070 al Km.64+170, **DESLIZAMIENTOS ROTACIONALES** que se transforman en **FLUJOS DE LODO**.
7. Los taludes del Km. 62+070 al Km. 64+170 presentan inestabilidad debido principalmente a los flujos de agua y sobre todo a la elevada inclinación de la ladera que con la remoción de los materiales provoca un incremento en la altura del talud.

#### **3.2.4.- RECOMENDACIONES.**

1. Se recomienda tener presente para cualquier tipo de propuesta de estabilidad, la existencia de los flujos de agua que afloran en las caras de los taludes, pues ellos son uno de los principales detonantes de la inestabilidad.
2. Se recomienda evitar la insolación de las caras de los taludes, logrando con ello la preservación de la humedad natural de los materiales arcillosos que conforman el talud, evitando así el proceso de contracción-expansión.
3. El diseño y construcción de obras civiles (muros de contención y/o muros gavión, etc.) que propicien un incremento del momento resistente y una confinación del talud, en combinación con un drenaje adecuado que permita la libre circulación del agua evitando así empujes hidrostáticos.

4. No se recomienda el abatimiento de los taludes desde el pie del talud como método de estabilización, pues ello propiciaría una mayor exposición del material a los efectos de intemperización y erosión principalmente, además de que el impacto ambiental y visual serían mayores.
  
5. Se recomienda la construcción y mantenimiento constante de contracunetas y bordillos, así como la preservación y siembra nueva de cobertura vegetal, pues ella contribuye de manera importante en la estabilidad de los taludes.

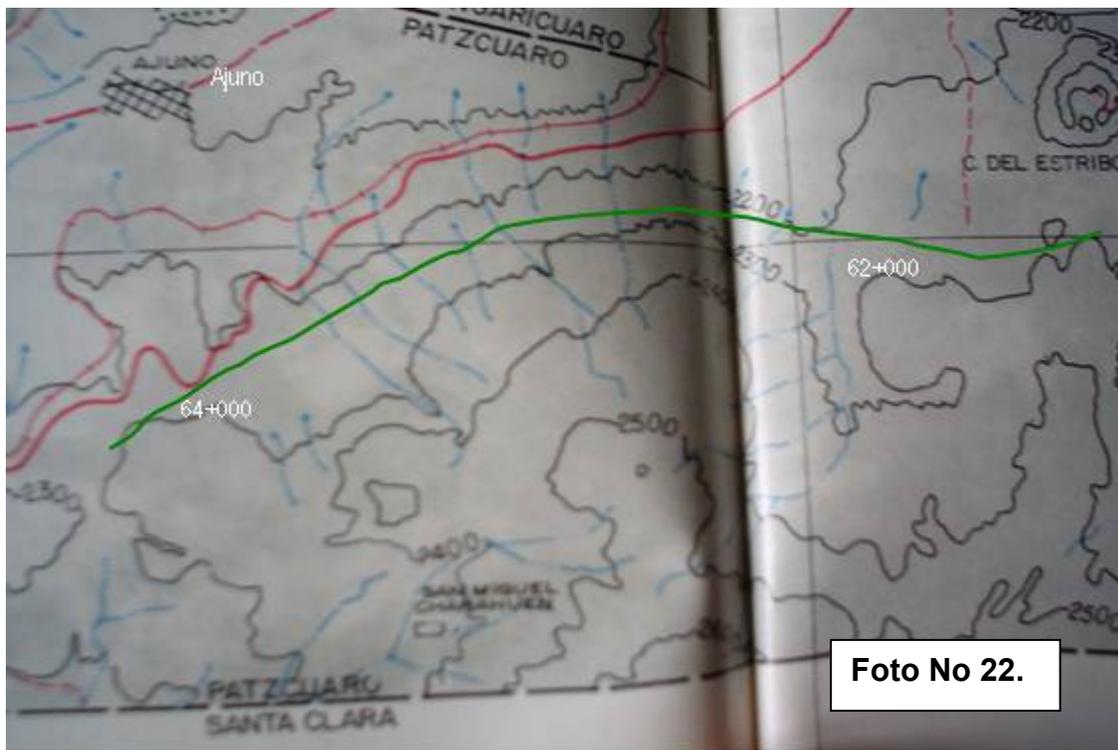
### **3.3.- DRENAJE.**

Para la exposición de esta parte del proyecto, se expondrán las situaciones actuales que se observaron en los taludes durante el recorrido inicial al tramo, motivo de este estudio; analizando después las condiciones de drenaje y subdrenaje de este tramo en particular, con las referencias fotográficas respectivas y los comentarios de la naturaleza de los flujos de agua, la forma en que afecta a la estabilidad y la manera en que se deberán de reducir estos efectos para aumentar la capacidad de resistencia de los suelos que componen los taludes y de sus propiedades físicas así como mecánicas, mejorando en gran manera la estabilidad de cada talud en cuestión.

#### **TRAMO DEL KM. 62+070 AL KM. 64+170 (ZONA ZIRAHUÉN).**

La zona en general se considera como boscosa, con gran cantidad de pinos y vegetación de mediana altura (0.20 a 2.0 m.), obviamente de manera más importante del lado izquierdo según el cadenamiento de la autopista. La zona tiene pendientes topográficas de ligeras a fuertes, orientadas de S a N y son parte de la ladera o pie del cerro conocido como "*Cerro San Miguel*" que son parte de la cuenca hidrológica del lago de Pátzcuaro por lo que es notorio el fuerte flujo de agua a través de este cerro y por consiguiente de los taludes.

En los taludes del lado izquierdo según cadenamiento, se presentan los problemas más severos dada la inclinación del talud y la altura de los mismos así como el flujo de agua que baja por esta zona, del lado derecho del cadenamiento, los taludes son de poca altura y con problemas mínimos de estabilidad, esto ya que el flujo de agua tanto superficial como interno es mucho menor o casi nulo y no provocan tantos problemas de secado – saturación que es lo que rompe la cohesión entre los materiales de la zona en estudio.



*Foto No 22.- Vista de la planta topográfica y de los flujos de lluvia que forman parte de la cuenca del lago de Pátzcuaro, y con color verde se marca la ubicación de este tramo de autopista (Fuente: Propia).*

La zona en cuestión tiene un clima cálido húmedo a lo largo del año, con un porcentaje fuerte de humedad, lluvias casi el 60% del año; lo cual mantiene a los limos de alta compresibilidad que se presentan desde el segundo estrato hasta el pie del talud con una humedad natural alta y permite la no presencia de fracturación dentro del mismo, excepto la zona superficial que es atacada por el calor del Sol, provocando el secado superficial y el rompimiento de la cohesión por las pequeñas grietas de tensión, cuando el calor seca el material de la corona del talud y después penetra el agua dentro de las grietas, comienzan los movimientos o deslizamientos locales provocando las fallas actuales y volviendo inestable gran parte del talud global, en las figuras que más adelante se presentan se observa claramente este proceso.



**Foto No 23.**

*Foto No 23.- Vista panorámica del tramo Km. 62+070 al Km. 64+170 se observa en el lado derecho, bosque y el lado izquierdo poco bosque y de mucho menor altura del talud. Se trazó un esquema del volumen de material que se cortó para incorporar el cuerpo de la autopista. (Fuente: Propia)*

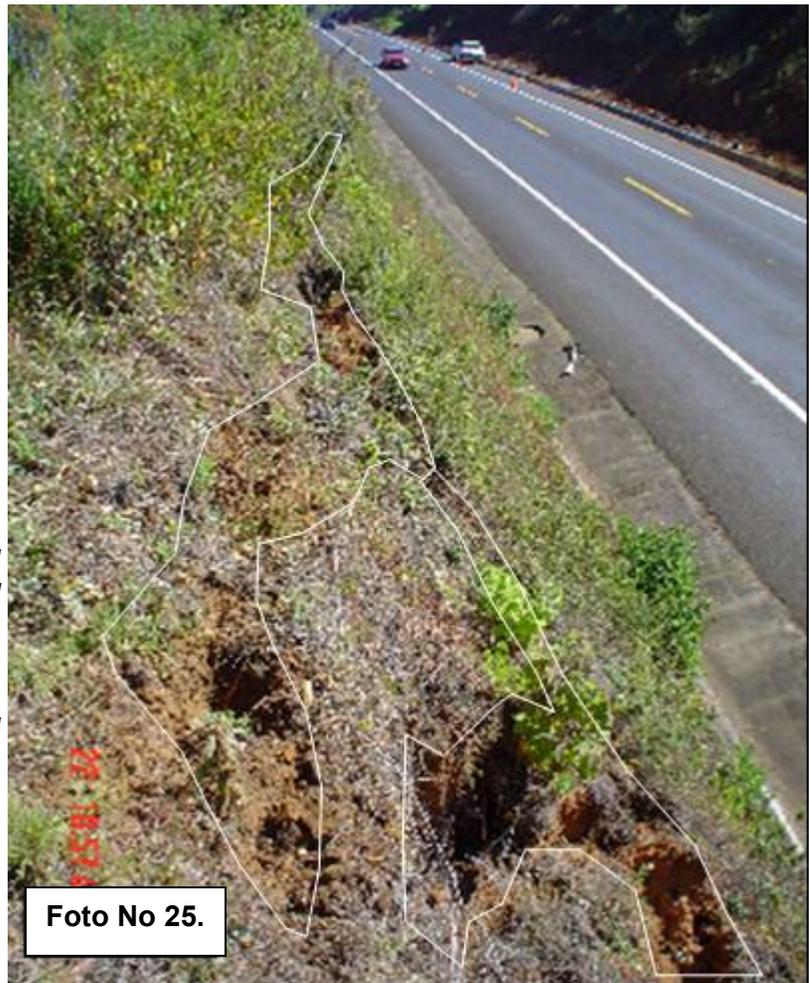


**Foto No 24.**

*Foto No 24.- Vista de uno de los taludes del tramo del Km. 62+000 al Km. 64+000, se observa como el flujo de agua, deforma el talud, y forma líneas de flujos de lodos, deslizando parte del suelo del talud hacia abajo, formando un escalón donde los limos más consolidados no le permiten pasar a través de ellos. (Fuente: Propia)*

Es notorio en algunos de los taludes del lado derecho según el cadenamiento, la aparición de las grietas de tensión que no son más que el efecto de la contracción del suelo por el secado del material de la zona superior, esto es demasiado calor, contrae las partículas del suelo provocando la pérdida de la humedad y la disminución de la cohesión entre las partículas de suelo, haciendo su aparición de las grietas de tensión, que después por la infiltración de agua en exceso provocan la falla local o en algunos casos de pie de talud de todo el cuerpo de suelo que este en el talud.

*Foto No 25.- En esta foto se aprecia el problema que se comenta como la aparición de las grietas de tensión en la parte superior o corona del talud, en este caso son los del lado derecho según el cadenamiento. Esta grieta permite el paso del agua hacia el interior del talud provocando disminución en los esfuerzos y pérdida de cohesión, finalizando con el deslizamiento rotacional de una zona local o del talud completo.*



*Fuente: Propia*

Es importante mencionar que todos los limos y las arcillas están afectadas por el flujo de agua interno que pasa a través de ellas, esto los define como limos o fisuradas; ya que al pasar el agua a través de ellas, y después tener un periodo de secado interno por falta de este flujo de agua, se crea una fisura o grieta dentro del

suelo la cual está marcada por dos zonas lisas con poca cohesión que provocan fallas frágiles en el suelo.



Foto No 26.

Foto No 26.- En esta fotografía se ve claramente una bajada de agua pluvial en forma natural a través del cuerpo de un talud, es fácil observar las oquedades que provoca por los subdrenajes en las zonas aledañas a la bajada natural. Lo mejor de esto es que la zona afectada solo tiene una altura de 2.50 m pero el subdrenaje si afecta a la zona junto a él. (Fuente: Propia).

Foto No 27.- En esta foto, vemos como los flujos de lodo provocados por la saturación del suelo afectan en gran manera al talud, vemos como existen zonas donde la inclinación original del talud todavía se conserva, haciéndonos ver que la ya citada erosión es la principal fuente de inestabilidad de los taludes en cuestión. Se ve como la contracuneta no ha sido la mejor solución al problema, en este caso ha sido destruida en parte pero no tardará en caer el resto de ella. (Fuente: Propia).



Foto No 27.



*Foto No 28.- Otra fuerte razón de los problemas de inestabilidad y erosión que sufren los tramos de la autopista, es que no ha existido un buen y correcto mantenimiento de las contracunetas, ya que como se ve en esta foto, está sucia y además tiene unos topes o represas internas que no permiten que todo el flujo siga la pendiente hasta salir del cuerpo del talud, sino que se estanca y comienza a penetrar por la parte inferior de estas creando inestabilidad y por consiguiente fallas como la de la siguiente foto.*

*Fuente: Propia*

*Foto No 29.- Aquí se muestra el mecanismo de falla de las contracunetas después de que el agua penetra por detrás de ellas. Se presenta una saturación en exceso del desplante de la contracuneta y cuando se llega a la unión de los dos tipos de suelo, los poco consolidados con los consolidados, ocurre el deslizamiento y la falla local por rotación del talud. Vea como la masa de suelo marcada esta a punto de fallar, ahora sí por inestabilidad.*



*Fuente: Propia*

## **CONCLUSIONES.**

1. Los flujos de agua al penetrar en las grietas de tensión provocadas por la contracción y expansión del suelo por el efecto del sol y la lluvia, crean una línea circular de falla por deslizamiento rotacional local entre los dos tipos de suelo de la parte superior del talud, que con la acumulación de agua y el aumento de peso del suelo, falla de forma frágil y causa los depósitos sobre la carpeta que resultan molestos y peligrosos.
2. La mayoría de los flujos de agua o zonas de máxima saturación se encuentran en el pie del talud, desde una altura aproximada de 1.5 a 2.5 m. del nivel de la carpeta asfáltica; con esta medida se dimensionarán las líneas de drenes transversales para reducir la presión hidrostática dentro del cuerpo del talud a la hora de colocar los muros de refuerzo para ayudar a la estabilidad del suelo que forma el talud.
3. Como obras complementarias de drenaje para disipar los problemas ya platicados con anterioridad se proponen los siguientes:
  - a. **Los Bordillos.** Son estructuras que se colocan en el lado exterior del acotamiento en las secciones en tangente, en el borde opuesto al corte en las secciones de balcón o en las partes interiores de las secciones del terraplén en curva. Son pequeños bordos que forman una barrera para conducir el agua hacia los lavaderos y las bajadas, evitando erosiones en los taludes y saturación de estos por el agua que cae sobre la corona del camino. La práctica mexicana utiliza generalmente bordillo de sección trapecial, de concreto asfáltico o hidráulico, de tener una altura suficiente para que el agua no lo rebase, por lo general de 12 ó 15 cm.

- b. **Los Lavaderos.** Son canales que se conectan con los bordillos y bajan transversalmente por los taludes, con la misión de conducir el agua de lluvia que escurre por acotamientos hasta lugares alejados de los terraplenes, en donde ya sea inofensiva. En general son estructuras de muy fuerte pendiente y en esta circunstancia radica la mayoría de los peligros que los aquejan. En tramos tangentes suelen disponerse cada 50 ó 100 m, pero esta separación puede ser variable, dependiendo de la pendiente longitudinal de la vía terrestre y del régimen de precipitación pluvial de la zona.
- c. **La Vegetación.** Es una de las más efectivas protecciones de los taludes de un corte o un terraplén o del terreno natural contra la acción erosiva del agua superficial; la plantación de especies vegetales retardan el escurrimiento, disminuyendo mucho la energía del agua y contribuyendo a fomentar el equilibrio en los suelos en cuanto al contenido de agua. En los taludes son especialmente útiles especies trepadoras o pastos tupidos, todos relacionados con la vegetación de la región para que puedan desarrollarse con el mínimo de atención y de cuidados.
- d. **Las Cunetas.** Son canales que se adosan a los lados de la corona de la vía terrestre, en el lado del corte en secciones de tal naturaleza; permite recibir los escurrimientos de origen pluvial propios del talud y los del área comprendida entre el coronamiento del corte y la contracuneta. Esta deberá de diseñarse para poder tener pendiente longitudinal mínima, velocidad del flujo y el valor del gasto que podrá circular por ella, podrán ser revestidas de concreto hidráulico o mampostería.

- e. **Las Contracunetas.** Son los canales, excavados en el terreno natural, que se localizan aguas arriba de los taludes de los cortes, cerca de éstos, con la finalidad de interceptar el agua superficial que escurre ladera abajo desde mayores alturas, para evitar la erosión del talud y el congestionamiento de las cunetas y la corona de la vía terrestre por el agua y su material de arrastre; se construye a una distancia variable del coronamiento del corte y que depende de la altura de éste, se trata de que entre la contracuneta y el propio corte no quede un área susceptible de generar escurrimientos no controlados de importancia, generalmente la distancia es de la mitad de la altura del talud a la altura del mismo, en sentido horizontal.

### **3.4.- MECÁNICA DE SUELOS.**

#### **3.4.1.- TRAMO DEL KM. 62+070 AL KM. 64+170 (ZONA ZIRAHUÉN).**

Con respecto a lo marcado en las especificaciones de proyecto se realiza el informe siguiente, constando de dos partes principales; la primera que es un informe general de la situación actual de los taludes, de los factores que provocan la inestabilidad del suelo y de la situación geológica y geotécnica; la segunda parte es un informe que describe la cantidad y tipos de muestreo que se realizaron para este proyecto además de un informe fotográfico acerca del muestreo de los taludes.

##### ***3.4.1.1.- Reconocimiento Geotécnico del Sitio para Ubicación de Muestras.***

Después de realizar un recorrido preliminar en todos los lugares donde los taludes presentan problemas por inestabilidad de suelo, se describen las observaciones principales del tramo señalado en el proyecto, el cual está comprendido entre los Km. 62+070 al Km. 64+170.

- La capa vegetal es delgada del orden de los 0.10 m., la mayoría de la vegetación tiene raíces profundas, existe poco pasto, y a pocos metros del cero actual del talud hay pinos de dimensiones considerables en cuanto a grosor y tamaño de las raíces que podrán provocar inestabilidad en el material de la corona del talud.
- Se observa debajo de la capa vegetal, dos tipos de suelo dentro de la estratigrafía general del tramo en cuestión, primero uno de color café claro anaranjado, de consistencia suave, denominado limo inorgánico de baja plasticidad, los espesores varían desde los 0.20 m. hasta los 1.40 m. y el segundo suelo es posiblemente un limo o arcilla de alta plasticidad de

consistencia media a semidura, separada en dos o tres estratos según sea la profundidad, coloración y composición del mismo. Se observa un estrato de color guinda con partículas negras de consistencia semidura, después otro estrato de color café rojizo con algunas zonas de vetas duras y en algunas zonas del pie del talud existen arcillas policromáticas (*varios colores*) entre ellos naranja, rojo, amarillo, gris, negro y blanco, que son producto de la desintegración de la roca madre o matriz.

- Otro punto importante es que la zona en estudio, además de presentar espesores grandes de suelo fino, también en la zona inferior puede haber suelo de tipo duro o semirocoso, ya que se puede observar en algunos sitios descomposición metamórfica por la intemperización de algunas rocas que con el paso del tiempo se convierten en zonas semiblandas y posteriormente se desarrollan los suelos finos limosos o arcillosos según sea el caso.
- De forma geológica sabemos que este tramo está sobre un depósito de lavas que forman una estructura volcánica tipo escudo, toda esta zona está sufriendo un intemperismo acelerado dando origen a cuerpos de lateritas que se forman en climas húmedos dando origen a los suelos que tenemos en la parte superior de los taludes. No se observan plegamientos o discontinuidades fuertes de tipo geológico que puedan marcar una fuerte inestabilidad de esta zona, sólo se observan algunas pequeñas grietas en la parte superior de los taludes que sabemos son provocadas por la inestabilidad del suelo de la parte superior del talud, la inclinación actual y el alto contenido de humedad en la capa vegetal del suelo, estas grietas son denominadas de tensión pero en términos geotécnicos y no geológicos.



*Foto No 30.- Vista frontal de uno de los taludes del tramo Km. 63+160 al Km. 63+360 del lado izquierdo, se aprecian los diferentes estratos del talud así como la vegetación en la parte superior del talud, se observa el ataque de la erosión principalmente y después de la inestabilidad de las zonas del talud, así como los excesos de la humedad, zonas brillosas. Las líneas en blanco marcan las separaciones de los estratos (Fuente: Propia).*



*Foto No.31.- Vista superior desde la corona de un talud del tramo Km. 63+160 al Km. 63+360 para ver los problemas del talud derecho, que es principalmente las ya denominadas grietas de tensión en la corona del talud, observe la línea marcada en la foto que delimita los cuerpos que próximamente tendrán deslizamiento o falla rotacional (Fuente: Propia).*

*Foto No 32.- Vista frontal de otro talud del tramo Km. 62+280 al Km. 62+370 se observan las zonas por donde debido a la alta erosión se tienen fallas locales del talud y a su vez flujos de lodo en varias direcciones. Las líneas blancas marcan las zonas de esos flujos, además se marcan los 3 diferentes estratos.*



*Fuente: Propia*

Es importante mencionar que todos los limos y las arcillas están afectadas por el flujo de agua interno que pasa a través de ellas, esto los define como limos o fisuradas; ya que al pasar el agua a través de ellas, y después tener un periodo de secado interno por falta de este flujo de agua, se crea una fisura o grieta dentro del suelo la cual está marcada por dos zonas lisas con poca cohesión que provocan fallas frágiles en el suelo.

Este fue uno de los problemas principales a la hora de realizar la obtención de las muestras inalteradas y de las perforaciones direccionales, ya que fallaban con lujo de dirección y en muchas piezas, como se muestra en las siguientes fotos.



*Foto No 33 y34.- Muestras inalteradas que fallaron en el momentote extraerlas. (Fuente: Propia).*

### **3.4.1.2.- Selección de la Zona de Muestreo y Trabajos de Exploración.**

Después de haber hecho el recorrido sobre los taludes que enmarcan el presente proyecto, se tomaron las decisiones de las zonas donde se realizarán los muestreos tanto alterados como inalterados, la decisión fué de muestrear un talud para obtener muestras alteradas y otro para inalteradas; siendo así estudiados en su totalidad los taludes.

En las páginas siguientes presentamos fotografías y datos de las zonas que se muestrearon para obtener las propiedades físicas y mecánicas de los tipos de suelos encontrados, realizando todas las pruebas de laboratorio necesarias para posteriormente utilizarlas en los cálculos de la estabilidad de los taludes y en los cálculos de las soluciones de los sistemas de contención; y de esta manera llegar a las conclusiones finales del presente trabajo.

En el siguiente listado, se informa de una manera sencilla, los taludes que fueron muestreados además del tipo de muestreo obtenido, con sus características específicas.

- a) Km. 62+070 al Km. 62+210.- Se obtuvieron 3 muestras inalteradas por medio de perforaciones direccionales, para pruebas índices y mecánicas.
- b) Km. 62+280 al Km. 62+370.- Se obtuvieron 6 muestras para clasificaciones, propiedades índices y cambios de humedad y pruebas expansivas y de difracción de rayos "x".
- c) Km. 62+530 al Km. 62+640.- Se obtuvieron 3 muestras inalteradas por medio de perforaciones direccionales para pruebas índices y mecánicas.

- d) Km. 62+670 al Km. 63+000.- Se obtuvieron 6 muestras para clasificaciones, propiedades índices y cambios de humedad y pruebas expansivas.
- e) Km. 63+160 al Km. 63+360.- Se obtuvieron 3 muestras inalteradas por medio de perforaciones direccionales para pruebas índices y mecánicas.
- f) Km. 63+460 al Km. 63+590.- Se obtuvieron 3 muestras para clasificaciones, propiedades índices y cambios de humedad y pruebas expansivas.
- g) Km. 63+720 al Km. 63+890.- En este talud aunque es pequeño, no se realizaron perforaciones ni obtención de muestras ya que está en una curva con característica peligrosa para los trabajos con la maquinaria y el personal, pero es suficiente con las pruebas de los taludes adjuntos a éste.
- h) Km. 63+930 al Km. 64+170.- Se obtuvieron 2 muestras inalteradas por medio de perforaciones direccionales para pruebas índices y mecánicas. ya que el talud es de poca altura y solo dos estratos de suelo.

Ahora mencionaremos las pruebas que se les realizarán a las muestras alteradas e inalteradas obtenidas en la exploración de los taludes, informando que los resultados de las mismas se presentarán en la forma de un concentrado de resultados acompañados de las gráficas principales de estas pruebas.

#### **3.4.1.3.- Pruebas Realizadas en Muestras Alteradas.**

- ⊕ Identificación de Campo de Suelos Finos, permite conocer a priori y en base a pruebas rápidas, con que tipo de suelo se estará trabajando y cuál es su comportamiento.

- ⊕ Clasificación Granulométrica, permite conocer las cantidades y distribución de los diferentes tamaños de las partículas que incorporan el suelo.
- ⊕ Límites de Consistencia o de Atterberg, permite clasificar el suelo respecto a la plasticidad o los estados de consistencia que presente, pudiendo así clasificar exactamente con que tipo de suelo estamos trabajando, así como los contenidos de humedad del mismo
- ⊕ Clasificación S.U.C.S. Define exactamente el tipo de suelo que tenemos en el lugar y por cada estrato por medio de la carta de plasticidad y se conocen más características del suelo y se puede pronosticar su comportamiento futuro.

#### **3.4.1.4.- Pruebas Realizadas en Muestras Inalteradas.**

Además de las cuatro mencionadas anteriormente, se realizarán las siguientes pruebas en las muestras inalteradas que nos arrojan las propiedades mecánicas de los suelos en cuestión.

- ⊕ Compresión Simple, permiten conocer las características de resistencia, cohesión y esfuerzos que se presentan en el suelo al aplicar carga axial sin confinamiento lateral en la muestra.
- ⊕ Compresión Triaxial, permiten conocer las características de resistencia, cohesión, ángulo de fricción interna y esfuerzos tangenciales que se presentan en el suelo al aplicar carga axial acompañada de aumentos en los confinamientos laterales, sin aplicar drenaje interno de la muestra de suelo.

- ⊕ Consolidación Unidimensional, permite conocer el nivel de asentamiento, consolidación o reducción de la relación de vacíos al momento de cargar el suelo con carga axial y dejarla trabajando conforme la variable del tiempo, arrojando valores como porcentaje de consolidación primaria y secundaria, carga de preconsolidación y referirnos si el suelo tiene características de consolidado, poco consolidado o sobreconsolidado.
  
- ⊕ Permeabilidad Hidráulica, prueba obtenida por medio de la consolidación unidimensional y que tiene referencia de la permeabilidad por cada carga que se le aplique al suelo, es una medida indirecta pero suficiente para preveer problemas futuros por el flujo de agua interno.
  
- ⊕ Peso Volumétrico Seco Suelto, permite conocer el peso por cada  $m^3$  de suelo en estado seco para su posterior consideración dentro de los movimientos de tierra, compactación y volumetría final.
  
- ⊕ Peso Volumétrico Natural, permite conocer el peso por cada  $m^3$  de suelo en estado natural incluyendo su humedad y condición natural, para poder evaluar los empujes que ejerzan sobre las estructuras de retención.
  
- ⊕ Peso Volumétrico Seco Máximo. Prueba Proctor Estándar, permite conocer el máximo peso por cada  $m^3$  de suelo con una humedad óptima donde la relación de vacíos sea mínima y lograr una compactación óptima que minimice las deformaciones posteriores del suelo, provocando daños a las estructuras, o filtraciones de agua hacia el subsuelo.
  
- ⊕ Humedad Óptima de Compactación, permite conocer la cantidad de agua en porcentaje que se le deberá de agregar a un  $m^3$  de suelo para alcanzar su máximo peso volumétrico después de ser compactado.

- ⊕ Valor relativo de soporte (V.R.S), permite conocer la calidad que tenga el suelo en cuestión para su uso como material de rellenos, terracerías o capas de la estructura de un pavimento; dejando la opción a modificaciones, estabilizaciones o sustituciones del mismo.
- ⊕ Porcentaje de Expansión, permite conocer la cantidad en volúmen de la expansión posible del suelo al estar en saturación y con las condiciones del sitio respecto a la presión sobre él.
- ⊕ Difracción de rayos "x" (identificación de minerales expansivos), permite conocer la clase y cantidad de los compuestos minerales, de las partículas de suelo y así poder saber si existen minerales de tipo expansivo que nos pueden provocar problemas fuertes al contacto con la humedad natural o al estar totalmente saturados.
- ⊕ Pruebas de Estabilización de Suelo, después de evaluar todas las pruebas anteriores y principalmente los límites de consistencia así como la difracción de rayos "x", se decidirá si para efectuar algunos de los rellenos en los taludes se necesite estabilizarlos con algún material externo como cal, cemento, asfalto, etc; provocando cambios en la consistencia del suelo y de su estructura interior, mejorando así la estabilidad de los mismos para tener un mejor comportamiento del suelo hacia las sollicitaciones de carga a las que este trabajando.

Después de haber realizado todas los trabajos de campo y de laboratorio, se procederá a los trabajos de gabinete para calcular todos los resultados necesarios y así poder calcular las soluciones apropiadas al problema de la estabilidad de dichos taludes así como de los muros de contención en casos especiales, drenes y colectores, vegetación, etc. y otras posibles soluciones sin alterar la visión del conductor, ni dañar el medio ambiente que rodea a esta autopista.

A continuación se muestran algunas fotografías sobre los muestreos:

Muestreo de los taludes del tramo Km. 62+070 al Km. 64+170, se trabajaron de 3 a 4 muestras inalteradas por columna de talud, es decir, una por cada estrato diferente de suelo.

*Foto No 35.- Se obtuvieron también muestreos alterados para conocer los cambios tanto del tipo de suelo como de la humedad en ellos.*



**Foto No 35.**

*Fuente: Propia*



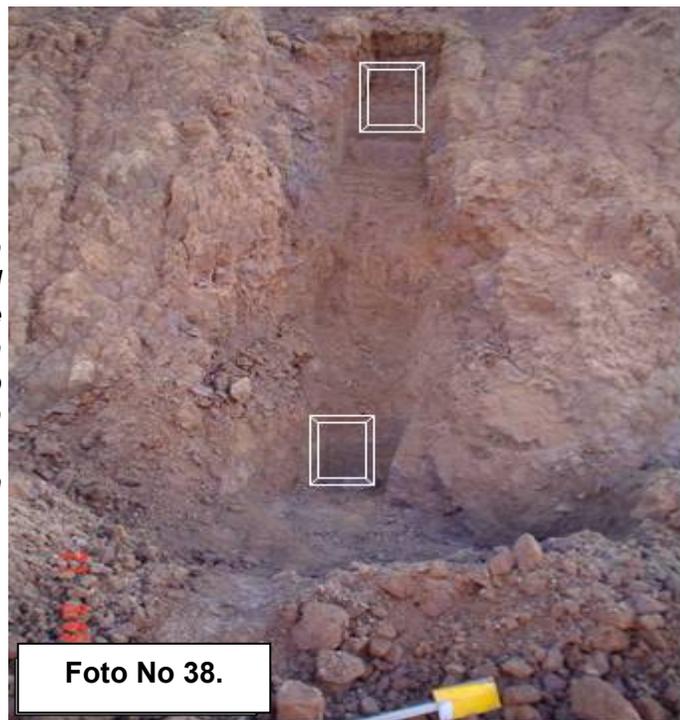
**Foto No 36.**

*Foto No 36.- Esta foto es una clara muestra de la intemperización de las lavas o roca matriz o madre, origen de los suelos de esta zona, observe el centro sólido de color naranja, así como la zona de la periferia. Estas fueron llamadas como arcillas poli cromáticas y son de valores altos de cohesión y esfuerzo, pero presentan como ya se comentó fisuración interna, provocada por los flujos de agua (Fuente: Propia).*



*Foto No 37.- Muestreo de los taludes del tramo Km. 62+530 al Km. 62+640, se trabajaron de 3 a 4 muestras inalteradas por columna de talud, es decir, una por cada estrato diferente de suelo. Observe las zonas donde por el exceso de humedad se provoca una falla local en el talud, en este caso en la parte superior ha fallado por rotación y se ha llevado consigo la contracuneta de concreto (Fuente: Propia).*

*Foto No 38.- Aquí se muestra la columna de exploración de un talud del tramo Km. 62+670 al Km. 63+000 se presentaron suelos con mucha fisuración interna en el pie del talud lo cual provocó problemas para la extracción de las muestras inalteradas. Los cuadros en blanco marcan la posición de las muestras inalteradas.*



Fuente: Propia

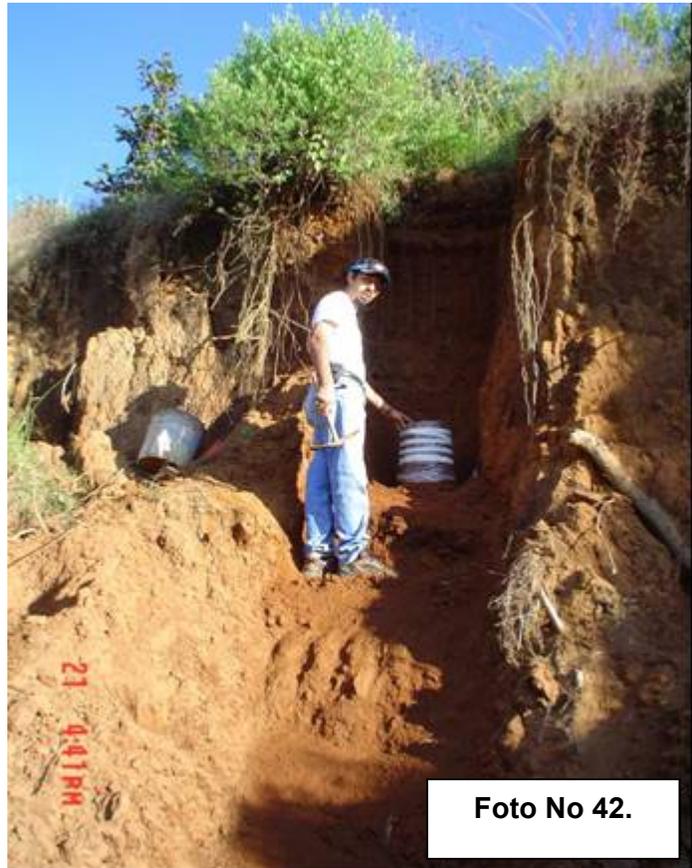
Foto No 39.- Aquí se ve la forma de realizar la exploración de un talud del tramo Km. 62+070 al Km. 62+210 aquí se muestrea el estrato superior uno que es un limo inorgánico, como está en un estado seco y suelto es difícil su extracción así como la manera de trasladar las muestras hasta el vehículo para su traslado al laboratorio. Los cuadros en blanco marcan la posición de las muestras inalteradas y las líneas la división de la estratigrafía del suelo (Fuente: Propia).



Foto No 40 y 41.- Fotografías de las muestras inalteradas que se extrajeron de los taludes del tramo Km. 62+070 al Km. 62+210, difícil labrado por la fisuración interna del suelo y las zonas de flujo de agua. Ambas son de los suelos del pie del talud. Se marcan algunas fisuras visibles en esta foto (Fuente: Propia).



*Foto No 42.- Extracción de muestra inalterada del último talud del tramo Km. 63+930 al Km. 64+170, saliendo la curva, en esta parte la mayoría del talud es de limo inorgánico y se presenta en estado semisuelto, por eso la protección especial que se ve en la foto para impedir la falla incipiente de la muestra. También se puede ver la influencia que tiene la vegetación y el agua superficial que penetra a través de ellas, sobre la estabilidad de los taludes ya que provocan líneas de flujo y agrietamientos internos que provocan fallas locales o deslizamientos como el lugar donde se extrajo esta muestra.*



Fuente: Propia



*Foto No 43.- Muestra la intensa fisuración que es provocada por los drásticos cambios de temperatura dados por el intenso calor y la saturación del suelo en temporada de lluvias o cuando la zona se ve cubierta por un largo tiempo de una fuerte neblina y fuerte humedad. Se observa que después de una cierta profundidad ya no se presenta la fisuración pero si las líneas de falla que son producto del flujo de agua interno.*

Fuente: Propia



*Foto No 44.- Vista pozo a cielo abierto realizado en la parte superior de la corona del talud, se notan las raíces en la parte superior y algunas a cierta profundidad, la muestra se tomó de la parte más profunda del estrato no. 1. El p.c.a. tiene una profundidad de 2.50 mts. (Fuente: Propia).*

En seguida se presentan algunas fotografías de los ensayos realizados.

*Foto No 45.- Aquí se muestra el patio de secado de las muestras para realizar las pruebas índices y de clasificación del suelo. Al fondo se ven los equipos de compresión Triaxial y para llevar acabo la prueba de consolidación unidimensional.*



**Foto No 45.**

*Fuente: Propia*

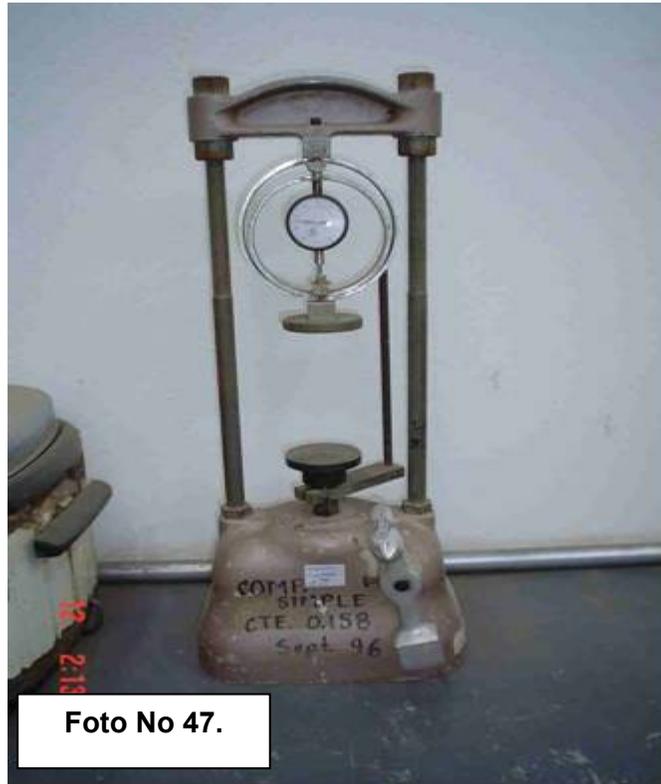


**Foto No 46.**

*Foto No 46.- Se muestra la forma de proteger las muestras inalteradas y su proceso de labrado para la obtención de los especímenes que serán sometidos a las pruebas mecánicas.*

*Fuente: Propia*

*Foto No 47.- La fotografía muestra la máquina de ensayos de compresión simple sin confinamiento, de donde se obtienen parámetros de resistencia como esfuerzo máximo y cohesión del suelo.*



**Foto No 47.**

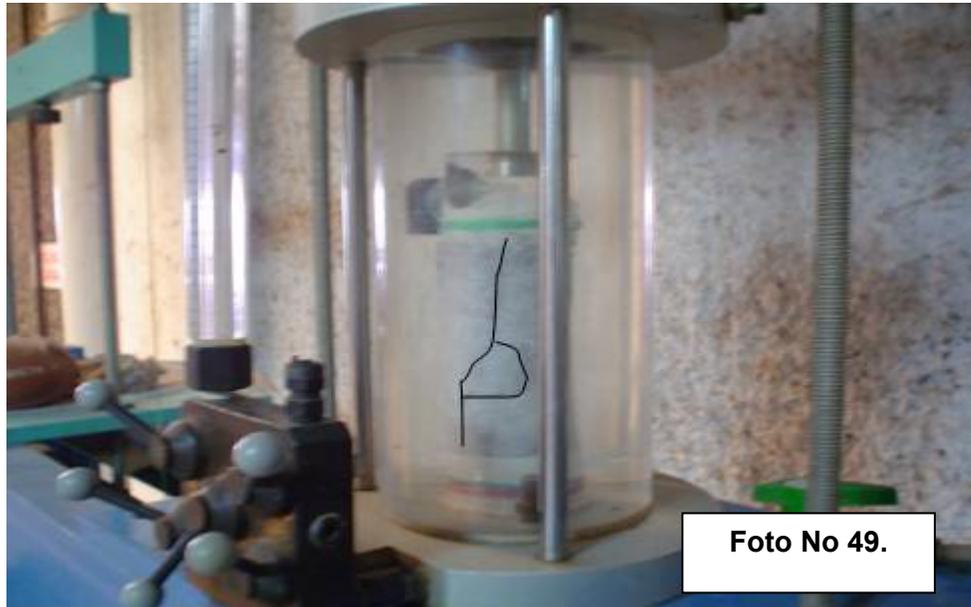
*Fuente: Propia*



**Foto No 48.**

*Foto No 48.- Marco de carga para realizar las pruebas de compresión Triaxial con confinamiento lateral, de donde se obtienen los parámetros de resistencia como esfuerzo máximo, cohesión y el ángulo de fricción interna del suelo.*

*Fuente: Propia*



*Foto No 49.- Acercamiento de la cámara triaxial con una probeta de suelo después de haber fallado, los especímenes se cubre con una membrana plástica para que el agua que produce los confinamientos laterales no penetre en el espécimen de suelo; se marca la falla con línea negra para su apreciación (Fuente: Propia).*



*Foto No 50.- Fotografía que muestra los equipos para los ensayos de pruebas a terracerías, como son de izquierda a derecha, extractor de muestras con manómetro de presión, prensa Porter y prensa V.R.S. estándar o penetración. Así como todos los aditamentos como son pesas, manómetros, medidores de deformación, micrómetros, etc. (Fuente: Propia).*

*Foto No 51.- Proceso de prueba para obtener el valor relativo de soporte V.R.S. dónde se puede obtener el valor o el grado de calidad de un suelo para poder usarlo como material de construcción.*



*Fuente: Propia*



*Foto No 52.- Los consolidómetros Bishop son los más recomendados para las pruebas de consolidación unidimensional de suelos, de donde se obtienen gran cantidad de resultados entre ellos: Carga de Preconsolidación, coeficientes de compresibilidad, permeabilidad, relación de vacíos, coeficiente de consolidación, etc. en este caso se ven tres probetas montadas y en proceso.*

*Fuente: Propia*

A continuación se presenta el reporte del análisis mineralógico de rocas intemperizadas (Difracción de Rayos "x") con sus respectivas gráficas, así como algunas de las pruebas realizadas que son más representativas y el concentrado de todos los resultados

obtenidos tanto de muestras alteradas como inalteradas. Todas las pruebas e informes que se presentan a continuación fueron realizadas en el laboratorio de Mecánica de Suelos de la empresa ISDECON.

### **INFORME SOBRE LOS RESULTADOS DEL ANALISIS MINERALOGICO DE LAS ROCAS INTEMPERIZADAS (ESTADO DE MICHOACAN, MEXICO).**

Las muestras de suelos residuales analizadas fueron colectadas en dos cortes de cuerpos lateríticos que se observan en cuerpo de talud de la autopista de cuota Patzcuaro-Uruapan (Estado de Michoacán). Estas muestras fueron sometidas a un análisis por difracción de rayos X (determinación de fases minerales).

El análisis de materiales naturales por difracción de rayos X se utiliza ampliamente en diferentes campos de la ciencia y la técnica moderna. Las posibilidades de estudio de la constitución estructural, de composición elemental y de fase de las sustancias naturales permiten que los análisis por difracción de rayos X constituya uno de los métodos de investigación más importantes en las Ciencias fundamentales y aplicadas de la tierra: Cristalografía, Mineralogía, Petrología. El análisis se basa en las propiedades de los rayos X de penetrar en el interior de la sustancia y refractarse con determinada ley Wulff-Bragg desde los planos atómicos de la red cristalina. La ecuación de Wulff-Bragg tiene la siguiente forma:

$$2d \sin \theta = n\lambda$$

Donde  $\theta$  es el ángulo de reflexión de los rayos X del sistema determinado de los planos atómicos (hkl),  $d$  es la distancia entre los planos atómicos donde ocurre la reflexión,  $n$  es un número entero (orden de reflexión),  $\lambda$  es la longitud de onda de la radiación. Esta ecuación permite por el valor  $\lambda$  y los ángulos  $\theta$  medidos experimentalmente determinar las fases cristalinas por sus distancias interplanares características.

Con la ayuda de la difracción de los rayos X en la mineralogía aplicada, ante todo, se realiza la determinación exacta de las sustancias minerales (especies, variedades, fases dispersas y criptocristalinas, etc.) que se encuentran en los agregados minerales, rocas, menas y productos tecnológicos.

Según los resultados de la difracción de rayos X de las muestras analizadas se han obtenido los resultados siguientes. En primer lugar, en una serie de las muestras (VM-P11, VM-P9 y VM-P6) -que corresponden a los materiales de talud del km 62+000 al 64+000- se ha establecido la presencia de tres fases principales que pertenecen a los minerales arcillosos del grupo de caolinita (tipo estructural 1:1): la Haloisita  $\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$ , la Nacrita con la misma fórmula cristaloquímica y la Hidrohalloisita  $\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$  que se caracterizan por los picos característicos alrededor de 7 y 10 Å en los difractogramas correspondientes (Figuras 3.5 a 3.7; Tabla 3.1). El contenido promedio de estas fases en las muestras estudiadas es alrededor de 90-95%. De acuerdo con los resultados obtenidos, existe la siguiente evolución en la composición mineralógica en este corte: en la zona más profunda se determinó la asociación de la Hidrohalloisita 10 Å y la Nacrita (VM-P11), la cual en la zona intermedia se cambia por la paragénesis de dos modificaciones de la Haloisita (VM-P9). Esta misma asociación es característica también en la zona cercana a la superficie del corte estudiado (VM-P6). Además de las principales fases minerales, se determinó también en todas las muestras la presencia de varios minerales accesorios, tales como cuarzo (3.33 Å), micas (3.5 Å), cristobalita (4.03 Å) y los índices difractométricos de la presencia de algunas fases estructuralmente desordenadas (vidrio volcánico y alófano), que son encontradas en estos niveles por contaminación de los minerales que constituyen el estrato superior que corresponde a un depósito piroclástico (cenizas volcánicas).

Tomando en cuenta la composición mineralógica establecida, se puede decir que estas asociaciones minerales pueden formarse desde rocas efusivas primarias de diferente composición por un intenso proceso de interperismo. La gran proporción de vidrio volcánico en las rocas primarias favorece la formación de minerales con el orden de rango corto los cuales son de fase metaestable y son característicos de suelos recientes. En particular, la alta actividad de los vidrios volcánicos de todas las variedades de cenizas (basálticas, andesíticas, o rió líticas), produce alófono como producto de alteración. Con el tiempo el alófono se transforma en haloisita dependiendo si el medio ambiente favorece la desilicización o no. Sin embargo, el alófono puede persistir en los suelos por largos periodos de tiempo si las condiciones son favorables. Esta gran estabilidad ocurre bajo un clima constantemente húmedo, en temporadas secas se induce la desecación del suelo e incrementa la solución del sílice en la solución del suelo que resulta en la formación de haloisita, hidrohaloisita y cristobalita.

En la tabla 3.1 se indican las características mineralógicas de los suelos en estudio, así como sus respectivas graficas para cada muestra.

<b>Difractograma y muestra</b>	<b>Fases principales con los picos característicos (en Å)</b>	<b>Fases Accesorias</b>
1. VM-P11	Hidrohaloisita (10.0 Å) Nacrita (7 Å)	Cuarzo (3.33 Å)
2, VM-P9	Hidrohaloisita (10.0 Å) Haloisita (7 Å)	Cuarzo Alófono
3,- VM-P6	Hidrohaloisita (10.0 Å) Haloisita (7 Å)	Cuarzo, Cristobalita, Mica Alófono

Tabla 3.1.- Fuente: Laboratorio ISDECON

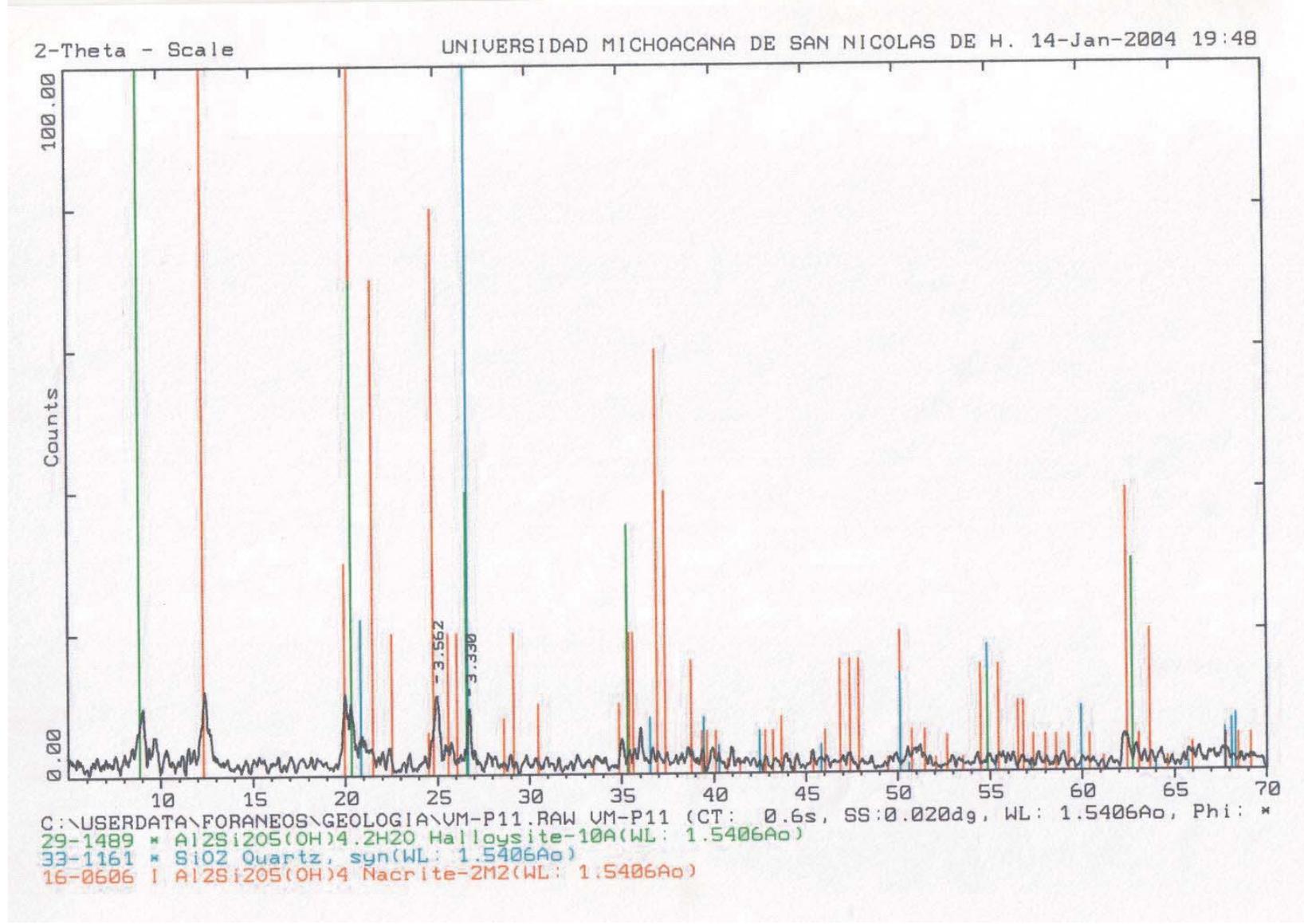


Fig. 3.5 Gráfica VM-P11 (Fuente: Laboratorio ISDECON).

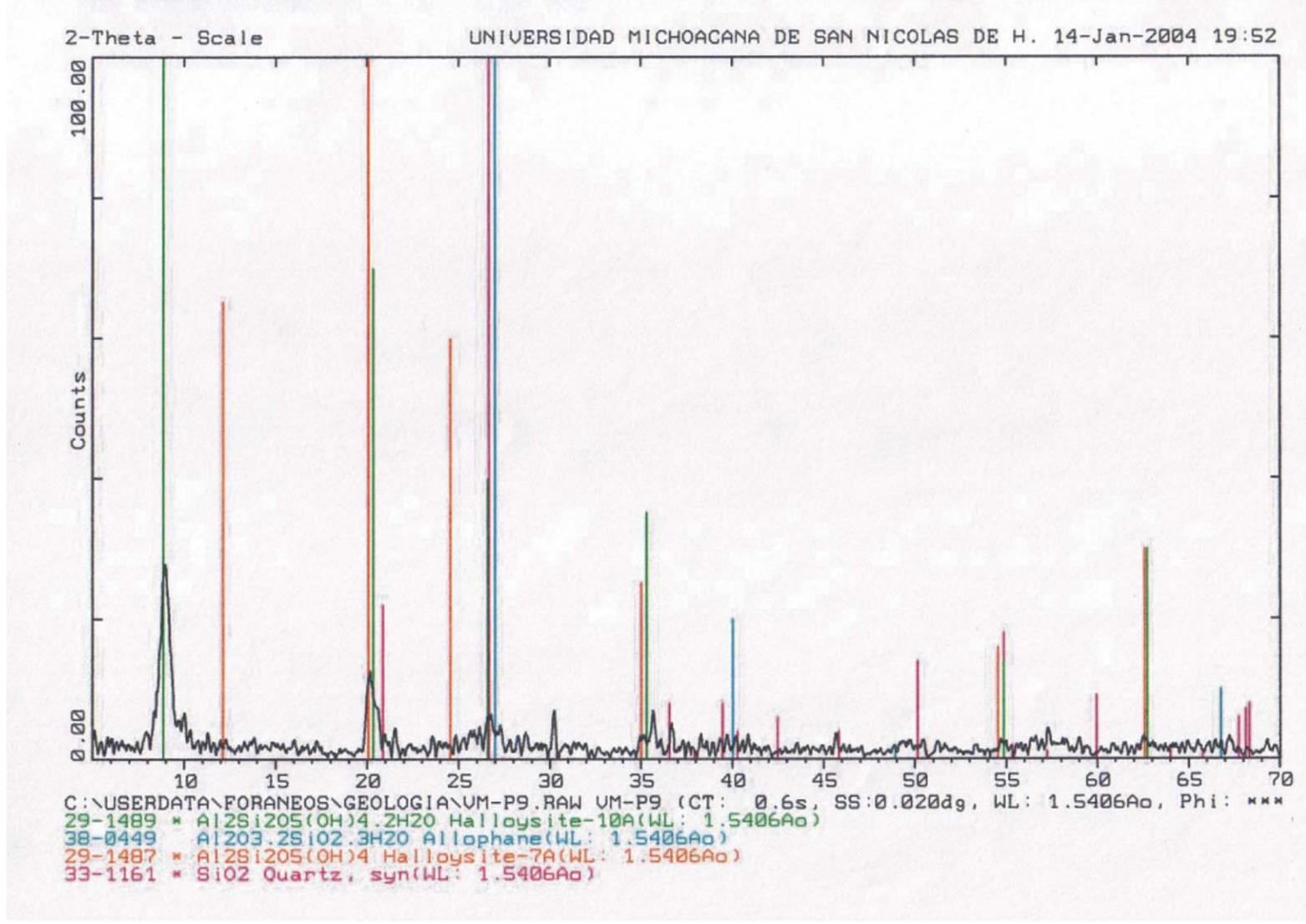


Fig. 3.6 Gráfica VM-P9 (Fuente: Laboratorio ISDECÓN).

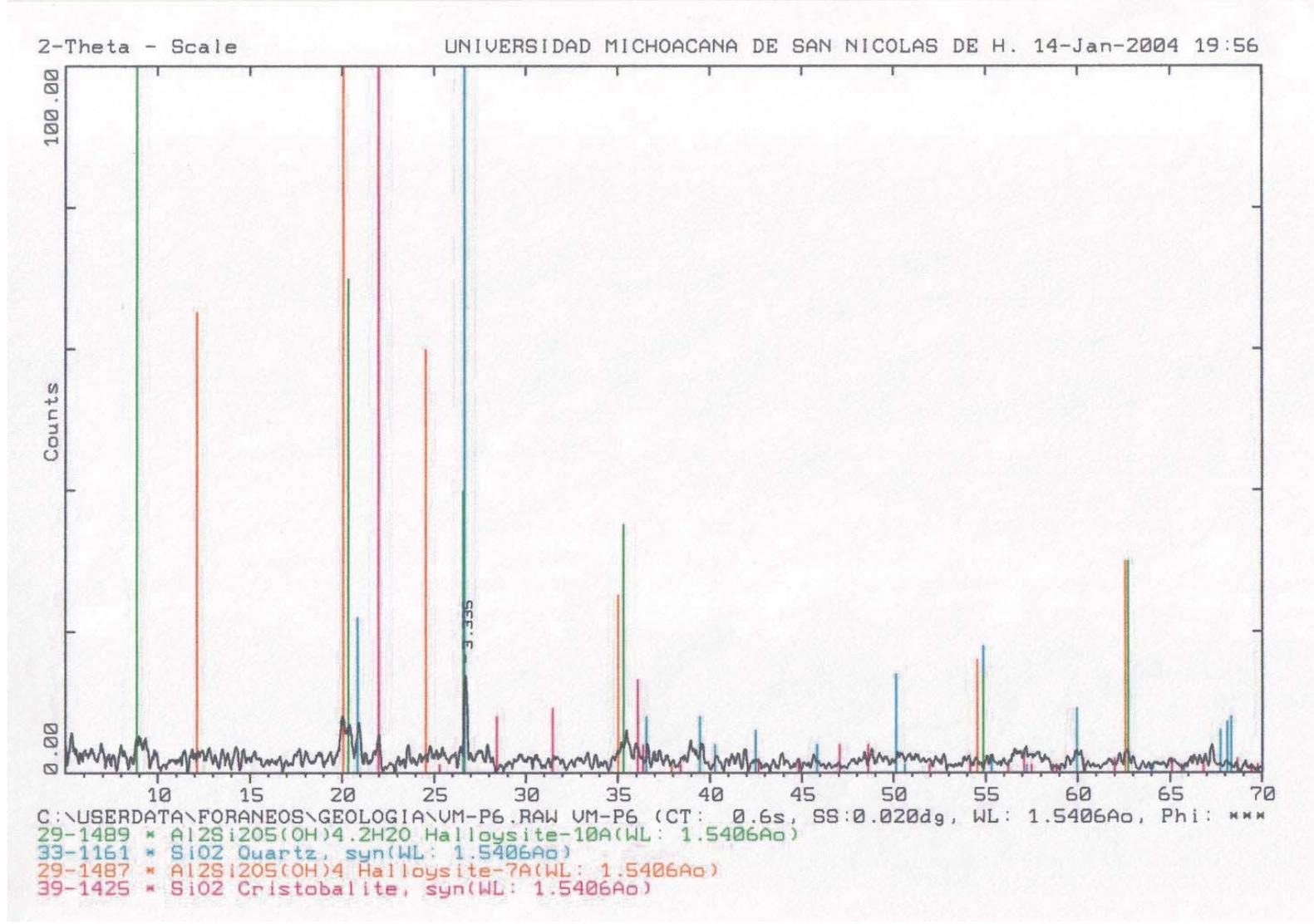
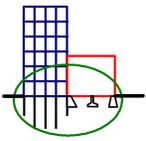


Fig. 3.7 Gráfica VM-P6 (Fuente: Laboratorio ISDECÓN).



**ISDECON**

INGENIERIA DE SUELOS, DISEÑO ESTRUCTURAL, CONTROL DE CALIDAD Y CONSTRUCCIONES.

18 DE MARZO # 23 COL. E. ZAPATA URUAPAN, MICH. TEL 5192404 Y CEL. 044 452 5262117

REGISTRO SCOP: GEM/SCOP/PC/314/03

**COMPRESIÓN CONFINADA O COMPRESIÓN TRIAXIAL RÁPIDA.**

Confinamiento  $\sigma_3$  (kg/cm<sup>2</sup>) **0.1**

TIPO DE OBRA:	PROYECTO ESTABILIDAD DE TALUDES AUTOPISTA PAZTCUARO - URUAPAN	FECHA:	22/12/2003
LOCALIZACIÓN:	AUTOPISTA URUAPAN - PAZTCUARO KM 62+180	PROFUND:	5.00 m.
ENSAYE No.	3820	SONDEO No:	EST-2
		MUESTRA No:	UNO
DESCRIPCION DEL MATERIAL:	Limo Inorganico de alta plasticidad. MH	OPERADOR:	M. C. Castillo
		CALCULO:	Ing. Brito

**MEDIDAS DE LA MUESTRA**

Diam Sup (cm)	3.47	Área Sup (cm <sup>2</sup> )	9.457	Peso Wi (gr)	146.70	Peso Hum. (gr)	146.70
Diam Cent (cm)	3.46	Área Cent (cm <sup>2</sup> )	9.402	Volúmen (cm <sup>3</sup> )	86.69	Peso Seco (gr)	99.50
Diam Infer (cm)	3.45	Área Infer (cm <sup>2</sup> )	9.348	$\gamma_m$ (ton/m <sup>3</sup> )	1.692	Hum. Prueba	47.44%
Alt. Media (cm)	9.22	Área Media (cm <sup>2</sup> )	As + 4Ac + Ai = 9.40		Constante del Micrómetro =		0.0254
			6		Velocidad Aplicación carga =		1.0 min/carga

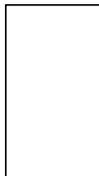
Carga Colocada (kg)	Carga Acumulada (kg)	Lectura Micrómetro (mm)	Deformación Total (mm)	Deformación Unitaria %	1 - Deformación Unitaria (mm)	Área Corregida (cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo. (kg/cm <sup>2</sup> )
2.00	2.00	2.50	0.0635	0.6887	0.9931	9.47	0.2112
2.00	4.00	4.50	0.1143	1.2397	0.9876	9.52	0.4201
3.00	7.00	7.00	0.1778	1.9284	0.9807	9.59	0.7301
3.00	10.00	9.00	0.2286	2.4794	0.9752	9.64	1.0372
3.00	13.00	11.00	0.2794	3.0304	0.9697	9.70	1.3407
3.00	16.00	13.50	0.3429	3.7191	0.9628	9.77	1.6384
2.00	18.00	15.00	0.3810	4.1323	0.9587	9.81	1.8353
2.00	20.00	17.00	0.4318	4.6833	0.9532	9.86	2.0275
1.90	21.90	19.00	0.4826	5.2343	0.9477	9.92	2.2073
1.89	23.79	21.00	0.5334	5.7852	0.9421	9.98	2.3838
1.88	25.67	22.20	0.5639	6.1158	0.9388	10.01	2.5632
1.88	27.55	27.50	0.6985	7.5759	0.9242	10.17	2.7081
3.71	31.26	31.80	0.8077	8.7605	0.9124	10.31	3.0334
3.66	34.92	37.00	0.9398	10.1931	0.8981	10.47	3.3353
3.66	38.58	45.00	1.1430	12.3970	0.8760	10.73	3.5945
3.56	42.14	66.00	1.6764	18.1822	0.8182	11.49	3.6669

FALLA DE LA MUESTRA

Cohesión Mat.  $c = \sigma/2$  (kg/cm<sup>2</sup>) = 1.8334

Área corregida = Área media / 1-Def. Unitaria

ESQUEMA DE FALLA DE LA MUESTRA



OBSERVACIONES:

---

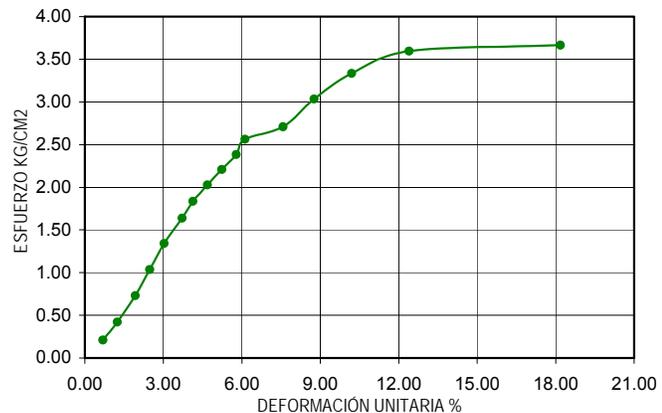


---

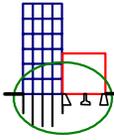


---

**CURVA ESFUERZO - DEFORMACIÓN**



Fuente: Laboratorio ISDECON



**ISDECON**

18 DE MARZO # 23 COL. E. ZAPATA URUAPAN, MICH. TEL 5192404 Y CEL. 044 452 5262117

REGISTRO SCOP: GEM/SCOP/PC/314/03

INGENIERIA DE SUELOS, DISEÑO ESTRUCTURAL,  
CONTROL DE CALIDAD Y CONSTRUCCIONES.

**COMPRESIÓN CONFINADA O COMPRESIÓN TRIAXIAL RÁPIDA.**

Confinamiento  $\sigma_3$  (kg/cm<sup>2</sup>) **0.2**

TIPO DE OBR/ PROYECTO ESTABILIDAD DE TALUDES AUTOPISTA PAZTCUARO - URUAPAN FECHA : 22/12/2003  
 LOCALIZACIÓN AUTOPISTA URUAPAN - PAZTCUARO KM 62+180 PROFUND: 5.00 m.  
 ENSAYE No. 3820 SONDEO No: EST-2 MUESTRA No: UNO OPERADOR : M. C. Castillo  
 DESCRPCION DEL MATERIAL Limo Inorganico de alta plasticidad. MH CALCULO : Ing. Brito

**MEDIDAS DE LA MUESTRA**

Diam Sup (cm) 3.53 Área Sup (cm<sup>2</sup>) 9.787 Peso Wi (gr) 150.30 Peso Hum. (gr) 150.30  
 Diam Cent (cm) 3.46 Área Cent (cm<sup>2</sup>) 9.402 Volúmen (cm<sup>3</sup>) 87.05 Peso Seco (gr) 101.50  
 Diam Infer (cm) 3.50 Área Infer (cm<sup>2</sup>) 9.621  $\gamma_m$  (ton/m<sup>3</sup>) 1.727 Hum. Prueba 48.08%  
 Alt. Media (cm) 9.16 Área Media (cm<sup>2</sup>) 6 As + 4Ac + Ai = 9.50 Constante del Micrómetro = 0.0254  
 Velocidad Aplicación carga = 1.0 min/carga

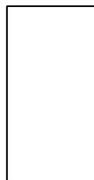
Carga Colocada (kg)	Carga Acumulada (kg)	Lectura Micrómetro (mm)	Deformación Total (mm)	Deformación Unitaria %	1 - Deformación Unitaria (mm)	Área Corregida (cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo. (kg/cm <sup>2</sup> )
3.30	3.30	2.50	0.0635	0.6932	0.9931	9.57	0.3449
3.27	6.57	4.50	0.1143	1.2478	0.9875	9.62	0.6827
3.25	9.82	6.50	0.1651	1.8024	0.9820	9.68	1.0147
3.25	13.07	9.00	0.2286	2.4956	0.9750	9.75	1.3410
3.25	16.32	11.50	0.2921	3.1889	0.9681	9.82	1.6626
3.20	19.52	14.00	0.3556	3.8821	0.9612	9.89	1.9744
3.00	22.52	16.50	0.4191	4.5753	0.9542	9.96	2.2614
3.00	25.52	19.00	0.4826	5.2686	0.9473	10.03	2.5440
3.00	28.52	23.00	0.5842	6.3777	0.9362	10.15	2.8098
2.96	31.48	35.00	0.8890	9.7052	0.9029	10.52	2.9911
2.40	33.88	55.00	1.3970	15.2511	0.8475	11.21	3.0215
1.20	35.08	90.00	2.2860	24.9563	0.7504	12.66	2.7702
1.28	36.36	120.00	3.0480	33.2751	0.6672	14.24	2.5530
1.26	37.62	150.00	3.8100	41.5939	0.5841	16.27	2.3122
2.52	40.14	220.00	5.5880	61.0044	0.3900	24.37	1.6472
2.52	42.66	280.00	7.1120	77.6419	0.2236	42.50	1.0037
FALLA DE LA MUESTRA							

Cohesión Mat.  $c = \sigma/2$  (kg/cm) 0.5018

**CURVA ESFUERZO - DEFORMACIÓN**

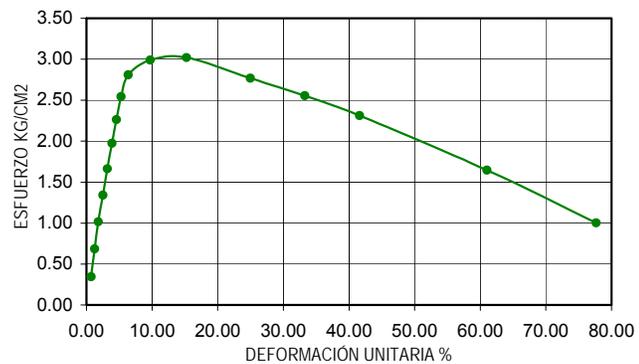
Área corregida = Área media / 1-Def. Unitaria

ESQUEMA DE FALLA DE LA MUESTRA

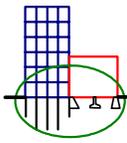


OBSERVACIONES:

\_\_\_\_\_  
 \_\_\_\_\_  
 \_\_\_\_\_



Fuente: Laboratorio ISDECON



**ISDECON**

INGENIERIA DE SUELOS, DISEÑO ESTRUCTURAL,  
CONTROL DE CALIDAD Y CONSTRUCCIONES.

18 DE MARZO # 23 COL. E. ZAPATA URUAPAN, MICH. TEL 5192404 Y CEL. 044 452 5262117

REGISTRO SCOP: GEM/SCOP/PC/314/03

**COMPRESIÓN CONFINADA O COMPRESIÓN TRIAXIAL RÁPIDA.**

Confinamiento  $\sigma_3$  (kg/cm<sup>2</sup>) **0.3**

TIPO DE OBRA: <u>PROYECTO ESTABILIDAD DE TALUDES AUTOPISTA PAZTCUARO - URUAPAN</u>	FECHA: <u>22/12/2003</u>
LOCALIZACIÓN: <u>AUTOPISTA URUAPAN - PAZTCUARO KM 62+180</u>	PROFUND: <u>5.00 m.</u>
ENSAYE No. <u>3820</u> SONDEO No: <u>EST-2</u> MUESTRA No: <u>UNO</u>	OPERADOR: <u>M. C. Castillo</u>
DESCRIPCION DEL MATERIAL: <u>Limo Inorganico de alta plasticidad. MH</u>	CALCULO: <u>Ing. Brito</u>

**MEDIDAS DE LA MUESTRA**

Diam Sup (cm) <u>3.33</u>	Área Sup (cm <sup>2</sup> ) <u>8.709</u>	Peso Wi (gr) <u>146.10</u>	Peso Hum. (gr) <u>146.10</u>
Diam Cent (cm) <u>3.39</u>	Área Cent (cm <sup>2</sup> ) <u>9.026</u>	Volúmen (cm <sup>3</sup> ) <u>83.97</u>	Peso Seco (gr) <u>100.80</u>
Diam Infer (cm) <u>3.41</u>	Área Infer (cm <sup>2</sup> ) <u>9.133</u>	$\gamma_m$ (ton/m <sup>3</sup> ) <u>1.740</u>	Hum. Prueba <u>44.94%</u>
Alt. Media (cm) <u>9.34</u>	Área Media (cm <sup>2</sup> ) <u>6</u>	As + 4Ac + Ai = <u>8.99</u>	Constante del Micrómetro = <u>0.0254</u>
			Velocidad Aplicación carga = <u>1.0 min/carga</u>

Carga Colocada (kg)	Carga Acumulada (kg)	Lectura Micrómetro (mm)	Deformación Total (mm)	Deformación Unitaria %	1 - Deformación Unitaria (mm)	Área Corregida (cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo. (kg/cm <sup>2</sup> )
3.30	3.30	2.50	0.0635	0.6799	0.9932	9.05	0.3645
3.00	6.30	3.50	0.0889	0.9518	0.9905	9.08	0.6940
4.00	10.30	4.70	0.1194	1.2782	0.9872	9.11	1.1310
4.00	14.30	6.00	0.1524	1.6317	0.9837	9.14	1.5645
4.00	18.30	7.00	0.1778	1.9036	0.9810	9.17	1.9966
4.00	22.30	8.20	0.2083	2.2300	0.9777	9.20	2.4250
3.56	25.86	9.20	0.2337	2.5019	0.9750	9.22	2.8043
3.50	29.36	10.10	0.2565	2.7467	0.9725	9.24	3.1758
2.52	31.88	11.00	0.2794	2.9914	0.9701	9.27	3.4397
2.73	34.61	11.70	0.2972	3.1818	0.9682	9.29	3.7270
2.73	37.34	12.70	0.3226	3.4537	0.9655	9.31	4.0097
4.64	41.98	13.50	0.3429	3.6713	0.9633	9.33	4.4977
4.14	46.12	15.00	0.3810	4.0792	0.9592	9.37	4.9204
3.21	49.33	15.90	0.4039	4.3240	0.9568	9.40	5.2494
3.38	52.71	17.20	0.4369	4.6775	0.9532	9.43	5.5884
3.17	55.88	18.90	0.4801	5.1398	0.9486	9.48	5.8957

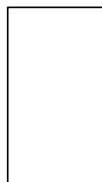
FALLA DE LA MUESTRA

Cohesión Mat.  $c = \sigma/2$  (kg/cm<sup>2</sup>) = 2.9479

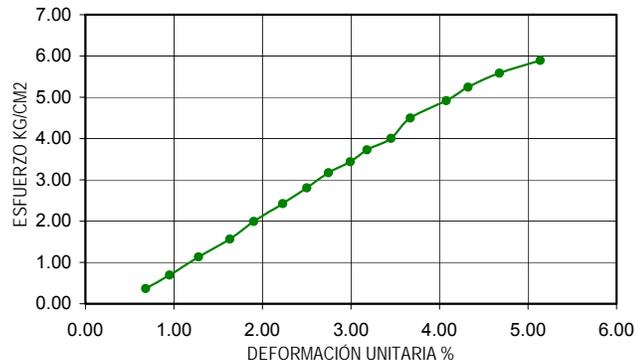
**CURVA ESFUERZO - DEFORMACIÓN**

Área corregida = Área media / 1-Def. Unitaria

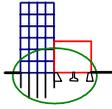
ESQUEMA DE FALLA DE LA MUESTRA



OBSERVACIONES:  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_



Fuente: Laboratorio ISDECON



**ISDECON**

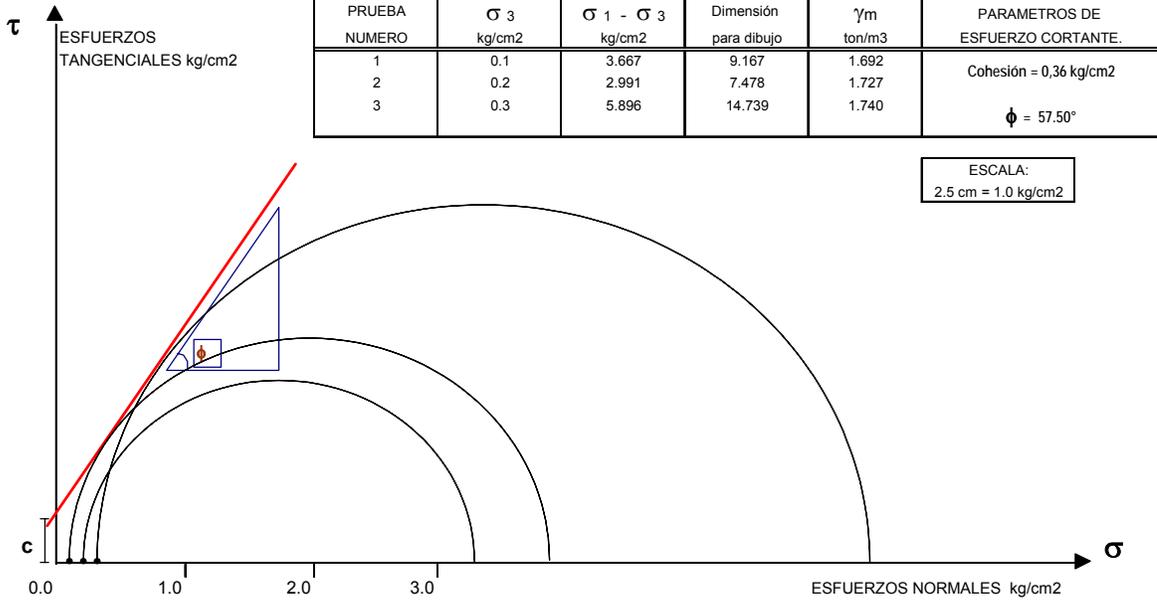
INGENIERIA DE SUELOS, DISEÑO ESTRUCTURAL,  
CONTROL DE CALIDAD Y CONSTRUCCIONES.

18 DE MARZO # 23 COL. E. ZAPATA URUAPAN, MICH. TEL 5192404 Y CEL. 044 452 5262117

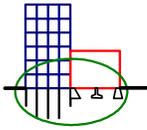
REGISTRO SCOP: GEM/SCOP/PC/314/03

**CIRCULOS DE MOHR COMPRESION TRIAXIAL RÁPIDA**

TIPO DE OBRA: PROYECTO ESTABILIDAD DE TALUDES AUTOPISTA PAZTCUARO - URUAPAN FECHA: 22/12/2003  
 LOCALIZACIÓN: AUTOPISTA URUAPAN - PAZTCUARO KM 62+180 PROFUND: 5.00 m.  
 ENSAYE No. 3820 SONDEO No: EST-2 MUESTRA No: 1 - 2 - 3 OPERADOR: M. C. Castillo  
 DESCRPCION DEL MATERIAL: Limo Inorganico de alta plasticidad. MH CALCULO: Ing. Brito



Fuente: Laboratorio ISDECON



**ISDECON**

INGENIERIA DE SUELOS, DISEÑO ESTRUCTURAL,  
CONTROL DE CALIDAD Y CONSTRUCCIONES.

18 DE MARZO # 23 COL. E. ZAPATA URUAPAN, MICH. TEL 5192404 Y CEL. 044 452 5262117

REGISTRO SCOP: GEM/SCOP/PC/314/03

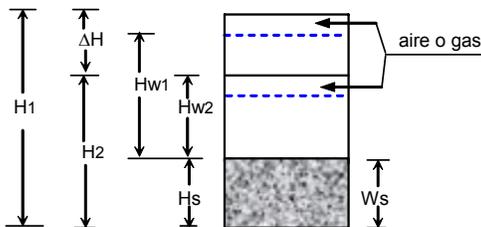
**PRUEBA DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL.**

OBRA:	ESTABILIDAD TALUDES AUTOPISTA PÁTZCUARO - URUAPAN.	FECHA INICIO :	09/12/2003
UBICACIÓN :	KM 62 + 180 TALUD IZQUIERDO	FECHA FIN :	13/12/2003
No. ENSAYE :	3820	SONDEO No:	EST - 2
MUESTRA No:	UNICA	PROF:	5.0 MT
DESCRIPCION:	LIMO INORGÁNICO DE ALTA PLASTICIDAD. MH	OPERADOR:	CHORA
		CALCULISTA:	ING. BRITO

DETERMINACION DE W	PRINCIPIO DE LA PRUEBA.	FINAL DE LA PRUEBA.
ANILLO Y VIDRIO No.	1968	1968
PESO TARA + SUELO HUMEDO.	576.10	579.50
PESO TARA + SUELO SECO.	521.80	521.80
PESO DEL AGUA.	54.30	57.70
PESO TARA.	409.60	409.60
PESO SUELO SECO. Ws	112.20	112.20
CONTENIDO DE AGUA. W %	48.4%	51.4%
W % PROMEDIO.	W1 =	W2 = 51.4%

ANILLO No: 1968 DIAMETRO ANILLO cm : 8.00 AREA ANILLO A cm<sup>2</sup> = 50.26

ALTURA DEL ANILLO = ALTURA DE LA MUESTRA AL PRINCIPIO DE LA PRUEBA = H1 20.00 mm.



PESO ESP. RELATIVO SOLIDOS. Ss = 2.513

ALTURA DE SOLIDOS. mm. Hs = 10 Ws / A Ss = 8.883

VARIACION EN LA ALTURA DEL PRINCIPIO AL FINAL DE LA PRUEBA. ΔH mm. = 0.9144

Lectura Inicial = 1600.00  
Lectura Final = 1564.00

ALTURA FINAL DE LA MUESTRA mm.	H2 = H1 - ΔH	=	<u>20.0 - 0.9144</u>	<u>19.086</u>
ALTURA INICIAL DEL AGUA. mm.	Hw1 = W1 Ss Hs	=	<u>(0.484) (2.513) (8.883)</u>	<u>10.804</u>
ALTURA FINAL DEL AGUA. mm.	Hw2 = W2 Ss Hs	=	<u>(0.514) (2.513) (8.883)</u>	<u>11.480</u>
RELACION DE VACIOS INICIAL.	e1 = H1 - Hs / Hs	=	<u>20.0 - 8.883 / 8.883</u>	<u>1.251</u>
RELACION DE VACIOS FINAL	e2 = H2 - Hs / Hs	=	<u>19.086 - 8.883 / 8.883</u>	<u>1.148</u>
GRADO DE SATURACION INICIAL. %	G1 = Hw1 / (H1 - Hs)	=	<u>10.804 / (20.0 - 8.883)</u>	<u>97.19%</u>
GRADO DE SATURACION FINAL. %	G2 = Hw2 / (H2 - Hs)	=	<u>11.480 / (19.086 - 8.883)</u>	<u>112.53%</u>

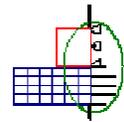
EN EL CALCULO DE RELACIONES DE VACIOS , USENSE LOS VALORES SIGUIENTES :

Hs = 2H0 8.883 mm. H1 20.00 mm.

OBSERVACIONES: Muestra en la corona del talud, parte superior

*Fuente: Laboratorio ISDECON*

ISDECON



INGENIERIA DE SUELOS, DISEÑO ESTRUCTURAL,  
CONTROL DE CALIDAD Y CONSTRUCCIONES.

18 DE MARZO # 23 COL. E. ZAPATA URUAPAN, MICH. TEL 5192404 Y CEL. 044 452 5262117

REGISTRO SCOP: 6EM/SCOP/PC/314/03

CONSOLIDACION RESUMEN DE DATOS Y CALCULOS.

OBRA: ESTABILIDAD TALUDES AUTOPISTA PÁTZCUARO - URUAPAN. CONSOLID. No. 1968  
 LOCALIZACION: KM 62+180 TALUDEZQUIERDO. FECHA: 13/12/2003  
 No. ENSAYE: 3820 PROF: 50 MIT OPERADOR: CHORA  
 SONDEO: EST-2 ESTRATO: UNO CALCULISTA: ING. ERITO  
 DESCRIPCION: LIMODINORGANICO DE ALTA PLASTICIDAD. MH REVISOR: ING. ERITO

Peso Volumétrico  $\gamma_w = 1.656 \text{ ton/m}^3$   
 Peso sólidos  $\gamma_s = 112.20 \text{ am}$   
 Densidad  $S_s = 2.513$   
 Área probeta  $A_c = 50.26 \text{ cm}^2$   
 Esp. sólidos  $2H = 8.883 \text{ mm}$   
 Esp. inicial  $H = 20.00 \text{ mm}$

TEMP (°)	PRESION P kg/cm <sup>2</sup>	DEFORM LINEAL $\delta$ (mm)	DEFORM ACUMUL $\delta_{ac}$ (mm)	DEFORM UNITARIA e %	ESPOR COMP. 2H (mm)	2H-2H0 mm	e-2H-2H0 2H0	REL COES PRIMARIA r	$\sigma_v$ cm <sup>2</sup> /kg	M <sub>v</sub> cm <sup>2</sup> /kg	H <sub>m</sub> cm	H <sub>m</sub> <sup>2</sup> cm <sup>2</sup>	t <sub>30</sub> seg	C <sub>v</sub> cm <sup>2</sup> /seg	e m	K <sub>m</sub> 20P cm <sup>2</sup> /seg	P <sub>m</sub> kg/cm <sup>2</sup>
	0.000	0.000	0.000	0.00	20.00	11.117	1.251	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0.250	0.506	0.506	2.54	19.492	10.609	1.194	1.002	0.228	0.104	0.9973	0.97	34	5.6E-03	1.223	9.627E-7	0.125
	0.750	0.432	0.940	4.70	19.060	10.177	1.146	0.979	0.097	0.046	0.96387	0.93	72	2.5E-03	1.170	1.886E-7	0.500
	1.750	0.506	1.446	7.24	18.552	9.669	1.088	0.986	0.057	0.027	0.94031	0.88	700	2.5E-04	1.117	1.113E-8	1.250
	3.750	0.711	2.158	10.80	17.841	8.958	1.008	0.955	0.040	0.020	0.91963	0.63	240	6.8E-04	1.046	2.199E-8	2.750
	1.750	0.216	1.943	9.72	18.057	9.174	1.033								1.021		2.750
	0.750	0.241	1.702	8.61	18.298	9.415	1.060								1.046		1.250
	0.250	0.292	1.410	7.05	18.580	9.707	1.093								1.076		0.500
	0.000	0.506	0.902	4.51	19.080	10.215	1.150								1.121		0.125

$r = \frac{\sigma_s - \sigma_{100}}{\sigma_0 - \sigma_1}$   
 $C_v = \frac{M_v}{1 + E_{pm} \cdot 1000}$   
 $\sigma_v = \frac{e_2 - e_1}{\frac{100}{p_2 - p_1}}$   
 $\sigma_v = \frac{C_v \cdot \sigma_v \cdot \gamma_w}{(1 + E_{pm}) \cdot 1000}$   
 $M_v = \frac{C_v}{1 + e}$   
 $\sigma_v = \frac{e_2 - e_1}{p_2 - p_1}$   
 $LL = 72.23$   
 $LP = 40.43$   
 $IP = 31.80$   
 $SUCS = MH$   
 $IM = 48.4\%$   
 $ef = 1.251$   
 $gf = 97.2\%$   
 $IM = 51.4\%$   
 $ef = 1.146$   
 $gf = 112.5\%$   
 $\sigma_v =$  Coef. de Compresibilidad.  
 $M_v =$  Coef. de Variación Volumétrica.  
 $C_v =$  Coef. de Consolidación.  
 $r =$  Rel. de Consolidación Primaria.  
 $K_m =$  Coef. de Permeabilidad.  
 $\sigma_m =$  Rel. vados media.  
 $P_m =$  Presión media.

OBSERVACIONES: Lirio alta plasticidad, parte media del talud.

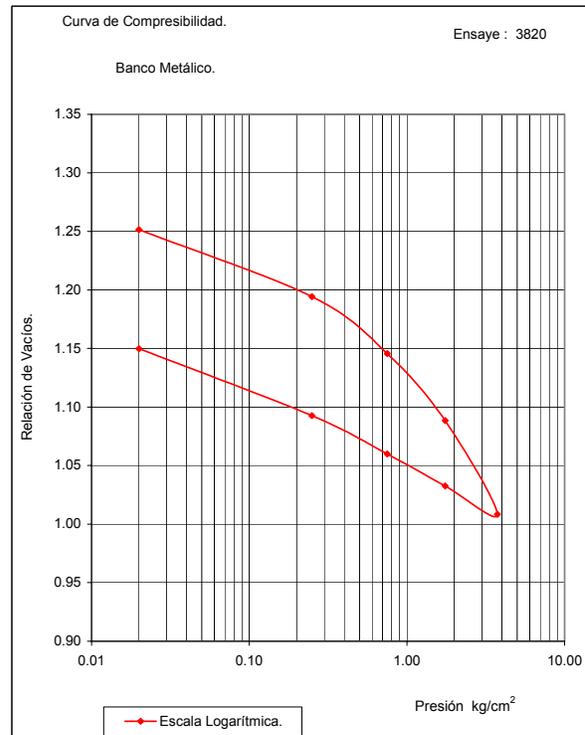
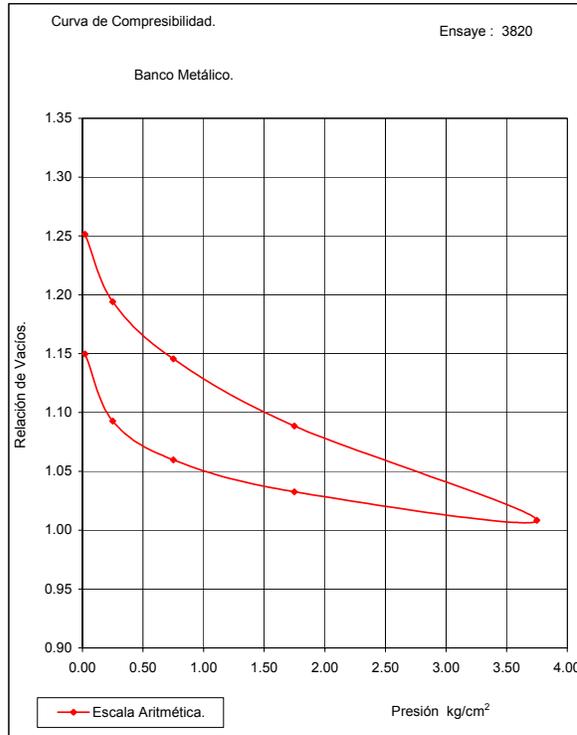
Fuente: Laboratorio ISDECON



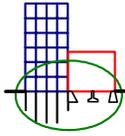
ISDECON

INGENIERIA DE SUELOS, DISEÑO ESTRUCTURAL,  
CONTROL DE CALIDAD Y CONSTRUCCIONES.

CURVAS DE COMPRESIBILIDAD



Fuente: Laboratorio ISDECON



**ISDECON**

INGENIERIA DE SUELOS, DISEÑO ESTRUCTURAL,  
CONTROL DE CALIDAD Y CONSTRUCCIONES.

18 DE MARZO # 23 COL. E. ZAPATA URUAPAN, MICH. TEL 5192404 Y CEL. 044 452 5262117

REGISTRO SCOP: GEM/SCOP/PC/314/03

**COMPRESIÓN SIN CONFINAR O COMPRESIÓN SIMPLE.**

TIPO DE OBRA:	PROYECTO ESTABILIDAD DE TALUDES AUTOPISTA PÁTZCUARO - URUAPAN.	FECHA :	26/12/2003
LOCALIZACIÓN	AUTOPISTA PÁTZCUARO - URUAPAN KM 62+180	PROFUND:	12.0 m.
ENSAYE No.	3822	SONDEO No:	EST - 4
		MUESTRA No:	UNO
DESCRIPCION DEL MATERIAL :	Limo Arcilloso Inorganico de alta plasticidad MH	OPERADOR :	MACIAS/MANZO
		CALCULO :	Ing. Brito

**MEDIDAS DE LA MUESTRA**

Diam Sup (cm)	3.68	Área Sup (cm <sup>2</sup> )	10.636	Peso Wi (gr)	166.20	Peso Hum. (gr)	166.20
Diam Cent (cm)	3.66	Área Cent (cm <sup>2</sup> )	10.521	Volúmen (cm <sup>3</sup> )	100.36	Peso Seco (gr)	-
Diam Infer (cm)	3.72	Área Infer (cm <sup>2</sup> )	10.869	γ <sub>m</sub> (ton/m <sup>3</sup> )	1.656	Hum. Prueba	-
Alt. Media (cm)	9.47	Área Media (cm <sup>2</sup> )		As + 4Ac + Ai =	10.598	Constante del Micrómetro =	0.0254
			6			Velocidad Aplicación carga =	1.0 min/carga

Carga Colocada (kg)	Carga Acumulada (kg)	Lectura Micrómetro (mm)	Deformación Total (mm)	Deformación Unitaria %	1 - Deformación Unitaria (mm)	Área Corregida (cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo. (kg/cm <sup>2</sup> )
0.000	0.00	0.00	0.0000	0.0000	1.0000	10.60	0.0000
1.880	1.88	1.00	0.0254	0.2682	0.9973	10.63	0.1769
1.880	3.76	3.00	0.0762	0.8046	0.9920	10.68	0.3519
1.880	5.64	6.00	0.1524	1.6093	0.9839	10.77	0.5236
1.880	7.52	8.00	0.2032	2.1457	0.9785	10.83	0.6943
1.880	9.40	10.50	0.2667	2.8163	0.9718	10.91	0.8620
1.880	11.28	14.00	0.3556	3.7550	0.9624	11.01	1.0244
1.880	13.16	16.00	0.4064	4.2914	0.9571	11.07	1.1884
2.820	15.98	20.00	0.5080	5.3643	0.9464	11.20	1.4269
2.820	18.80	24.00	0.6096	6.4372	0.9356	11.33	1.6597
2.820	21.62	28.00	0.7112	7.5100	0.9249	11.46	1.8868
2.820	24.44	32.00	0.8128	8.5829	0.9142	11.59	2.1082
3.760	28.20	36.00	0.9144	9.6558	0.9034	11.73	2.4039
3.760	31.96	40.00	1.0160	10.7286	0.8927	11.87	2.6921
FALLA DE LA MUESTRA							

Cohesión Mat.  $c = \sigma/2$  (kg/cm<sup>2</sup>) = 1.3461

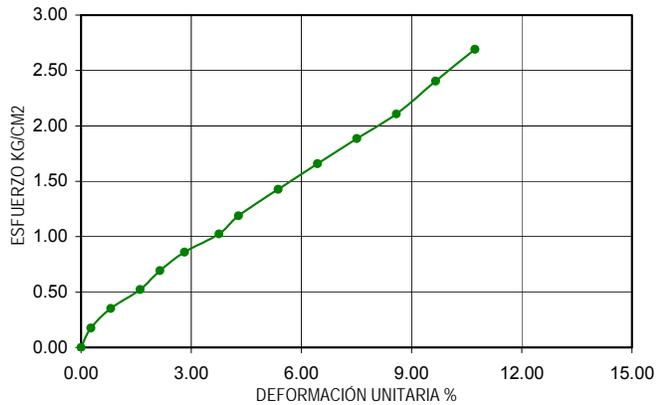
Área corregida = Área media / 1-Def. Unitaria

ESQUEMA DE FALLA DE LA MUESTRA

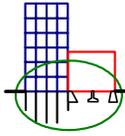


OBSERVACIONES:  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

**CURVA ESFUERZO - DEFORMACIÓN**



Fuente: Laboratorio ISDECON



**ISDECON**

INGENIERIA DE SUELOS, DISEÑO ESTRUCTURAL,  
CONTROL DE CALIDAD Y CONSTRUCCIONES.

18 DE MARZO # 23 COL. E. ZAPATA URUAPAN, MICH. TEL 5192404 Y CEL. 044 452 5262117

REGISTRO SCOP: GEM/SCOP/PC/314/03

**COMPRESIÓN CONFINADA O COMPRESIÓN TRIAXIAL RÁPIDA.**

Confinamiento  $\sigma_3$  (kg/cm<sup>2</sup>) **0.5**

TIPO DE OBRA:	PROYECTO ESTABILIDAD DE TALUDES AUTOPISTA PAZTCUARO - URUAPAN	FECHA:	22/12/2003
LOCALIZACIÓN:	AUTOPISTA URUAPAN - PAZTCUARO KM 62+180	PROFUND:	12.0 m.
ENSAYE No.	3822	SONDEO No:	EST-4
		MUESTRA No:	UNO
DESCRIPCION DEL MATERIAL:	Limo Inorganico de alta plasticidad. MH	OPERADOR:	Macías/Manzo
		CALCULO:	Ing. Brito

**MEDIDAS DE LA MUESTRA**

Diam Sup (cm)	3.10	Área Sup (cm <sup>2</sup> )	7.548	Peso Wi (gr)	107.70	Peso Hum. (gr)	107.70
Diam Cent (cm)	3.20	Área Cent (cm <sup>2</sup> )	8.042	Volúmen (cm <sup>3</sup> )	64.36	Peso Seco (gr)	70.00
Diam Infer (cm)	3.30	Área Infer (cm <sup>2</sup> )	8.553	$\gamma_m$ (ton/m <sup>3</sup> )	1.673	Hum. Prueba	53.86%
Alt. Media (cm)	8.00	Área Media (cm <sup>2</sup> )	As + 4Ac + Ai = 8.05	Constante del Micrómetro =	6	Velocidad Aplicación carga =	1.0 min/carga

Carga Colocada (kg)	Carga Acumulada (kg)	Lectura Micrómetro (mm)	Deformación Total (mm)	Deformación Unitaria %	1 - Deformación Unitaria (mm)	Área Corregida (cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo. (kg/cm <sup>2</sup> )
1.88	1.88	1.50	0.0381	0.4763	0.9952	8.08	0.2326
1.88	3.76	4.00	0.1016	1.2700	0.9873	8.15	0.4614
1.88	5.64	6.00	0.1524	1.9050	0.9810	8.20	0.6877
3.76	9.40	11.00	0.2794	3.4925	0.9651	8.34	1.1276
3.76	13.16	15.50	0.3937	4.9213	0.9508	8.46	1.5553
4.70	17.86	21.00	0.5334	6.6675	0.9333	8.62	2.0720
4.70	22.56	26.50	0.6731	8.4138	0.9159	8.78	2.5683
4.70	27.26	34.00	0.8636	10.7950	0.8921	9.02	3.0226
4.70	31.96	48.00	1.2192	15.2400	0.8476	9.49	3.3672
4.70	36.66	52.00	1.3208	16.5100	0.8349	9.64	3.8045
FALLA DE LA MUESTRA							

Cohesión Mat.  $c = \sigma/2$  (kg/cm<sup>2</sup>) = 1.9022

Área corregida = Área media / 1-Def. Unitaria

ESQUEMA DE FALLA DE LA MUESTRA



OBSERVACIONES:

---

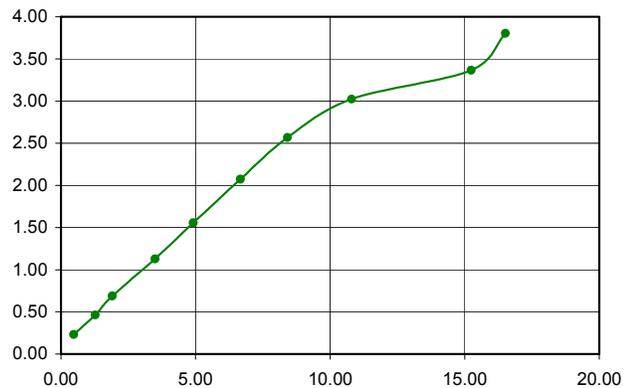


---

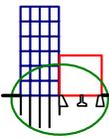


---

**CURVA ESFUERZO - DEFORMACIÓN**



Fuente: Laboratorio ISDECON



**ISDECON**

INGENIERIA DE SUELOS, DISEÑO ESTRUCTURAL,  
CONTROL DE CALIDAD Y CONSTRUCCIONES.  
18 DE MARZO # 23 COL. E. ZAPATA URUAPAN, MICH. TEL 5192404 Y CEL. 044 452 5262117

REGISTRO SCOP: GEM/SCOP/PC/314/03

**COMPRESIÓN CONFINADA O COMPRESIÓN TRIAXIAL RÁPIDA.**

Confinamiento  $\sigma_3$  (kg/cm<sup>2</sup>) **1.0**

TIPO DE OBR/PROYECTO ESTABILIDAD DE TALUDES AUTOPISTA PAZTCUARO - URUAPAN	FECHA :	22/12/2003
LOCALIZACIÓN AUTOPISTA URUAPAN - PAZTCUARO KM 62+180	PROFUND:	12.0 m.
ENSAYE No. 3822 SONDEO No: EST-4 MUESTRA No: UNO	OPERADOR :	Macias/Manzo
DESCRIPCION DEL MATERIAL Limo Inorganico de alta plasticidad. MH	CALCULO :	Ing. Brito

**MEDIDAS DE LA MUESTRA**

Diam Sup (cm) 3.72	Área Sup (cm <sup>2</sup> ) 10.869	Peso Wi (gr) 149.30	Peso Hum. (gr) 149.30
Diam Cent (cm) 3.71	Área Cent (cm <sup>2</sup> ) 10.810	Volúmen (cm <sup>3</sup> ) 98.37	Peso Seco (gr) 94.00
Diam Infer (cm) 3.70	Área Infer (cm <sup>2</sup> ) 10.752	$\gamma_m$ (ton/m <sup>3</sup> ) 1.518	Hum. Prueba 58.83%
Alt. Media (cm) 9.10	As + 4Ac + Ai = 10.81	Constante del Micrómetro = 6	Constante del Micrómetro = 0.0254
	Área Media (cm <sup>2</sup> ) 6	Velocidad Aplicación carga =	1.0 min/carga

Carga Colocada (kg)	Carga Acumulada (kg)	Lectura Micrómetro (mm)	Deformación Total (mm)	Deformación Unitaria %	1 - Deformación Unitaria (mm)	Área Corregida (cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo. (kg/cm <sup>2</sup> )
1.88	1.88	1.00	0.0254	0.2791	0.9972	10.84	0.1734
1.88	3.76	3.00	0.0762	0.8374	0.9916	10.90	0.3449
2.82	6.58	5.00	0.1270	1.3956	0.9860	10.96	0.6002
3.76	10.34	11.00	0.2794	3.0703	0.9693	11.15	0.9271
4.70	15.04	17.00	0.4318	4.7451	0.9525	11.35	1.3252
4.70	19.74	24.00	0.6096	6.6989	0.9330	11.59	1.7037
4.70	24.44	32.00	0.8128	8.9319	0.9107	11.87	2.0589
4.70	29.14	40.00	1.0160	11.1648	0.8884	12.17	2.3946
1.88	31.02	44.00	1.1176	12.2813	0.8772	12.32	2.5171
1.88	32.90	52.00	1.3208	14.5143	0.8549	12.65	2.6017
4.70	37.60	73.00	1.8542	20.3758	0.7962	13.58	2.7695
1.88	39.48	89.00	2.2606	24.8418	0.7516	14.38	2.7448
FALLA DE LA MUESTRA							

Cohesión Mat.  $c = \sigma/2$  (kg/cm) 1.3724

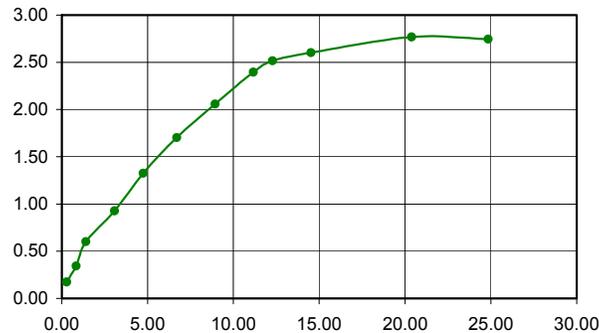
**CURVA ESFUERZO - DEFORMACIÓN**

Área corregida = Área media / 1-Def. Unitaria

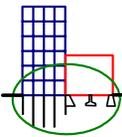
ESQUEMA DE FALLA DE LA MUESTRA



OBSERVACIONES:  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_



Fuente: Laboratorio ISDECON



**ISDECON**

INGENIERIA DE SUELOS, DISEÑO ESTRUCTURAL,  
CONTROL DE CALIDAD Y CONSTRUCCIONES.

18 DE MARZO # 23 Col. E. ZAPATA URUAPAN, MICH. TEL 5192404 Y CEL. 044 452 5262117

REGISTRO SCOP: GEM/SCOP/PC/314/03

**COMPRESIÓN CONFINADA O COMPRESIÓN TRIAXIAL RÁPIDA.**

Confinamiento  $\sigma_3$  (kg/cm<sup>2</sup>) **1.5**

TIPO DE OBRA: PROYECTO ESTABILIDAD DE TALUDES AUTOPISTA PAZTCUARO - URUAPAN	FECHA:	22/12/2003
LOCALIZACIÓN AUTOPISTA URUAPAN - PAZTCUARO KM 62+180	PROFUND:	12.0 m.
ENSAYE No. 3822 SONDEO No: EST-4 MUESTRA No: UNO	OPERADOR:	Macias/Manzo
DESCRIPCION DEL MATERIAL: Limo Inorganico de alta plasticidad. MH	CALCULO:	Ing. Brito

**MEDIDAS DE LA MUESTRA**

Diam Sup (cm)	3.35	Área Sup (cm <sup>2</sup> )	8.814	Peso Wi (gr)	107.40	Peso Hum. (gr)	107.40
Diam Cent (cm)	3.45	Área Cent (cm <sup>2</sup> )	9.348	Volúmen (cm <sup>3</sup> )	65.50	Peso Seco (gr)	68.20
Diam Infer (cm)	3.47	Área Infer (cm <sup>2</sup> )	9.457	$\gamma_m$ (ton/m <sup>3</sup> )	1.640	Hum. Prueba	57.48%
Alt. Media (cm)	7.06	Área Media (cm <sup>2</sup> )	As + 4Ac + Ai = 9.28	Constante del Micrómetro =	6	Velocidad Aplicación carga =	1.0 min/carga

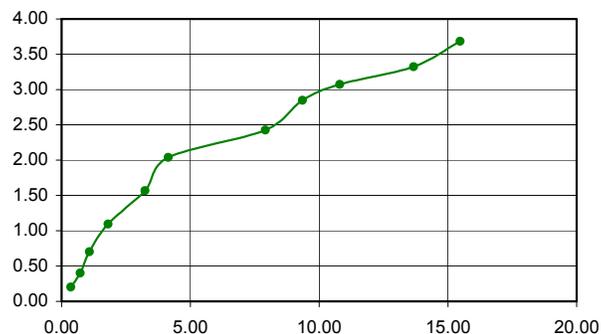
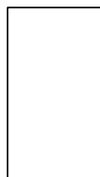
Carga Colocada (kg)	Carga Acumulada (kg)	Lectura Micrómetro (mm)	Deformación Total (mm)	Deformación Unitaria %	1 - Deformación Unitaria (mm)	Área Corregida (cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo. (kg/cm <sup>2</sup> )
1.88	1.88	1.00	0.0254	0.3598	0.9964	9.31	0.2019
1.88	3.76	2.00	0.0508	0.7195	0.9928	9.34	0.4024
2.82	6.58	3.00	0.0762	1.0793	0.9892	9.38	0.7016
3.76	10.34	5.00	0.1270	1.7989	0.9820	9.45	1.0945
4.70	15.04	9.00	0.2286	3.2380	0.9676	9.59	1.5687
4.70	19.74	11.50	0.2921	4.1374	0.9586	9.68	2.0397
4.70	24.44	22.00	0.5588	7.9150	0.9208	10.07	2.4259
4.70	29.14	26.00	0.6604	9.3541	0.9065	10.23	2.8472
2.82	31.96	30.00	0.7620	10.7932	0.8921	10.40	3.0731
3.76	35.72	38.00	0.9652	13.6714	0.8633	10.75	3.3239
4.70	40.42	43.00	1.0922	15.4703	0.8453	10.98	3.6828
FALLA DE LA MUESTRA							

Cohesión Mat.  $c = \sigma/2$  (kg/cm<sup>2</sup>) = 1.8414

**CURVA ESFUERZO - DEFORMACIÓN**

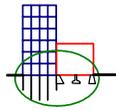
Área corregida = Área media / 1-Def. Unitaria

ESQUEMA DE FALLA DE LA MUESTRA



OBSERVACIONES:  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

Fuente: Laboratorio ISDECON

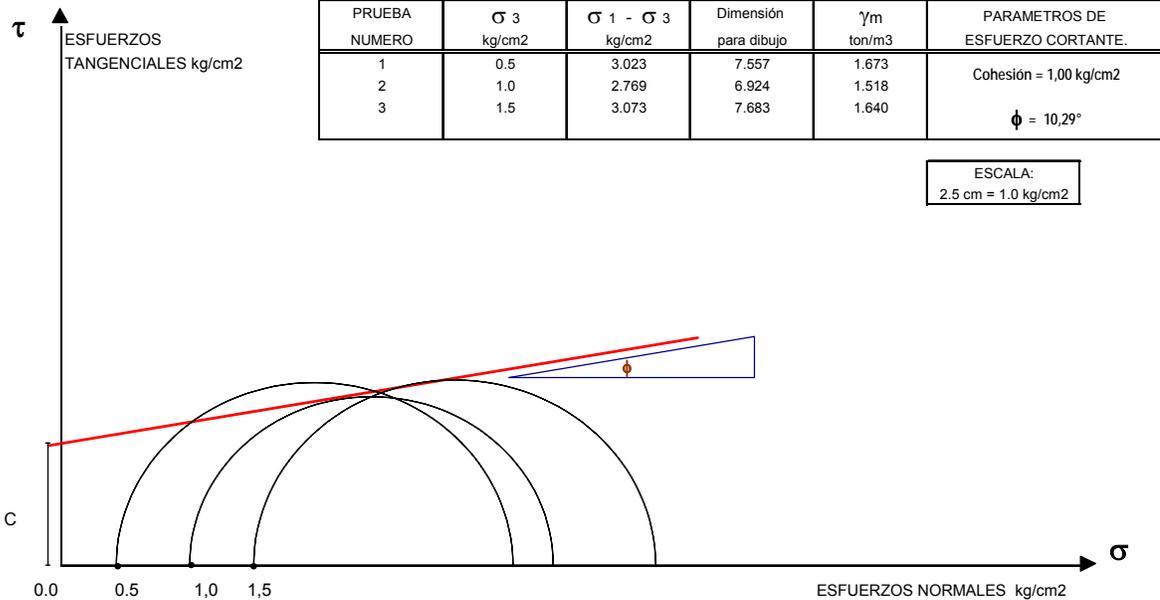


**ISDECON**

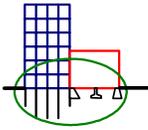
INGENIERIA DE SUELOS, DISEÑO ESTRUCTURAL,  
CONTROL DE CALIDAD Y CONSTRUCCIONES.  
18 DE MARZO # 23 COL. E. ZAPATA URUAPAN, MICH. TEL 5192404 Y CEL. 044 452 5262117  
REGISTRO SCOP: GEM/SCOP/PC/314/03

**CIRCULOS DE MOHR COMPRESION TRIAXIAL RÁPIDA**

TIPO DE OBRA	PROYECTO ESTABILIDAD DE TALUDES AUTOPISTA PAZTCUARO - URUAPAN	FECHA:	22/12/2003
LOCALIZACION	AUTOPISTA URUAPAN - PAZTCUARO KM 62+180	PROFUND:	12.0 m.
ENSAYE No.	3822	SONDEO No.	EST-4
		MUESTRA No.	1 - 2 - 3
DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	Limo Inorganico de alta plasticidad. MH	OPERADOR:	Macias/Manzo
		CALCULO:	Ing. Brito



Fuente: Laboratorio ISDECON



**ISDECON**

INGENIERIA DE SUELOS, DISEÑO ESTRUCTURAL,  
CONTROL DE CALIDAD Y CONSTRUCCIONES.

18 DE MARZO # 23 COL. E. ZAPATA URUAPAN, MICH. TEL 5192404 Y CEL. 044 452 5262117

REGISTRO SCOP: GEM/SCOP/PC/314/03

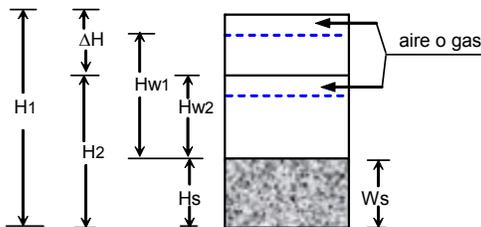
**PRUEBA DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL.**

OBRA:	ESTABILIDAD TALUDES AUTOPISTA PÁTZCUARO - URUAPAN.	FECHA INICIO :	16/12/2003
UBICACIÓN :	KM 62 + 180 TALUD IZQUIERDO	FECHA FIN :	20/12/2003
No. ENSAYE :	3822	SONDEO No:	EST - 4
MUESTRA No:	UNICA	PROF:	12.0 MT
DESCRIPCION:	LIMO ARCILLOSO INORGÁNICO DE ALTA PLASTICIDAD. MH	OPERADOR:	CHORA
		CALCULISTA:	ING. BRITO

DETERMINACION DE W	PRINCIPIO DE LA PRUEBA.	FINAL DE LA PRUEBA.
ANILLO Y VIDRIO No.	1967	1967
PESO TARA + SUELO HUMEDO.	573.10	576.80
PESO TARA + SUELO SECO.	521.70	521.70
PESO DEL AGUA.	51.40	55.10
PESO TARA.	408.70	408.70
PESO SUELO SECO. Ws	113.00	113.00
CONTENIDO DE AGUA. W %	45.5%	48.8%
W % PROMEDIO.	W1 =	W2 = 48.8%

ANILLO No: 1967 DIAMETRO ANILLO cm : 8.00 AREA ANILLO A cm<sup>2</sup> = 50.26

ALTURA DEL ANILLO = ALTURA DE LA MUESTRA AL PRINCIPIO DE LA PRUEBA = H1 20.00 mm.



PESO ESP. RELATIVO SOLIDOS. Ss = 2.643

ALTURA DE SOLIDOS. mm. Hs = 10 Ws / A Ss = 8.507

VARIACION EN LA ALTURA DEL PRINCIPIO AL FINAL DE LA PRUEBA. ΔH mm. = 2.0066

Lectura Inicial = 1400.00  
Lectura Final = 1321.00

ALTURA FINAL DE LA MUESTRA mm.	H2 = H1 - ΔH	=	<u>20.0 - 2.0066</u>	<u>17.993</u>
ALTURA INICIAL DEL AGUA. mm.	Hw1 = W1 Ss Hs	=	<u>(0.455) (2.643) (8.507)</u>	<u>10.227</u>
ALTURA FINAL DEL AGUA. mm.	Hw2 = W2 Ss Hs	=	<u>(0.488) (2.643) (8.507)</u>	<u>10.963</u>
RELACION DE VACIOS INICIAL.	e1 = (H1 - Hs) / Hs	=	<u>(20.0 - 8.507) / 8.507</u>	<u>1.351</u>
RELACION DE VACIOS FINAL	e2 = (H2 - Hs) / Hs	=	<u>(17.993 - 8.507) / 8.507</u>	<u>1.115</u>
GRADO DE SATURACION INICIAL. %	G1 = Hw1 / (H1 - Hs)	=	<u>10.227 / (20.0 - 8.507)</u>	<u>88.98%</u>
GRADO DE SATURACION FINAL. %	G2 = Hw2 / (H2 - Hs)	=	<u>10.963 / (17.993 - 8.507)</u>	<u>115.56%</u>

EN EL CALCULO DE RELACIONES DE VACIOS , USENSE LOS VALORES SIGUIENTES :

Hs = 2H0 8.507 mm. H1 20.00 mm.

OBSERVACIONES: Muestra en el pie del talud

*Fuente: Laboratorio ISDECON*

**ISDECON**

INGENIERIA DE SUELOS, DISEÑO ESTRUCTURAL,  
CONTROL DE CALIDAD Y CONSTRUCCIONES.

18 DE MARZO # 23 COL. E. ZAPATA URUAPAN, MICH. TEL. 5192404 Y CEL. 044 452 5262117

REGISTRO SCOP: GEM/SCOP/PC/7314/03

**CONSOLIDACION RESUMEN DE DATOS Y CALCULOS.**

OPERA: ESTABILIDAD TALUDES AUTOPISTA PÁTZCUARO - URUAPAN. CONSO.LID. No. 1967  
 LOCALIZACION: KM. 62 +180 TALUD IZQUIERDO. FECHA: 23/12/2003  
 No. ENSAYE: 3822 PROF: 12.0 MT OPERADOR: CHORA  
 SONDEO: EST-4 EXTRATO: LIMO CALCULISTA: ING. BRITO  
 DESCRIPCION: LIMO ARCILLOSO INORGANICO DE ALTA PLASTICIDAD. MH REVISOR: ING. BRITO

$\gamma_{vol}$  = 1.635  $\frac{ton}{m^3}$   
 $\gamma_{sol}$  = 113.00 gm.  
 Densidad:  $S_s$  = 2.643  
 Área probeta:  $A_c$  = 50.26  $cm^2$   
 Esp. sólidos  $2H_0$  = 8.507 mm.  
 Esp. inicial:  $H_i$  = 20.00 mm.

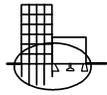
TEMP	PRESION $P$	DEFORM LINEAL $\delta$	DEFORM ACUMUL $\delta_{ac}$	DEFORM UNITARIA e %	ESPEJOR COMP.	2H-2H0	e=2H-2H0 2H0	REL COMS PRIMARIA	$\theta v$	M v	Hm	Hm <sup>2</sup>	t so	Cv	$\theta m$	Pm
(°)	kg/cm <sup>2</sup>	(mm)	(mm)		2H (mm)	mm		$\gamma$	cm <sup>2</sup> /kg	cm <sup>2</sup> /kg	cm	cm <sup>2</sup>	seg	cm <sup>2</sup> /seg		kg/cm <sup>2</sup>
	0.000	0.000	0.000	0.00	20.00	11.493	1.351	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0.2500	1.372	1.372	6.86	18.628	10.122	1.190	0.765	0.295	0.95571	0.93	0.93	40	4.6E-03	1.270	2.134E-06
	0.7500	0.508	1.880	9.40	16.120	9.614	1.130	0.400	0.196	0.91872	0.04	0.04	25	6.7E-03	1.160	6.015E-07
	1.7500	0.635	2.515	12.57	17.485	8.979	1.055	0.519	0.196	0.89015	0.79	0.79	70	2.2E-03	1.093	1.301E-07
	3.7500	0.737	3.251	16.26	16.749	8.242	0.969	0.665	0.043	0.85586	0.73	0.73	130	1.1E-03	1.072	3.906E-08
	1.7500	0.191	3.061	15.30	16.939	8.493	0.991								0.980	2.750
	0.7500	0.241	2.819	14.10	17.181	8.674	1.020								1.005	1.250
	0.2500	0.229	2.391	12.95	17.409	8.803	1.047								1.033	0.500
	0.0000	0.654	2.007	10.03	17.993	9.487	1.115								1.081	0.125

$r = \frac{ds - d100}{d0 - d5}$	$km = \frac{Cv \cdot \delta v \cdot \gamma_w}{(1 + e)m} \cdot 1000$	$LL = 65.40$	$Wf = 45.5\%$	$Wf =$	$\theta v =$ Coef. de Compresibilidad.
$Cv = \frac{p0}{e2 - e1} \cdot \frac{e2 - e1}{p2 - p1}$	$Mv = \frac{\delta v}{1 + e}$	$IP = 39.20$	$ef = 1.351$	$ef = 1.115$	$Mv =$ Coef. de Variación Volumétrica.
		$IP = 37.20$	$G = 89.0\%$	$G = 115.6\%$	$Cv =$ Coef. de Consolidación.
		$SUCS = MH$			$\gamma =$ Rel. de Consolidación Primaria.
					$km =$ Coef. de Permeabilidad.
					$\theta m =$ Rel. variación media.
					$Pm =$ Presión media.

OBSERVACIONES: Muestra en el pie del talud.

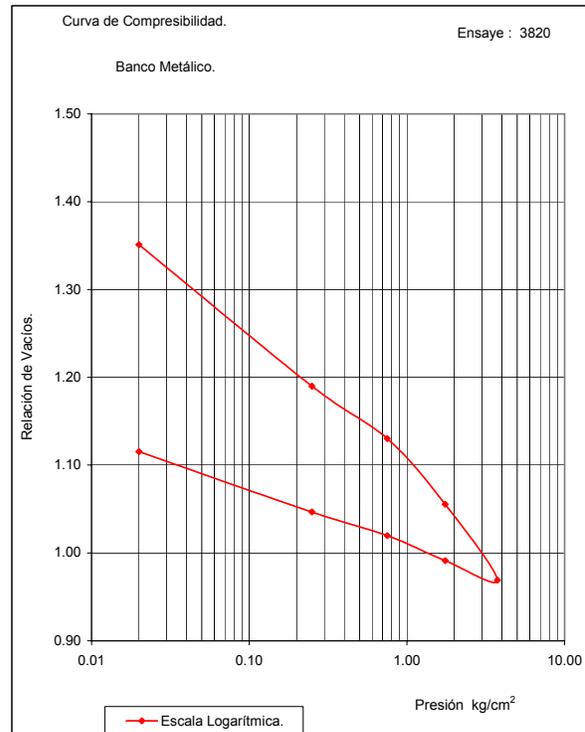
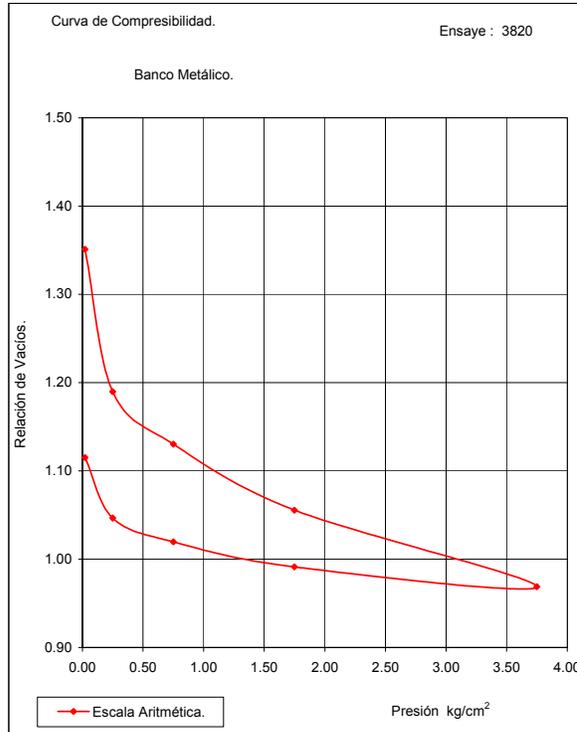
Fuente: Laboratorio ISDECON



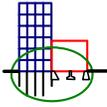
ISDECON

INGENIERIA DE SUELOS, DISEÑO ESTRUCTURAL,  
CONTROL DE CALIDAD Y CONSTRUCCIONES.

CURVAS DE COMPRESIBILIDAD



Fuente: Laboratorio ISDECON



ISDECON

INGENIERIA DE SUELOS, DISEÑO ESTRUCTURAL,  
CONTROL DE CALIDAD Y CONSTRUCCIONES.

18 DE MARZO # 23 COL. E. ZAPATA URUAPAN, MICH. TEL. 5192404 Y CEL. 044 452 5262117

REGISTRO SCOP: GEM/SCOP/PC/314/03

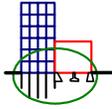
**TABLA CONCENTRADO DE RESULTADOS MUESTRAS ALTERADAS.**

PRUEBAS REALIZADAS.	KM 62 +100				KM 62 +180			
	3782	3783	3784	3785	3792	3793	3794	3795
Numero de Estrato.	1	2	3	4	1	2	3	4
Profundidad de la muestra (mt)	0.80	3.00	5.50	8.50	1.00	4.50	7.00	9.00
Consistencia del suelo.	Suave	Media	Media a Dura	Media a Dura	Suave	Media	Media a Dura	Media a Dura
Nivel de Agua Freática. (mt)	NO	NO	NO	NO	NO	NO	NO	NO
<b>Granulometrías.</b>								
% de Grava o Retenido malla 4	-	-	-	-	-	-	-	-
% Pasa Malla No. 4	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
% Pasa Malla No. 40	93.00	95.00	97.00	99.00	97.00	100.00	100.00	98.00
% Pasa Malla No. 200	91.00	89.00	92.00	98.00	91.00	99.00	97.00	94.00
Clasificación Granulométrica.	Finos	Finos	Finos	Finos	Finos	Finos	Finos	Finos
<b>Límites de Consistencia</b>								
Humedad Natural (%)	62.50	46.80	33.70	54.14	64.20	49.00	47.10	53.90
Límite Líquido. (%)	73.57	61.14	58.37	74.46	77.62	67.32	66.53	69.76
Límite Plástico. (%)	45.02	35.62	32.10	40.41	45.75	41.68	34.07	37.39
Índice Plástico. (%)	28.55	25.52	26.27	34.05	31.87	25.44	32.46	32.37
Contracción Lineal (%)	11.18	10.14	9.42	12.59	11.45	13.33	9.30	12.06
Contracción Volumétrica (%)	36.24	29.64	24.62	29.20	36.12	32.10	24.68	30.03
Clasificación Límites.	MH	MH	MH	MH	MH	MH	MH	MH
<b>Clasificación SUCS</b>								
Descripción SUCS del Suelo.	Limo Inorgánico de alta plasticidad	Limo Inorgánico de alta plasticidad	Limo - Arcilla inorgánico de alta plasticidad	Limo - Arcilla inorgánico de alta plasticidad	Limo Inorgánico de alta plasticidad			

PRUEBAS REALIZADAS.	KM 62 +290		
	3796	3797	3798
Numero de Estrato.	1	2	3
Profundidad de la muestra (mt)	0.90	4.30	5.20
Consistencia del suelo.	Suave	Media	Media a Dura
Nivel de Agua Freática. (mt)	NO	NO	NO
<b>Granulometrías.</b>			
% de Grava o Retenido malla 4	-	-	-
% Pasa Malla No. 4	100.00	100.00	100.00
% Pasa Malla No. 40	99.00	98.00	92.00
% Pasa Malla No. 200	93.00	96.00	63.00
Clasificación Granulométrica.	Finos	Finos	Finos
<b>Límites de Consistencia</b>			
Humedad Natural (%)	50.40	46.20	52.60
Límite Líquido. (%)	65.97	69.18	72.54
Límite Plástico. (%)	43.05	41.52	35.62
Índice Plástico. (%)	22.93	27.66	36.72
Contracción Lineal (%)	7.84	12.00	11.75
Contracción Volumétrica (%)	47.05	43.33	35.13
Clasificación Límites.	MH	MH	MH
<b>Clasificación SUCS</b>			
Descripción SUCS del Suelo.	Limo Inorgánico de alta plasticidad	Limo Inorgánico de alta plasticidad	Limo - Arcilla inorgánico de alta plasticidad

PRUEBAS REALIZADAS.	KM 62 +350		
	3799	3800	3801
Numero de Estrato.	1	2	3
Profundidad de la muestra (mt)	0.75	4.80	6.00
Consistencia del suelo.	Suave	Media	Media a Dura
Nivel de Agua Freática. (mt)	NO	NO	NO
<b>Granulometrías.</b>			
% de Grava o Retenido malla 4	-	-	-
% Pasa Malla No. 4	100.00	100.00	100.00
% Pasa Malla No. 40	97.00	100.00	100.00
% Pasa Malla No. 200	93.00	98.00	99.00
Clasificación Granulométrica.	Finos	Finos	Finos
<b>Límites de Consistencia</b>			
Humedad Natural (%)	55.20	50.60	49.40
Límite Líquido. (%)	62.37	74.08	70.33
Límite Plástico. (%)	37.10	41.02	43.11
Índice Plástico. (%)	25.27	33.87	21.22
Contracción Lineal (%)	10.15	11.91	10.37
Contracción Volumétrica (%)	32.45	32.06	35.92
Clasificación Límites.	MH	MH	MH
<b>Clasificación SUCS</b>			
Descripción SUCS del Suelo.	Limo Inorgánico de alta plasticidad	Limo Inorgánico de alta plasticidad	Limo Inorgánico de alta plasticidad

Fuente: Laboratorio ISDECON



**ISDECON**

INGENIERIA DE SUELOS, DISEÑO ESTRUCTURAL,  
CONTROL DE CALIDAD Y CONSTRUCCIONES.

18 DE MARZO # 23 COL. E. ZAPATA URUAPAN, MICH. TEL 5192404 Y CEL. 044 452 5262117

REGISTRO SCOP: GEM/SCOP/PC/314/03

**TABLA CONCENTRADO DE RESULTADOS MUESTRAS ALTERADAS.**

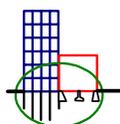
PRUEBAS REALIZADAS.	KM 62 +720		
	3802	3803	3804
Numero de Estrato.	1	2	3
Profundidad de la muestra (mt)	0.80	4.40	7.20
Consistencia del suelo.	Suave	Media	Media a Dura
Nivel de Agua Freática. (mt)	NO	NO	NO
<b>Granulometrías.</b>			
% de Grava o Retenido malla 4	-	-	-
% Pasa Malla No. 4	100.00	100.00	100.00
% Pasa Malla No. 40	94.00	93.00	94.00
% Pasa Malla No. 200	87.00	91.00	90.00
Clasificación Granulométrica.	Finos	Finos	Finos
<b>Límites de Consistencia</b>			
Humedad Natural (%)	69.00	53.30	50.50
Límite Líquido. (%)	80.40	68.16	63.67
Límite Plástico. (%)	49.23	37.72	42.12
Índice Plástico. (%)	31.18	30.46	21.75
Contracción Lineal (%)	11.94	13.53	10.70
Contracción Volumétrica (%)	37.85	30.63	37.41
Clasificación Límites.	MH	MH	MH
<b>Clasificación SUCS</b>			
Descripción SUCS del Suelo.	Limo Inorgánico de alta plasticidad	Limo Inorgánico de alta plasticidad	Limo Inorgánico de alta plasticidad

PRUEBAS REALIZADAS.	KM 62 +930		
	3805	3806	3807
Numero de Estrato.	1	2	3
Profundidad de la muestra (mt)	1.40	6.00	1.05
Consistencia del suelo.	Suave	Media	Media a Dura
Nivel de Agua Freática. (mt)	NO	NO	NO
<b>Granulometrías.</b>			
% de Grava o Retenido malla 4	-	-	-
% Pasa Malla No. 4	100.00	100.00	100.00
% Pasa Malla No. 40	98.00	76.00	98.00
% Pasa Malla No. 200	96.00	41.00	94.00
Clasificación Granulométrica.	Finos	Arena	Finos
<b>Límites de Consistencia</b>			
Humedad Natural (%)	58.60	51.80	61.20
Límite Líquido. (%)	70.64	64.37	76.92
Límite Plástico. (%)	48.15	38.58	41.40
Índice Plástico. (%)	22.49	25.79	35.52
Contracción Lineal (%)	10.64	11.10	12.58
Contracción Volumétrica (%)	36.37	30.66	34.89
Clasificación Límites.	MH	MH	MH
<b>Clasificación SUCS</b>			
Descripción SUCS del Suelo.	Limo Inorgánico de alta plasticidad	Limo Inorgánico de alta plasticidad	Limo Inorgánico de alta plasticidad

PRUEBAS REALIZADAS.	KM 63 + 520		
	3808	3809	3810
Numero de Estrato.	1	2	3
Profundidad de la muestra (mt)	1.50	5.30	8.10
Consistencia del suelo.	Suave	Media	Media a Dura
Nivel de Agua Freática. (mt)	NO	NO	NO
<b>Granulometrías.</b>			
% de Grava o Retenido malla 4	-	-	-
% Pasa Malla No. 4	100.00	100.00	100.00
% Pasa Malla No. 40	99.00	95.00	92.00
% Pasa Malla No. 200	98.00	92.00	84.00
Clasificación Granulométrica.	Finos	Finos	Finos
<b>Límites de Consistencia</b>			
Humedad Natural (%)	50.20	50.20	66.80
Límite Líquido. (%)	74.06	69.39	78.38
Límite Plástico. (%)	43.83	41.82	44.50
Índice Plástico. (%)	30.23	27.57	33.84
Contracción Lineal (%)	12.96	11.86	10.35
Contracción Volumétrica (%)	36.06	30.58	50.38
Clasificación Límites.	MH	MH	MH
<b>Clasificación SUCS</b>			
Descripción SUCS del Suelo.	Limo Inorgánico de alta plasticidad	Limo Inorgánico de alta plasticidad	Limo Inorgánico de alta plasticidad

Fuente: Laboratorio ISDECON





**ISDECON**

INGENIERIA DE SUELOS, DISEÑO ESTRUCTURAL,  
CONTROL DE CALIDAD Y CONSTRUCCIONES.

18 DE MARZO # 23 COL. E. ZAPATA URUAPAN, MICH. TEL 5192404 Y CEL. 044 452 5262117

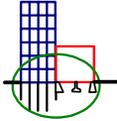
REGISTRO SCOP: GEM/SCOP/PC/314/03

**TABLA CONCENTRADO DE RESULTADOS MUESTRAS INALTERADAS.**

PRUEBAS REALIZADAS.	KM 62 +180				KM 62 +650	
	3819	3820	3821	3822	3823	3824
Numero de Estrato.	1	2	3	4	1	2
Profundidad de la muestra (mt)	1.50	5.00	8.60	12.00	3.00	8.20
Consistencia del suelo.	Suave	Media	Media a Dura	Media a Dura	Media	Media a Dura
Nivel de Agua Freática. (mt)	NO	NO	NO	NO	NO	NO
<b>Granulometrías.</b>						
% de Grava o Retenido malla 4	-	-	-	-	-	-
% Pasa Malla No. 4	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
% Pasa Malla No. 40	94.00	94.00	100.00	90.00	93.50	92.00
% Pasa Malla No. 200	90.00	70.00	99.00	84.00	89.00	85.00
Clasificación Granulométrica.	Finos	Finos	Finos	Finos	Finos	Finos
<b>Límites de Consistencia</b>						
Humedad Natural (%)	50.20	59.70	54.20	56.86	52.43	58.60
Límite Líquido (%)	68.10	72.23	75.57	65.40	66.20	73.50
Límite Plástico (%)	40.78	40.43	47.25	33.20	35.50	38.65
Índice Plástico (%)	22.32	31.80	28.32	32.20	30.70	34.85
Contracción Lineal (%)	11.96	11.07	11.66	10.48	10.60	8.10
Contracción Volumétrica (%)	33.74	31.05	33.65	28.90	34.60	37.20
Clasificación Límites.	MH	MH	MH	MH	MH	MH
<b>Clasificación SUCS</b>						
Descripción SUCS del Suelo.	Limo Inorgánico de alta plasticidad	Limo inorgánico de alta plasticidad	Limo Inorgánico de alta plasticidad	Limo -Arcilla Inorgánico de alta plasticidad	Limo Inorgánico de alta plasticidad	Limo inorgánico de alta plasticidad
<b>Compresión Simple.</b>						
Peso Volumétrico Lugar (Ton/m <sup>3</sup> )	1.667	-	1.750	1.656	-	1.653
Esfuerzo Máximo (Kg/cm <sup>2</sup> )	5.411	-	1.474	2.692	-	6.328
Cohesión del Suelo (Kg/cm <sup>2</sup> )	2.706	-	0.737	1.346	-	3.164
<b>Compresión Triaxial.</b>						
Peso Volumétrico Lugar (Ton/m <sup>3</sup> )	1.683	1.733	1.688	1.640	1.607	1.697
Angulo de Fricción Interna (°)	-	57.50	34.61	10.30	12.14	16.80
Cohesión del Suelo (Kg/cm <sup>2</sup> )	-	0.360	0.430	1.000	0.730	1.090
<b>Consolidación Unidimen.</b>						
Densidad de Sólidos.	2.561	2.513	2.593	2.643	2.585	2.554
Carga Preconsolidación (Kg/cm <sup>2</sup> )	0.35	0.60	0.38	0.16	0.30	0.40
<b>Pruebas Hidráulicas</b>						
Coefficiente de Permeabilidad (cm/seg)	6.054E-07	9.627E-07	2.680E-07	2.134E-06	1.020E-07	1.830E-07

PRUEBAS TERRACERIAS	KM 62 + 930			KM 62 + 520		
	3805	3806	3807	3808	3809	3810
Peso Vol. Seco Suelto (Ton/m <sup>3</sup> )	1.014	1.016	0.982	0.893	0.903	0.873
Peso Vol. Seco Máximo (Ton/m <sup>3</sup> )	1.125	1.065	1.118	1.062	1.078	1.040
Humedad Óptima Compactación (%)	58.00	58.50	59.00	60.00	50.00	60.00
Valor Relativo de Soporte V.R.S.	5.00	4.80	3.40	4.00	3.00	4.00
Porcentaje de Expansión (%)	6.66	3.30	3.50	3.10	3.70	3.20
Clasificación Terracerría	Mala	Mala	Mala	Mala	Mala	Mala

*Fuente: Laboratorio ISDECON*



**ISDECON**

INGENIERIA DE SUELOS, DISEÑO ESTRUCTURAL,  
CONTROL DE CALIDAD Y CONSTRUCCIONES.

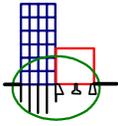
18 DE MARZO # 23 COL. E. ZAPATA URUAPAN, MICH. TEL 5192404 Y CEL. 044 452 5262117

REGISTRO SCOP: GEM/SCOP/PC/314/03

**TABLA CONCENTRADO DE RESULTADOS MUESTRAS INALTERADAS.**

PRUEBAS REALIZADAS.	63 +230			64 + 051	
	3825	3826	3827	3828	3828 - A
Numero de Estrato.	1	2	3	1	2
Profundidad de la muestra (mt)	1.50	5.30	8.50	1.30	3.20
Consistencia del suelo.	Suave	Media	Media a Dura	Suave	Media
Nivel de Agua Freática. (mt)	NO	NO	NO	NO	NO
<b>Granulometrías.</b>					
% de Grava o Retenido malla 4	-	-	-	-	-
% Pasa Malla No. 4	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
% Pasa Malla No. 40	95.00	99.00	94.00	88.00	92.00
% Pasa Malla No. 200	91.00	98.00	90.00	82.00	87.00
Clasificación Granulométrica.	Finos	Finos	Finos	Finos	Finos
<b>Límites de Consistencia</b>					
Humedad Natural (%)	37.00	49.70	57.80	30.30	59.48
Límite Líquido. (%)	80.74	67.31	74.32	69.64	74.16
Límite Plástico. (%)	46.64	38.45	39.87	40.59	45.22
Índice Plástico. (%)	34.10	28.86	34.45	29.05	28.94
Contracción Lineal (%)	11.66	12.45	12.90	10.24	11.75
Contracción Volumétrica (%)	38.66	30.28	32.75	33.65	33.65
Clasificación Límites.	MH	MH	MH	MH	MH
<b>Clasificación SUCS</b>					
	MH	MH	MH	MH	MH
Descripción SUCS del Suelo.	Limo Inorgánico de alta plasticidad				
<b>Compresión Simple.</b>					
Peso Volumétrico Lugar (Ton/m <sup>3</sup> )	1.562	-	-	-	-
Esfuerzo Máximo (Kg/cm <sup>2</sup> )	0.531	-	-	-	-
Cohesión del Suelo (Kg/cm <sup>2</sup> )	0.265	-	-	-	-
<b>Compresión Triaxial.</b>					
Peso Volumétrico Lugar (Ton/m <sup>3</sup> )	1.660	1.613	1.577	-	-
Angulo de Fricción Interna (°)	3.00	16.14	-	-	-
Cohesión del Suelo (Kg/cm <sup>2</sup> )	0.260	0.550	-	-	-
<b>Consolidación Unidimen.</b>					
Densidad de Sólidos.	2.551	2.620	2.550	2.440	2.176
Carga Preconsolidación (Kg/cm <sup>2</sup> )	0.66	0.48	0.16	0.22	0.39
<b>Pruebas Hidráulicas</b>					
Coefficiente de Permeabilidad (cm/seg)	1.816E-06	2.130E-07	3.640E-07	1.290E-06	1.040E-06

*Fuente: Laboratorio ISDECON*



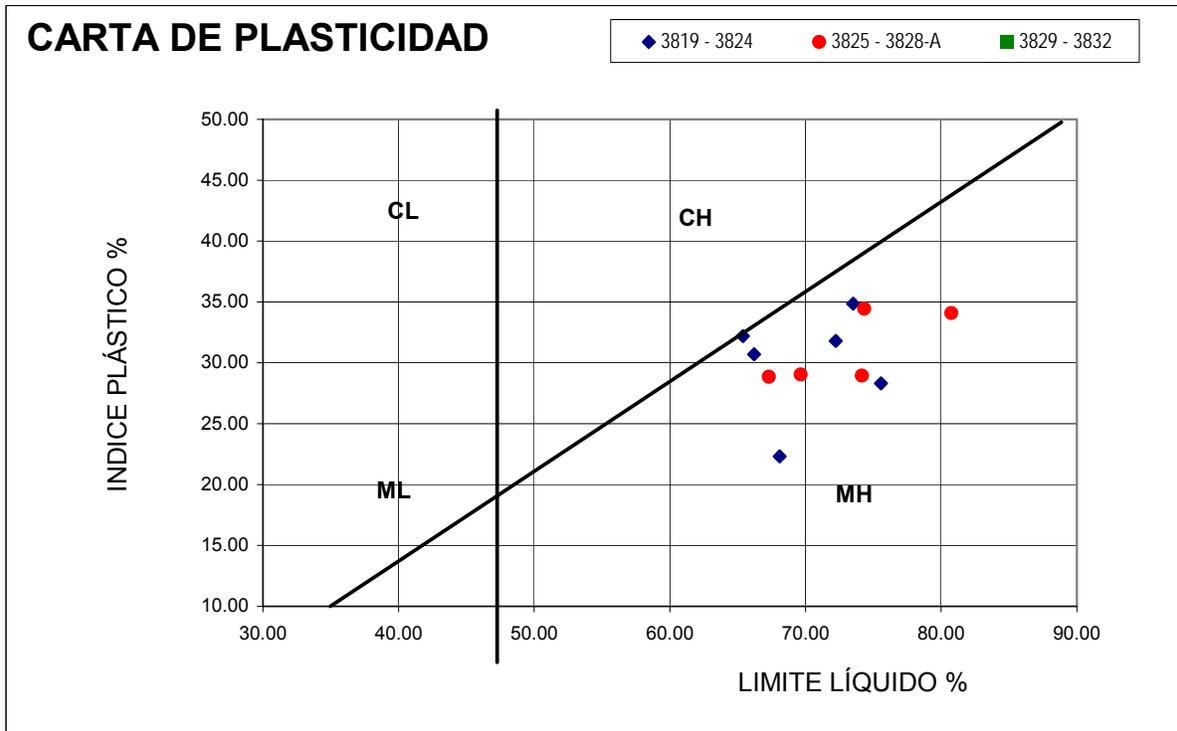
ISDECON

INGENIERIA DE SUELOS, DISEÑO ESTRUCTURAL,  
CONTROL DE CALIDAD Y CONSTRUCCIONES.

18 DE MARZO # 23 COL. E. ZAPATA URUAPAN, MICH. TEL 5192404 Y CEL. 044 452 5262117

REGISTRO SCOP: GEM/SCOP/PC/314/03

UBICACIÓN DE MUESTRAS INALTERADAS EN CARTA PLASTICIDAD.



Fuente: Laboratorio ISDECON

### **3.5.- EVALUACIÓN DE LOS FACTORES DE SEGURIDAD.**

Después de analizar toda la información topográfica, geológica, geotécnica y de las visitas de campo, revisión de teorías, etc. podemos concluir que existe falla por un deslizamiento de tipo rotacional en la parte superior del talud, además de la inestabilidad provocada por problemas de la erosión. El agua es un factor predominante en este problema, ya que causa la saturación del suelo provocando líneas de flujo específicas; convirtiendo al MH, en un suelo muy fisurado aunque tenga consistencia media a dura pero teniendo fallas frágiles internas que reducen la resistencia al esfuerzo cortante.

Por lo que después de realizar toda la investigación anterior se concluye en forma preliminar dos cosas:

1. El agua está provocando deslizamientos en los taludes.
2. Las grietas de tensión se forman por procesos naturales de saturación y secado además por la inclinación actual de los taludes, éstas provocan el inicio de la falla local en la corona del talud y posteriormente saturación en zona inferior, lo cual provoca los desprendimientos como flujo de suelo hacia el pie de talud.

En general se deberá atacar el problema disminuyendo la cantidad de infiltración de agua al interior del talud, drenando o colocando sistemas más eficientes de drenaje; y reforzando la vegetación natural así como la disminución del ángulo de inclinación del talud. Evaluando los ángulos de inclinación de los taludes, se hace la siguiente conclusión:

TRAMO	ÁNGULOS
Taludes del Km. 62+070 al 64+170	30° a 50° y 68° a 70°

En general esta zona está muy dañada además de ser muy peligrosa por tener gran altura de taludes y mayor movimiento de suelo. Con los datos anteriores evaluaremos los factores de seguridad (F.S.) actuales en los taludes críticos, que de antemano sabremos no serán muy saludables. Además de saber que por el cambio de consistencia y tipo de suelo entre el primer estrato y el segundo provoca un deslizamiento o movimiento normal e inevitable por el ángulo del talud y por el efecto de saturación.

Esta evaluación se realizará por el Método Gráfico de Taylor para suelos cohesivos-friccionantes limitado por un estrato resistente al pie del talud, esto sólo con el fin de ver en que condiciones de estabilidad se encuentran los taludes, a pesar de que ya concluimos que la principal falla es por erosión superficial y la falla rotacional local que se presenta con la aparición de las grietas de tensión y la infiltración de agua dentro de ellas.

#### Nomenclatura.

nH- Factor alojamiento.

D- Profundidad (mt).

H = altura de Talud (mt).

O- Origen círculo crítico.

R- Radio del círculo (mt).

$\beta$  = Ángulo del talud ( $^{\circ}$ ).

c = Cohesión del material ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ).

$\gamma$  = Peso volumétrico natural ( $\text{Ton}/\text{m}^3$ ).

Ne = Número de estabilidad.

FS = Factor de Seguridad.

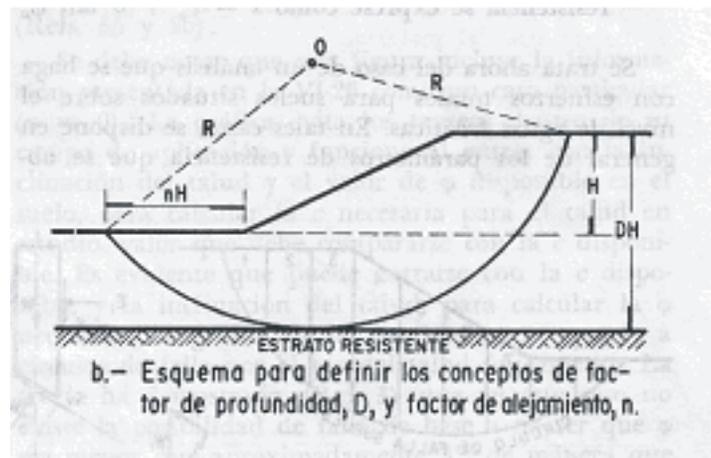


Fig. 3.8.- Esquema para definir los conceptos de factor de profundidad, D, y factor de alojamiento, n. (Rico Rodríguez, 2001).

En base a lo anterior definimos la siguiente tabla con los valores extremos de las alturas y los ángulos de inclinación del talud.

$\beta$	H	C	$\gamma$	DH	Ne	n	Ne	F.S.
30°	10	1,20	1,64	11,50	0,15		0,73	5,00
40°	13	0,55	1,70	14,50	0,16		0,25	1,55
50°	8	1,20	1,70	-	0,18		0,88	5,03
68°	12	0,73	1,60	-	0,18		0,38	2,08
70°	13	0,73	1,60	-	0,18		0,35	1,92

Suponiendo:

$D = DH/H = \text{constante}$ , entrar gráfico 3.6 con los valores D y  $\beta$  y los ángulos marcados en la tabla anterior para obtener el valor de Ne. Número de estabilidad.

Donde:

$$N_e = \frac{c_u}{\gamma_m h}$$

$$F.S = \frac{\text{Ne disponible}}{\text{Ne requerido}} = \frac{\text{de resistencia}}{\text{de gráfica}}$$

Para ángulos mayores a 53°, el factor “Ne” es constante y vale 0.182, ya que no importa el valor de DH, pues la gráfica marca una línea constante.

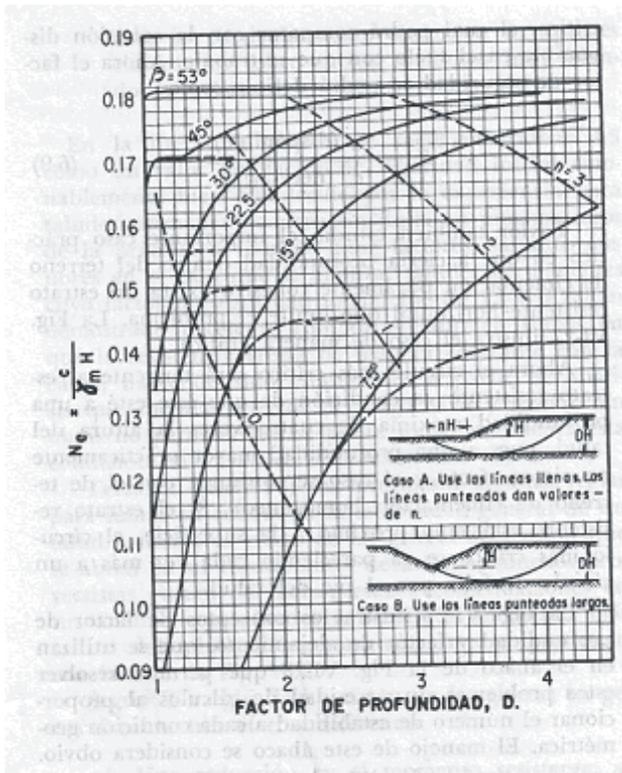
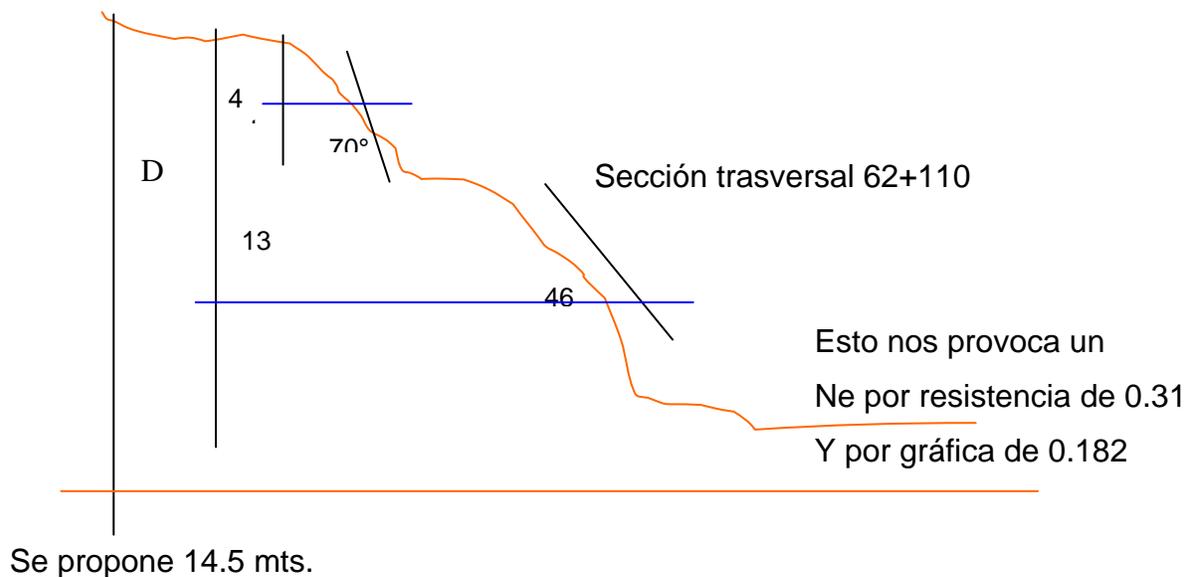


Fig. 3.9.- Gráfica de Taylor para determinar el F.S. (Rico Rodríguez, 2001).

Como vemos los factores de seguridad (F.S.) tomados con respecto a la cohesión del suelo resultan en este primer tanteo saludables aunque deberemos de reflexionar lo siguiente:



Mientras más pequeña sea la altura y más alto el valor de la cohesión, más grande es el factor de seguridad (F.S.) y viceversa, con lo cual concluimos lo siguiente:

H talud sube, y la cohesión baja, por lo tanto el F.S. baja

H talud baja, y la cohesión sube, por lo tanto el F.S. sube

H talud baja, y la cohesión baja, por lo tanto el F.S. baja

Todo lo anterior dependiendo del ángulo de inclinación del talud, ya que a mayor ángulo menor factor de seguridad F.S.

Por lo que se engloban las soluciones a:

1. Muros de contención a base de sistemas:

- Muros gaviones.
  - Muro Cribock.
- } Aumentando el momento resistente.

2. Disminución de Erosión en talud:

- Abatimiento del talud.
  - Revestimiento vegetal.
- } Evitando fallas por tensión.

3. Disminución de saturación del suelo:

- Colocando sistemas de drenaje.
- Revestimiento de canales naturales en zonas de riego.

En base a lo anterior, se englobarán las soluciones anteriores y se combinará tanto la solución de muros de contención como el sistema de vegetación para evitar la erosión y además colocar sistemas de drenaje interior para evitar los flujos de lodo que se provocan por la erosión.

## **4.- PROPUESTAS DE SOLUCIÓN.**

### **4.1.- TEORÍAS DE EMPUJES DE TIERRAS.**

En las Vías Terrestres se usan mucho las estructuras de retención para resolver numerosos problemas que se presentan con frecuencia. La mayor parte de estas estructuras, construidas en carreteras y ferrocarriles, son muros de concreto o de mampostería; es decir, de tipo "rígido". Casi siempre estos muros son de escasa altura por lo general abajo de 8 o 10 m., de manera que su construcción y aún su proyecto pueden hacerse con razonable seguridad práctica, un poco al margen de las grandes complicaciones e incertidumbres teóricas relacionadas con las presiones de tierra contra los elementos de retención, que se vuelven muy críticas cuando es mayor la altura de las estructuras.

Las teorías de que se dispone actualmente para el cálculo de las obras de retención de tierras tienen efectos graves y son inciertas en el sentido de que muchas veces es muy difícil definir en la práctica si se están cumpliendo las condiciones de aplicabilidad en la medida necesaria, es decir, no hay ninguna teoría de aplicación universal y su utilidad para un caso dado depende siempre de condiciones de la estructura y del relleno que no son fáciles de preveer.

Los casos más comunes de utilización de estructuras de retención en el campo, son los siguientes como lo menciona Rico Rodríguez (2001):

1. Confinamiento de terraplenes, sea porque no se dispone de espacio para su derrame, como ocurre con frecuencia en zonas urbanas, o porque tales derrames resultarían demasiado largos, angostos e inseguros y difíciles de construir, como suele suceder en secciones en balcón sobre laderas de pendiente fuerte.

2. Confinamiento de accesos a puentes, paso a desnivel, alcantarillas y otras estructuras. Se trata de evitar taludes con derrame importante, sea por no haber espacio para ellos, para no invadir cauces y zonas inconvenientes o por ahorro en el movimiento de tierras.
3. Retención de masas de tierra inestables en sí misma; en este caso, el elemento de retención se utiliza como solución al problema de inestabilidad.

La literatura marca que las estructuras de retención suelen clasificarse de acuerdo con dos normas de criterio. El primer criterio se basa en que las estructuras pueden ser “rígidas” o “flexibles”, según su deformabilidad ante las presiones ejercidas por el relleno. El concreto y la mampostería dan lugar a estructuras del tipo rígido, cuando se disponen en muros de espesor considerable. Las estructuras flexibles son aquellas que, por su sección y materiales constitutivos, tienen una alta deformabilidad.

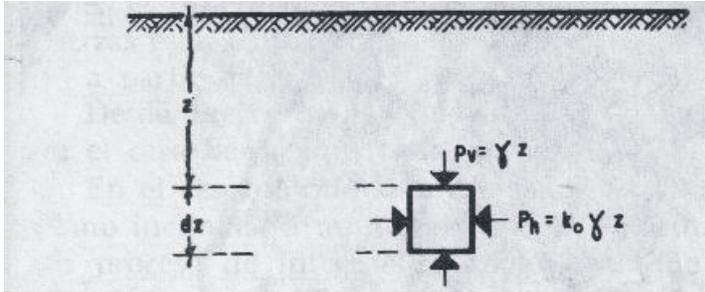
Ahora el segundo criterio, las clasifica de acuerdo con el término de vida que se le señala, y pueden ser permanentes o provisionales. La estructura de retención permanente típica de las vías terrestres es el muro de concreto o mampostería. Las obras provisionales se denominan ademes o entibaciones y suelen construirse de madera o de acero, cuando hayan de soportar fuertes empujes. Estas obras tienen una vida corta, duran el tiempo que tarde en construirse la obra principal.

#### **4.1.1.- TEORÍA DE RANKINE.**

##### ***4.1.1.1.- Teoría en suelos friccionantes.***

Según Juárez Badillo y Rico Rodríguez (2000) si se considera un elemento de suelo de altura  $dz$  situado a una profundidad  $z$  en el interior de un semiespacio de suelo en “reposo” (sin ningún desplazamiento horizontal ni vertical); sea la frontera

del semiespacio horizontal (Fig. 4.1). En tales condiciones, la presión vertical efectiva actuante sobre la estructura del elemento es:



$$p_v = \gamma \cdot z$$

Ecuación 4.0

Fig. 4.1.-Esfuerzos actuantes sobre un Elemento de suelo en reposo (Juárez Badillo, 2000)

Donde  $\gamma$  es el peso específico correspondiente al estado en que se encuentre el medio.

Bajo la presión vertical actuante, el elemento del suelo se presiona lateralmente y se origina así un esfuerzo horizontal,  $P_h$ , que, con base en la experiencia, se ha aceptado como directamente proporcional a  $P_v$ .

$$p_h = K_0 \cdot \gamma \cdot z$$

Ecuación 4.1

“De acuerdo con Rankine se dirá que un suelo está en estado plástico cuando se encuentra en estado de falla incipiente generalizado. Así, de acuerdo con lo anterior, caben dos estados plásticos prácticos. El que se tiene cuando el esfuerzo horizontal alcanza el valor mínimo  $K_a \gamma z$  y el que ocurre cuando dicha presión llega al valor máximo  $K_p \gamma z$ . Estos estados se denominan respectivamente activo y pasivo” (Juárez Badillo; 2000:124, Vol. II); donde  $K_a$  se denomina coeficiente de presión activa de tierras y  $K_p$  recibe el nombre de coeficiente de presión pasiva de tierras

El estado plástico activo se obtiene por medio de fáciles procedimientos matemáticos la siguiente ecuación, que da valor al coeficiente activo de presión de tierras  $K_a$ :

$$K_a = \frac{1}{N_\phi} = \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) = \frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{1 + \operatorname{sen} \phi} \quad \text{Ecuación 4.2}$$

De manera similar, en el estado plástico pasivo se tiene, para el coeficiente pasivo de presión de tierras  $K_p$ :

$$K_p = N_\phi = \operatorname{tg}^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) = \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} \quad \text{Ecuación 4.3}$$

Estos dos casos de estados plásticos tienen una gran aplicación con la ingeniería, lo cual los hace de interés práctico.

Ahora si las expresiones para la presiones activa y pasiva (Ecs. 4.0 y 4.1), que se obtuvieron para una profundidad  $z$ , se integran a lo largo de la altura  $H$  de un muro de retención, podrán obtenerse los empujes totales correspondientes. El procedimiento implica la suposición de que el muro se ha deformado lo necesario.

Así, para el estado plástico activo podrá escribirse, con base en la siguiente ecuación,

$$p_h = \frac{p_v}{N_\phi} = \frac{\gamma \cdot z}{N_\phi} \quad \text{Ecuación 4.4}$$

Expresión que da la presión horizontal actuante sobre el muro a la profundidad  $z$ , para el caso de relleno con superficie horizontal.

En un elemento  $dz$  del respaldo del muro, a la profundidad  $z$ , obra el empuje

$$dE_A = \frac{1}{N_\phi} \cdot \gamma \cdot z \cdot dz \quad \text{Ecuación 4.5}$$

Supuesta una dimensión unitaria normal al papel; por tanto, en la altura  $H$  el empuje total será:

$$E_A = \frac{\gamma}{N_\phi} \int_0^H z dz = \frac{1}{2N_\phi} \cdot \gamma \cdot H^2 = \frac{1}{2} \cdot K_A \cdot \gamma \cdot H^2 \quad \text{Ecuación 4.6}$$

$$E_A = \frac{1}{2} \cdot K_A \cdot \gamma \cdot H^2 \quad \text{Ecuación 4.7}$$

La expresión 4.7 da el empuje total activo que ejerce un relleno de superficie horizontal contra un muro de respaldo vertical, en un suelo puramente friccionante.

En forma análoga, para el estado plástico pasivo, se llega al valor del empuje pasivo total:

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot N_\phi \cdot \gamma \cdot H^2 = \frac{1}{2} \cdot K_p \cdot \gamma \cdot H^2 \quad \text{Ecuación 4.8}$$

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot K_p \cdot \gamma \cdot H^2 \quad \text{Ecuación 4.9}$$

Válida también para muro de respaldo vertical y superficie de relleno horizontal, en suelo friccionante.

Se deduce que el punto de aplicación de las fuerzas por  $E_A$  y  $E_p$  está a un tercio de la altura del muro, medido a partir de la base. Ambas fuerzas resultan horizontales.

Ahora se considera el caso en que la superficie del relleno sea un plano inclinado a un ángulo  $\beta$  con la horizontal, por un proceso sencillo de integración se llega a las expresiones de los empujes activos y pasivos siguientes:

$$E_A = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \left[ \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \right] \quad \text{Ecuación 4.10}$$

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \left[ \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \right] \quad \text{Ecuación 4.11}$$

En vista de que las distribuciones de presión también son lineales y su dirección es paralela a la superficie del relleno, las resultantes serán paralelas a la superficie del relleno y estarán aplicadas a un tercio de la altura del muro, a partir de su base.

Un caso práctico es aquel que resulta al considerar la superficie del relleno, horizontal, sometida a una sobrecarga uniformemente distribuida, de valor  $q$ . donde analizando para el estado plástico activo se obtiene la siguiente ecuación:

$$\Delta p_h = K_A \cdot q \quad \text{Ecuación 4.12}$$

Es decir, para el caso activo, el efecto de la sobrecarga es simplemente un aumento uniforme de la presión actuante contra el muro en el valor dado por la Ec. 4.12.

Por lo tanto, de un modo totalmente análogo, para el caso pasivo el efecto de la sobrecarga uniforme es aumentar la presión en el valor:

$$\Delta p_h = K_p \cdot q \quad \text{Ecuación 4.13}$$

Todas estas formulas se aplican con frecuencia en la construcción de muros de retención de mampostería y de concreto reforzado.

#### **4.1.1.2.- Teoría en suelos cohesivos.**

Antes de iniciar con esta teoría será necesario comentar un punto muy importante acerca de los suelos cohesivos; “la “cohesión” de las arcillas no existe

como una propiedad intrínseca, sino que es propiedad circunstancial, expuesta a cambiar con el tiempo, sea porque la arcilla se consolide o porque se expanda con absorción de agua” (Rico Rodríguez; 2001:240). Por lo que, será necesario en cada caso se debe tener la seguridad de que la “cohesión” no cambie con el tiempo. Desde luego que esta garantía es, por lo menos, muy difícil de obtener.

Tomando las consideraciones que Rankine consideró en los suelos friccionantes, ahora para un elemento de suelo puramente “cohesivo” a la profundidad  $z$ , si la masa de superficie horizontal de suelo está en “reposo”, la presión horizontal sobre el elemento, sometido a la presión vertical  $\gamma z$ , será  $K_o \gamma z$ . En este caso el valor de  $K_o$  depende del material y de su historia previa de esfuerzos. Por lo que para el estado “plástico” activo, las presiones valen:

La horizontal:

$$p_A = \gamma z - 2c \quad \text{Ecuación 4.14}$$

La vertical:

$$p_v = \gamma z \quad \text{Ecuación 4.15}$$

Donde  $P_v$  es el esfuerzo principal mayor y  $P_A$  el menor.

Para el estado “plástico” pasivo y las presiones serán:

La horizontal:

$$p_p = \gamma z + 2c \quad \text{Ecuación 4.16}$$

La vertical:

$$p_v = \gamma z \quad \text{Ecuación 4.17}$$

y  $P_p$  es el esfuerzo principal mayor.

Obteniendo las fórmulas para los empujes totales activo y pasivo, integrando la altura  $H$  del muro respecto a las presiones horizontales se obtiene:

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 - 2cH \quad \text{Ecuación 4.18}$$

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 + 2cH \quad \text{Ecuación 4.19}$$

Estas ecuaciones representan los empujes horizontales, los cuales pasan por el centroide del área de presiones. Debe notarse que las Ecs. 4.18 y 4.19 únicamente serán aplicables si la superficie del relleno fuera horizontal tras el muro.

La formula 4.18 proporciona una ecuación sencilla, la cual tiene aplicación en el cálculo de la máxima altura a que puede llegarse en un corte vertical de material “cohesivo” sin soporte y sin derrumbe:

$$H_c = \frac{4c}{\gamma} \quad \text{Ecuación 4.20}$$

“El valor  $H_c$  suele denominarse altura crítica del material “cohesivo”. La formula 4.20 da valores un poco altos de la altura estable real y en caso de que se use en la práctica deberá ser afectada por un factor de seguridad de 2, como mínimo” (Rico Rodríguez; 2001:241).

#### **4.1.1.3.- Teoría en suelos con “cohesión y fricción”.**

Según Rico Rodríguez (2001), si se toman las mismas consideraciones que se aplicaron para los suelos friccionantes y suelos cohesivos, y si el relleno es horizontal, se puede concluir de manera análoga; que un elemento de suelo a la profundidad  $z$  al que se considera en “reposo”, se tiene también estados “plásticos”

activos y pasivos. En el caso que se trata, la relación entre el esfuerzo principal máximo y el mínimo esta dada por:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot N_\phi + 2c\sqrt{N_\phi} \quad \text{Ecuación 4.21}$$

En el caso del estado activo, la  $P_A = \sigma_3$  y  $\sigma_1 = \gamma z$ , por lo que

$$P_A = \frac{\gamma \cdot z}{N_\phi} - \frac{2c}{\sqrt{N_\phi}} \quad \text{Ecuación 4.22}$$

En tanto que en el pasivo  $\sigma_1 = P_p$  y  $\sigma_3 = \gamma z$ ; por ello,

$$P_p = \gamma \cdot z \cdot N_\phi + 2c\sqrt{N_\phi} \quad \text{Ecuación 4.23}$$

Las expresiones 4.22 y 4.23 dan las presiones horizontales que se ejercen en los dos estados plásticos. Si estas presiones se integran a lo largo de la altura  $H$  del muro. Se obtiene los siguientes empujes:

$$E_A = \frac{1}{2N_\phi} \cdot \gamma \cdot H^2 - \frac{2c}{\sqrt{N_\phi}} \cdot H \quad \text{Ecuación 4.24}$$

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot N_\phi \cdot \gamma \cdot H^2 + 2c \cdot \sqrt{N_\phi} \cdot H \quad \text{Ecuación 4.25}$$

Las líneas de acción son teóricamente horizontales a través del centroide del área total de presiones.

“La altura crítica con la que es posible mantener sin soporte el suelo en corte vertical se puede calcular también con el criterio  $E_A = 0$ . En tal caso” (Rico Rodríguez; 2001:243).

$$\frac{1}{2N_{\phi}} \cdot \gamma \cdot H^2 = \frac{2c}{\sqrt{N_{\phi}}} \cdot H \quad \text{Ecuación 4.26}$$

$$H_c = \frac{4c}{\gamma} \cdot \sqrt{N_{\phi}} \quad \text{Ecuación 4.27}$$

#### **4.1.2.- MÉTODO DE COULOMB.**

##### ***4.1.2.1.- Muros con fricción en el respaldo. Método para suelos friccionantes.***

En general entre el respaldo de un muro de retención y el suelo se desarrollan fuerzas tangenciales debidas a los movimientos relativos entre ambos. Según Rico Rodríguez (2001), en el caso activo, si existiera un desplazamiento hacia el exterior del muro, éste da lugar a un movimiento relativo del suelo hacia abajo respecto a él; este movimiento produce una fuerza de fricción, tangencial, que actúa sobre el muro hacia abajo. Ahora en el caso pasivo, la compresión horizontal del muro sobre el suelo suele ir asociada a un desplazamiento relativo de éste hacia arriba respecto al muro, lo que produce una fuerza tangencial ascendente, que actúa sobre el respaldo; sin embargo, en el caso pasivo, el sentido de esta fuerza pudiera invertirse en algunos casos, que deberán determinarse por medio de un análisis.

Para analizar estos casos, con fricción entre el respaldo del muro y del suelo, se puede utilizar el método de la cuña, propuesto por Coulomb en 1776, el cual fué el primer intento matemático para calcular empujes sobre muros de retención, donde este método si toma en cuenta la inclinación de la pared así como el desarrollo de fricción entre pared y relleno. En este método se considera que el empuje sobre un muro se debe a una cuña de suelo que descansa sobre la pared posterior de éste.

Si se considera una cuña de suelo como la de Fig. 4.2 a, después de un ligero movimiento del muro, el suelo queda en estado activo y la cuña *OAB* tiende a

moverse hacia el muro. Al hacerlo debe deslizarse hacia abajo la cara OA del muro y a lo largo de la superficie de falla OB. Las fuerzas que actúan sobre esta cuña, que está en estado de equilibrio plástico límite, son las que producen las fuerzas de fricción que se mencionan (Fig. 4.2 a), junto con el triángulo de fuerzas (Fig. 4.2 b). Mediante mecánica normal se pueden analizar las fuerzas que actúan sobre la cuña.

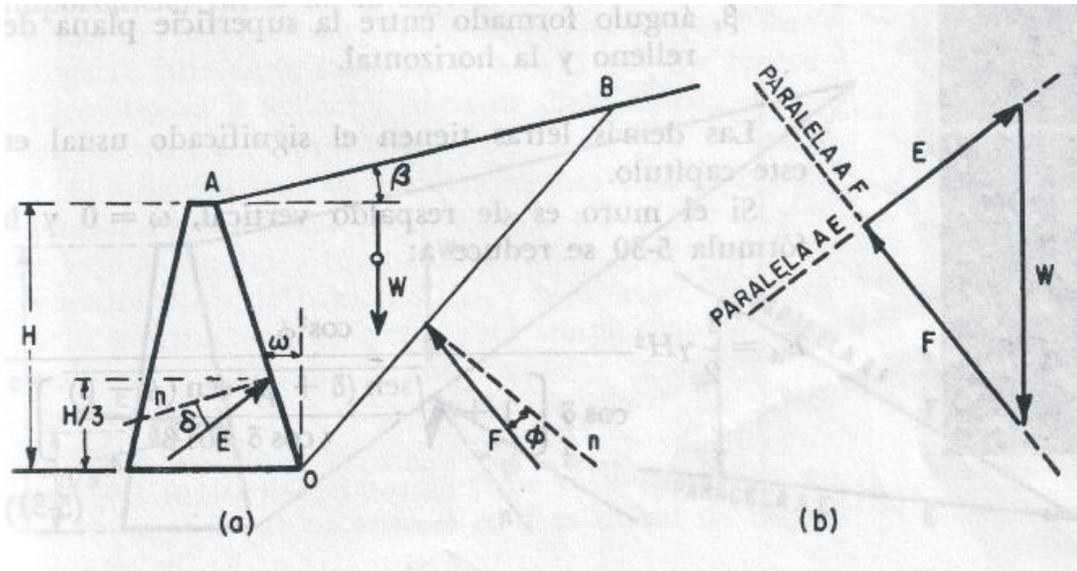


Fig. 4.2.- Mecanismo de empuje de suelos friccionantes, según Coulomb (Rico Rodríguez, 2001)

Siguiendo indicaciones de Terzaghi, el valor de  $\delta$  para muros verticales de concreto pueden tomarse en la práctica como:

$$\frac{\phi}{2} \leq \delta \leq \frac{2}{3}\phi \quad \text{Ecuación 4.28}$$

En el caso de un relleno “friccionante” limitado por un plano, aunque sea inclinado y de un muro de respaldo plano puede darse un tratamiento matemático a las hipótesis de Coulomb y llegar a una fórmula concreta para el empuje máximo. Esta fórmula es:

$$E_A = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \frac{\cos^2(\phi - \omega)}{\cos^2 \omega \cdot \cos(\delta + \omega) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta + \phi) \cdot \text{sen}(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \omega) \cdot \cos(\omega - \beta)}} \right]^2} \quad \text{Ecuación 4.29}$$

Donde:

$E_A$ , empuje activo máximo, según la teoría de Coulomb.

$\Phi$ , ángulo de fricción interna de la arena.

$\omega$ , ángulo formado entre el respaldo del muro y la vertical.

Si el muro es de respaldo vertical,  $\omega=0$  y la fórmula 4.29 se reduce a:

$$E_A = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta + \phi) \cdot \text{sen}(\phi - \beta)}{\cos \delta \cdot \cos \beta}} \right]^2} \quad \text{Ecuación 4.30}$$

Si, además, el relleno es horizontal  $\beta=0$  y de la expresión 4.30 se obtiene:

$$E_A = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta + \phi) \cdot \text{sen} \phi}{\cos \delta}} \right]^2} \quad \text{Ecuación 4.31}$$

Debe notarse que si  $\delta=0$  o sea si no hay fricción entre el muro y el relleno, la ecuación 4.31 conduce a la formula 4.33

$$E_A = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \frac{1 - \text{sen} \phi}{1 + \text{sen} \phi} \quad \text{Ecuación 4.32}$$

$$E_A = \frac{1}{2 N_\phi} \cdot \gamma \cdot H^2 \quad \text{Ecuación 4.33}$$

De manera que en este caso coinciden las teorías de Rankine y Coulomb. Coulomb no considero el estado pasivo de esfuerzos, pero por medio de sus

hipótesis se han aplicado a este caso, siendo posible obtener fórmulas similares a las presentadas para el caso activo, la cual es:

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \frac{\cos^2(\phi + \omega)}{\cos^2 \omega \cdot \cos(\omega - \delta) \cdot \left[ 1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta + \phi) \cdot \text{sen}(\phi + \beta)}{\cos(\omega - \delta) \cdot \cos(\omega - \beta)}} \right]^2} \quad \text{Ecuación 4.34}$$

La aplicación de las fuerzas se ubicarán a la altura entre H/3 en muros con respaldo plano y con relleno también limitado por superficie plana.

#### 4.1.2.2.- Método en suelos con cohesión y fricción.

Si se considera una superficie de falla hipotética como un plano que surga desde la base del muro hasta la zona de agrietamiento, se puede obtener una buena aproximación en los resultados que se buscan, tal como se muestra en la Fig. 4.3. Así resulta aplicable al caso la teoría de Coulomb.

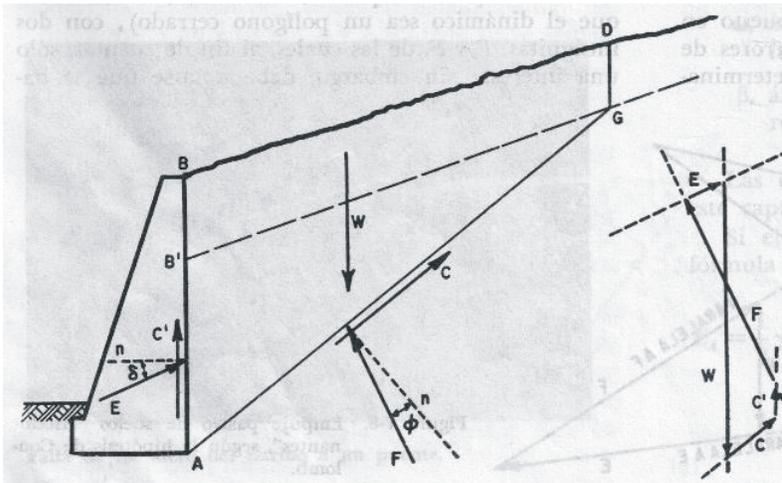


Fig. 4.3.- Aplicación de la teoría de Coulomb a suelos cohesivos y friccionantes (Rico Rodríguez, 2001)

Piénsese en una cuña de deslizamiento, su equilibrio quedará respaldado por el de las siguientes fuerzas: “el peso propio,  $W$ , el cual se obtendrá como el producto del área de la cuña por el peso específico del suelo; la reacción entre la cuña y el suelo, con dos componentes,  $F$  debida a la reacción normal y a la fricción y  $C$  debida

a la “cohesión”; la adherencia,  $C'$ , entre el suelo y el muro, y, finalmente, el empuje activo  $E$  (Juárez Badillo y Rico Rodríguez; 2000:146 Vol. II).

Estas fuerzas deben formar el polígono cerrado que aparece en la Fig. 4.6, en el cual se puede calcular el valor de  $E$  correspondiente a la superficie de falla que se supuso. Haciendo una revisión minuciosa se puede saber cuales son las fuerzas  $C$  y  $C'$ , no solo en dirección, sino también en magnitud, si se multiplica el parámetro  $c$  del suelo por las longitudes  $AG$  y  $AB'$  respectivamente; donde la longitud  $AB'$  resulta de la aplicación de la ecuación 4.35:

$$z_0 = \frac{2c}{\gamma} \sqrt{N_\phi} \quad \text{Ecuación 4.35}$$

El método de cálculo lleva un procedimiento de tanteos para determinar el máximo  $E$  posible. Donde el muro se deberá calcular para soportar la combinación de las fuerzas  $C'$  y  $E_{max.}$

#### **4.1.3.- EL METODO EMPÍRICO DE TERZAGHI.**

Este método fue desarrollado por Terzaghi para proporcionar un elemento para trabajos de rutina, tales como los muros. El método se basa en análisis de estabilidad de muros reales.

“El primer paso para la aplicación del método estriba en encasillar el material de relleno con el que se ha de trabajar en uno de los siguientes cinco tipos:

- I. Suelo granular grueso, sin finos.
- II. Suelo granular grueso, con finos limosos.
- III. Suelo residual, con cantos, bloques de piedra, gravas, arenas finas y finos arcillosos en cantidad apreciable.
- IV. Arcillas plásticas blandas, limos orgánicos o arcillosos limosas.

- V. Fragmentos de arcilla dura o medianamente dura, protegidos de modo que el agua proveniente de cualquier fuente no penetre entre los fragmentos” (Rico Rodríguez; 2001:250).

Los tipos de suelos IV y V no son deseables como suelo de relleno, y se deben descartar siempre que se ha posible, en particular, se debe descartar el suelo tipo V.

“El método propuesto se aplica en cuatro casos muy frecuentes en la práctica, en lo que se refiere en la geometría del relleno y la condición de cargas.

1. La superficie de relleno es plana, inclinada o no y sin sobrecarga alguna.
2. La superficie del relleno es inclinada, a partir de la corona del muro hasta un cierto nivel, en que se torna horizontal.
3. La superficie de relleno es horizontal y sobre ella actúa una sobrecarga uniformemente repartida.
4. La superficie de relleno es horizontal y sobre ella actúa una sobrecarga lineal paralela a la corona del muro y uniformemente distribuida” (Rico Rodríguez; 2001:250).

Para el primer caso de los arriba mencionados, el problema se puede resolver aplicando las fórmulas;

$$E_H = \frac{1}{2} K_H H^2 \quad \text{Ecuación 4.36}$$

$$E_V = \frac{1}{2} K_V H^2 \quad \text{Ecuación 4.37}$$

Las cuales proporcionan las componentes horizontal y vertical del empuje actuante en el plano vertical que pasa por el punto extremo inferior del muro, en el lado del relleno, así como se muestra en la Fig. 4.4.

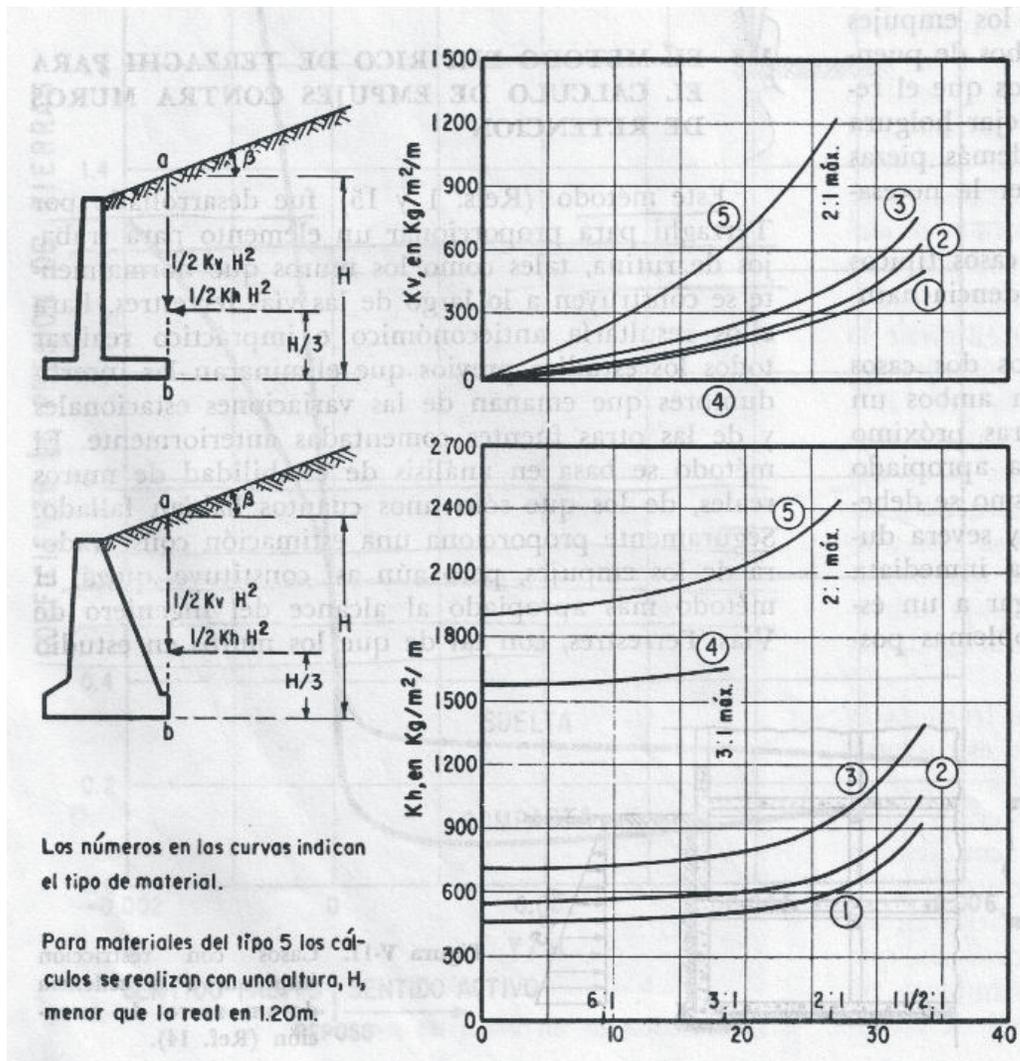


Fig. 4.4.- Gráficas para determinar el empuje de relleno con superficie plana (Rico Rodríguez, 2001).

Terzaghi realizó algunas gráficas que permiten obtener los valores de  $K_H$  y  $K_V$  necesarios para la aplicación de las fórmulas anteriores, estas están en función de la inclinación de la superficie de relleno y del tipo de material con que se haya de trabajar. Un comentario importante para la aplicación de las graficas es que se debe de obtener el valor de  $H$  tal como se indica en la Fig. 4.4. El empuje que se obtenga deberá aplicarse a la altura  $H/3$ , medida a partir del paño inferior del muro.

En el caso de que trabaje con relleno del tipo V, el valor de  $H$  considerado en los cálculos se debe de reducir en 1.20 m. respecto al usual y el empuje que se obtenga debe de considerarse aplicado a la altura:

$$d' = \frac{1}{3}(H - 1.20) \quad \text{Ecuación 4.38}$$

medida a partir del nivel inferior de muro.

Ahora se tratará el caso 2 de los arriba considerados, cuando el relleno tenga superficie inclinada hasta una cierta altura y después se haga horizontal, los valores de  $K_H$  y  $K_V$  se deberán de obtener de las gráficas de la Fig. 4.5. Cuando el relleno sea del tipo V la altura del punto de aplicación también será la dada por la expresión 4.38.

Cuando se trate el caso 3 y el relleno sea de superficie horizontal y soporte sobrecarga uniformemente distribuida, la presión horizontal sobre el plano vertical en que se supone actuante el empuje deberá incrementarse uniformemente en

$$p = Cq \quad \text{Ecuación 4.39}$$

donde  $q$  es el valor de la sobrecarga uniformemente distribuida, en la unidades apropiadas.

El valor de  $C$  de la fórmula anterior se escogerá de la tabla 4.1.

Valores de C	
Tipo de Relleno	C
I	0.27
II	0.30
III	0.39
IV	1.00
V	1.00

Tabla 4.1.- Valores de C  
(Rico Rodríguez, 2001).

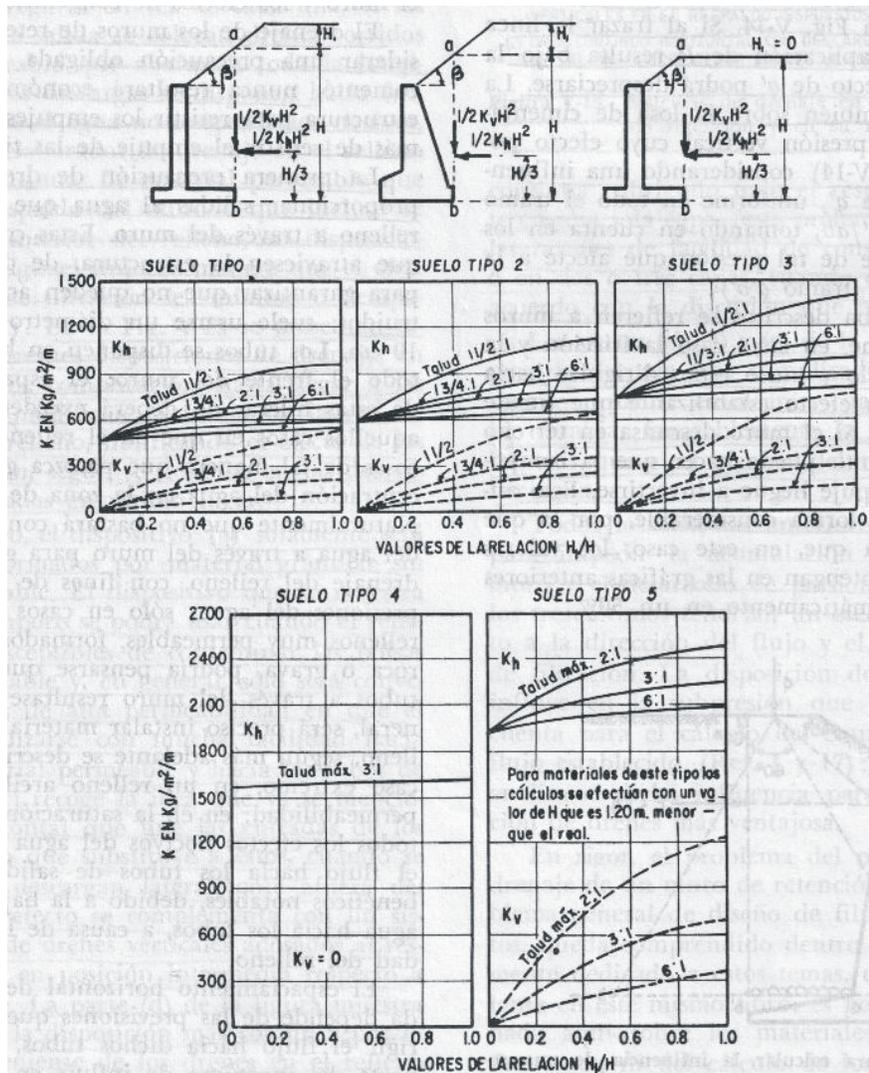


Fig. 4.5.- Gráficas para determinar el empuje de rellenos en terraplén, con remate (Rico Rodríguez, 2001).

En el caso 4, si la superficie del relleno horizontal soporta una carga lineal paralela a la corona y, se considerara sobre el plano vertical en que se aceptan aplicados los empujes, se ejerce una carga que vale:

$$P = Cq' \quad \text{Ecuación 4.40}$$

donde  $q'$  es el valor de la carga lineal uniforme y  $C$  se obtiene de la tabla 4.1. El punto de aplicación de  $P$  se puede obtener con la construcción que se muestra en la

Fig. 4.6. Si al trazar la línea a  $40^\circ$  el punto de aplicación de  $P$  resulta bajo la base del muro, el efecto de  $q'$  podrá desprejarse. La carga  $q'$  produce también sobre la losa de cimentación de muro una presión vertical cuyo efecto podrá calcularse (Fig. 4.9) considerando una influencia a  $60^\circ$  a partir de  $q'$ , uniforme en todo el tramo  $ab$  y de magnitud  $q'/ab$ , tomando en cuenta en los cálculos solo la parte de tal presión que afecte a la losa de cimentación (tramo  $a'b'$ ).

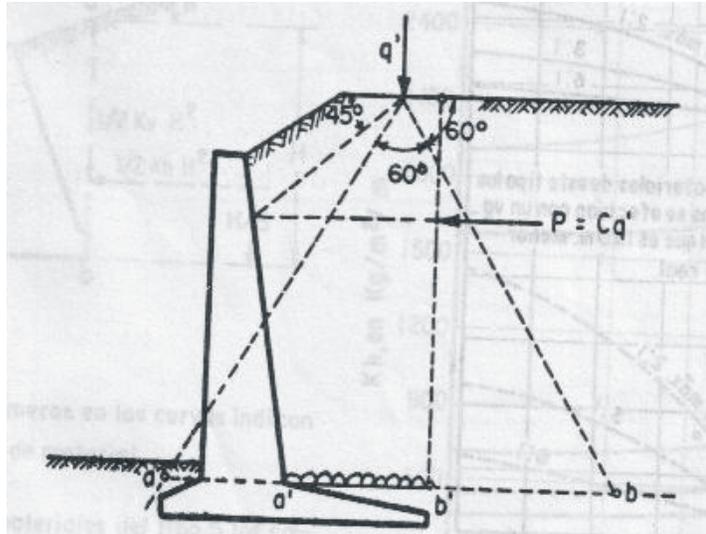


Fig. 4.6.- Método para calcular la influencia de una sobrecarga lineal (Rico Rodríguez, 2001).

Los métodos arriba descritos se refieren a muros con cimentación firme, en cuyo caso la fricción y la adherencia entre suelo y muro están dirigidas hacia abajo, ejerciendo un efecto estabilizante que tiende a reducir el empuje. Si el muro descansa en terreno blando su asentamiento puede hacer que la componente vertical de empuje llegue a invertirse. Esto aumenta el empuje en forma considerable por lo que Terzaghi recomienda, que, en este caso los valores del empuje que se obtengan en las gráficas anteriores se incrementen en un 50 %.

#### **4.1.4.- DRENAJE DE MUROS DE RETENCION.**

Las teorías clásicas de empuje de tierras, que se mencionaron anteriormente no incluyen ningún efecto de la presión del agua acumulada en el relleno, y siempre

se deberán aplicar en combinación con las precauciones de drenaje necesarias para poder llegar a un diseño seguro y económico.

El drenaje de los muros de retención se debe considerar una precaución obligada, pues, nunca resultará económico proyectar una estructura para resistir los empujes hidrostáticos, además de resistir el empuje de las tierras.

La primera precaución de drenaje consistirá en proporcionar salidas al agua que se acumule en el relleno a través del muro. Estas consistirán en tubos que atraviesen la estructura, de diámetro suficiente para garantizar que no queden accidentalmente obstruidos. Los tubos se disponen en hileras paralelas en todo el frente del muro; el espaciamiento vertical de estas hileras no deberá exceder de 2 m.

La Fig. 4.7 se presentan esquemas de las diferentes disposiciones de drenaje, en grado ascendente de complicación, hasta llegar a las disposiciones que modifican la forma de la red de flujo a través del relleno, nulificando el efecto de las fuerzas de filtración.

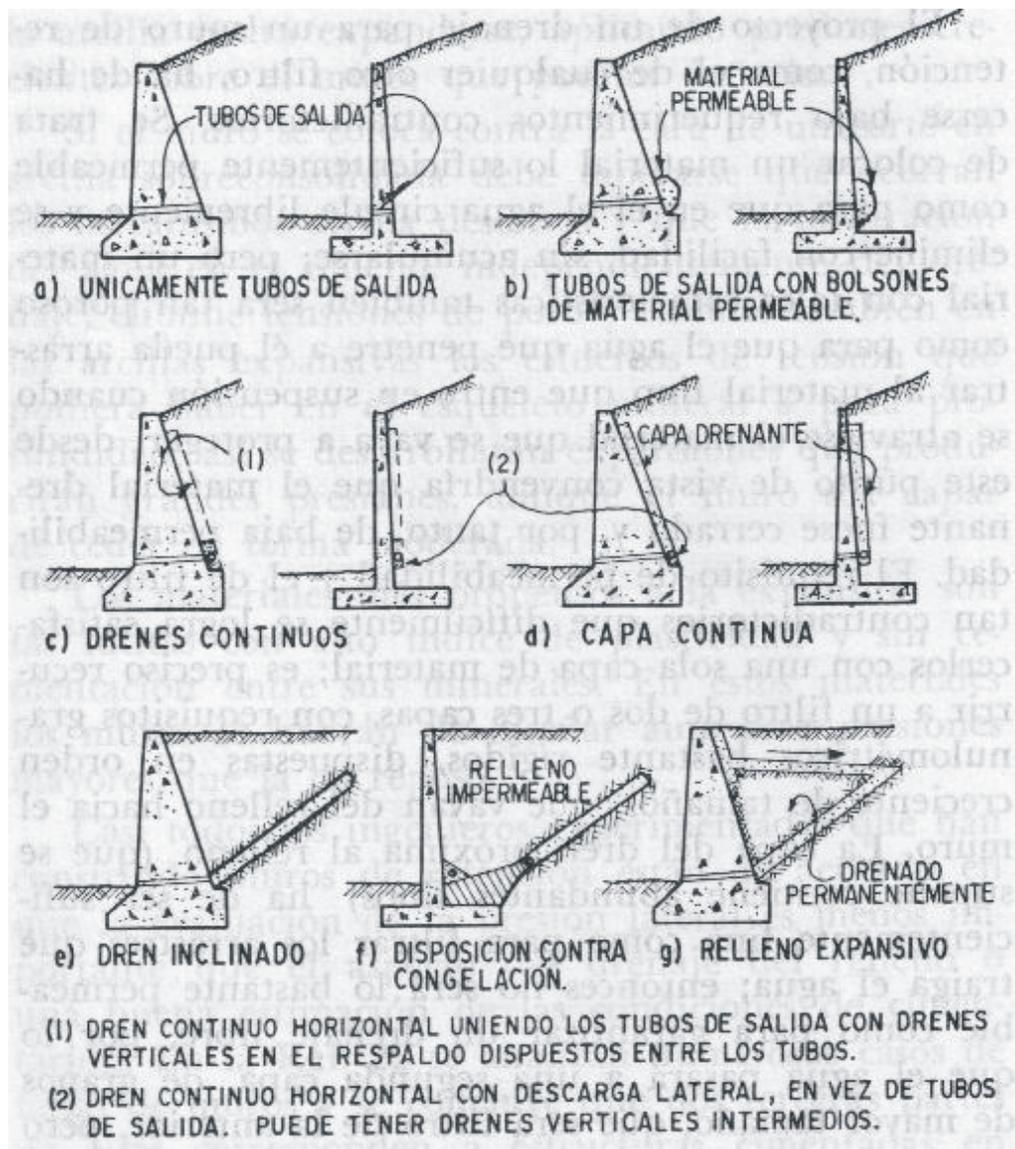


Fig. 4.7.- Sistema de drenaje en el respaldo de un muro de retención y en su relleno (Rico Rodríguez, 2001).

A continuación se describen los diferentes sistemas de drenaje, que se utilizan en los respaldos de los muros y en los rellenos según Rico Rodríguez (2001):

1. El dispositivo (4.7 a) solamente será útil en rellenos formados por material granular sin finos, muy permeable.
2. El dispositivo que se muestra en la parte (4.7 b) tampoco se podrá usar cuando el relleno tenga finos susceptibles de contaminar las bolsas de

material permeable y, en general, solo será conveniente en rellenos de alta permeabilidad en que el agua pueda movilizarse con mucha facilidad hacia las bolsas de material permeable y hacia los tubos de salida.

3. La parte (4.7 c) recoge la idea que ya se mencionó del dren horizontal que une las entradas de los tubos de salida (o que sustituye a éstos, cuando se eliminan) y que descargan lateralmente afuera del muro; a veces su efecto se complementa con un sistema discontinuo de drenes verticales adosados al respaldo y colocados en posición intermedia con respecto a los tubos de salida”.
4. La parte (4.7 d) de la figura muestra esquemáticamente la disposición más común y por lo general más conveniente de los drenes en el relleno; éstos se disponen en forma continua cubriendo todo el respaldo, preferentemente en una sola capa (esta preferencia se relaciona con las razones de facilidad de construcción y de costo) o en dos o tres capas, cuando ello sea necesario, de acuerdo con la discusión que mas adelante se hace.
5. Las partes (4.7 e, f y g) de las figuras muestran sistemas de drenaje más complicados y, por tanto, más costosos que se emplearán cuando sea imprescindible cambiar favorablemente la dirección del flujo o impedir que ciertas zonas de relleno puedan absorber agua.

Todos los sistemas que anteriormente se mencionan, se deben de proyectar para impedir la acumulación del agua detrás del muro y el desarrollo de presiones hidrostáticas.

## **4.2.- MUROS DE CONTENCIÓN.**

Todos los suelos, así como otros tipos de materiales tienen un ángulo de reposo el cual los mantiene en equilibrio; para lograr una pendiente mayor que la permitida por dicho ángulo se requiere de algún tipo de muro o soporte que evite el deslizamiento; para ello se emplean comúnmente los muros de contención.

Si se trata de muros de poca altura, se emplean métodos empíricos para determinar los empujes de tierra que sobre ellos actuarán. En cambio, para muros elevados que constituyen la parte principal de una construcción, se recomienda realizar un estudio más completo del suelo así como un análisis más detallado de las cargas.

Por definición: “Los muros son obras destinadas a la contención de tierras en general.” (Barros Pena; 1974: 11). Estos se emplean comúnmente en las carreteras y ferrocarriles, así como en propiedades públicas y privadas, se usan normalmente para los siguientes fines:

1. Resolver problemas de derecho limitado de vía, confinando los taludes dentro de los límites prácticos.
2. Proyectos de separación de niveles y ampliación de caminos.
3. Estabilización de taludes muy inclinados en corte o en terraplén.
4. Reparación de desperfectos en el lecho del camino.
5. Evitar erosión de las márgenes de los ríos.
6. Aleros para estribos y muros de cabecera.
7. Plataformas para carga.
8. Áreas de estacionamiento.
9. Muros de protección y barricadas, etc.

Los tipos de muros de contención mas usuales que se utilizan son los siguientes:

- Muros de gravedad de mampostería o concreto simple.
- Muros de concreto armado.
- Muros gavión.
- 

Los muros de contención están constituidos por las siguientes partes:

- *Puntera*: Parte de la base del muro (cimiento) que queda debajo del intradós.
- *Dentellón o Tacón*: Parte del cimiento que se introduce en el suelo para ofrecer una mayor resistencia al deslizamiento.
- *Talón*: Parte del cimiento opuesta a la puntera, queda por debajo del trasdós y bajo el terreno contenido.
- *Alzado o cuerpo*: Parte del muro que se levanta a partir de los cimientos de éste, y que tiene una altura y un grosor determinados en función de la carga que va a soportar.
- *Intradós*: Superficie o cara externa del alzado o cuerpo.
- *Trasdós*: Superficie o cara interna del alzado, la cual está en contacto con el relleno.
- *Corona*: Parte superior del muro.

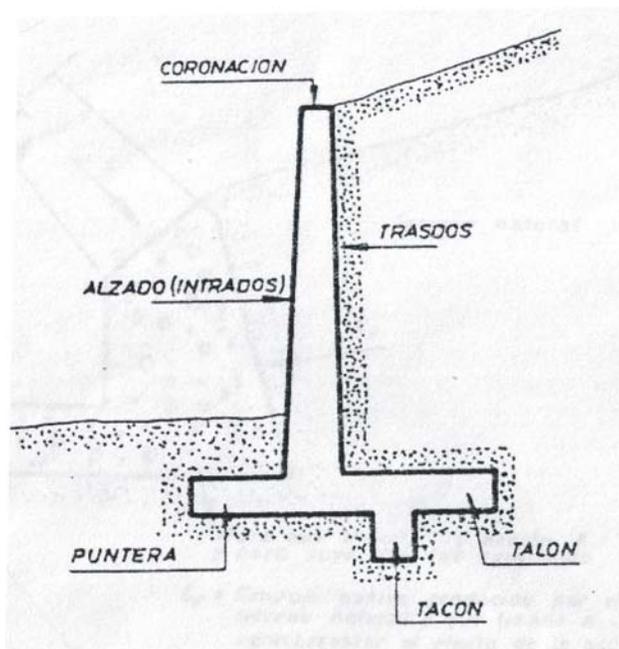


Fig. 4.8 (Barros Pena, 1974).

Todos los muros de contención están sometidos a empujes; por definición un empuje es “la acción que las tierras ejercen sobre el muro” (Barros Pena; 1974: 13), por lo que las presiones que obran sobre un muro de contención tienden a producir su deslizamiento, hundimiento o volteo. Dichos empujes pueden ser activos y pasivos. Los empujes que mas relevancia tiene son:

- *Empuje activo ( $E_a$ ).*- Es el que ejerce la tierra que es contenida por el muro y que para dicho fin se construye éste.
- *Empuje pasivo ( $E_p$ ).*- Este empuje contrarresta la acción del empuje activo, y es el producido por el terreno que absorbe la acción producida por la estructura.

#### **4.2.1.- PRINCIPALES TIPOS DE FALLAS ESTRUCTURALES DE LOS MUROS.**

Según Barros Pena (1974), las fallas que más frecuentemente pueden presentarse en los diferentes tipos de muros son:

##### **4.2.1.1.- Deslizamiento.**

Se produce como consecuencia del empuje activo de las tierras y también si el tacón o dentellón, y la puntera no están bien diseñados, por lo que toda la base tiende a desplazarse en el sentido en que actúa el empuje activo  $E_a$ . La solución para este problema se puede hacer mediante un aumento del dentellón, del grueso de la puntera o de la base en total.

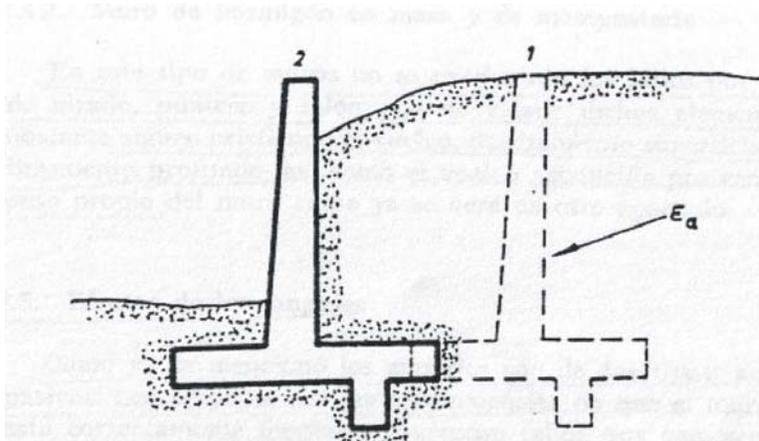
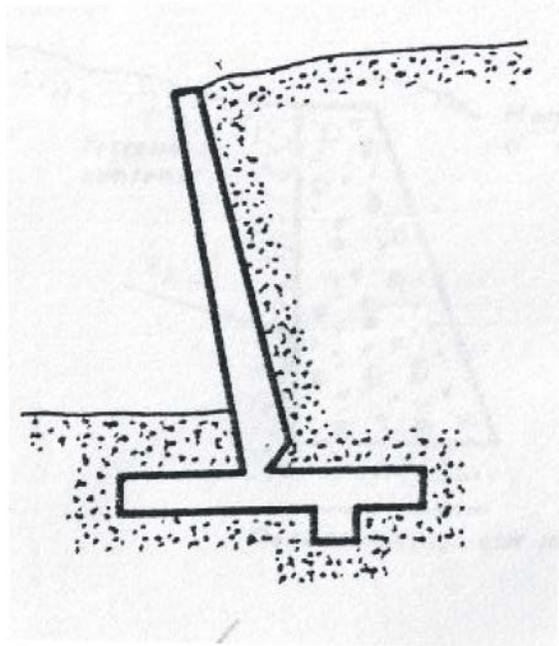


Fig. 4.9 (Barros Pena, 1974).

#### **4.2.1.2.- Rotura del Alzado.**

Este tipo de falla se produce cuando no se ha calculado bien el acero de unión entre el alzado y la base. Debido a que el muro se somete a un momento y a un esfuerzo cortante, los cuales se deben de tomar en cuenta, dado que pueden producir efectos importantes. La solución a este tipo de falla se logra con la colocación del acero necesario que arrojen los cálculos.



*Fig. 4.10 (Barros Pena, 1974).*

#### **4.2.1.3.- Volteo.**

Debido al momento producido por el empuje activo  $E_a$ , la puntera ejerce una acción sobre el terreno, si dicha acción en ese lugar supera la resistencia mecánica del terreno, la puntera produce un asentamiento del terreno y tiende a provocar el vuelco del muro. La solución para estos problemas es un aumento de la superficie de asiento de la puntera, ya que cuanto mayor sea la superficie de la puntera menos presión ejercerá sobre el terreno de cimentación.

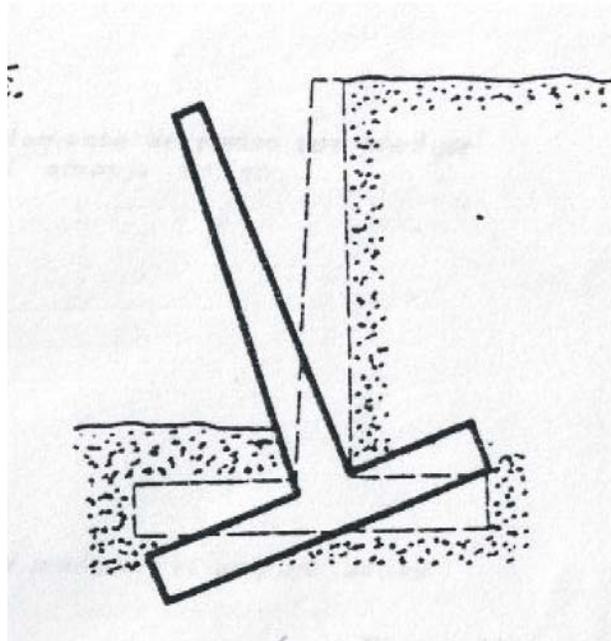


Fig. 4.11 (Barros Pena, 1974).

#### 4.2.1.4.- Rotura de la Puntera y del Talón.

La puntera y el talón se deben de armar correctamente porque en caso contrario éstas pueden resultar dañadas mediante la aparición de grietas que llevaran a la rotura de las piezas.

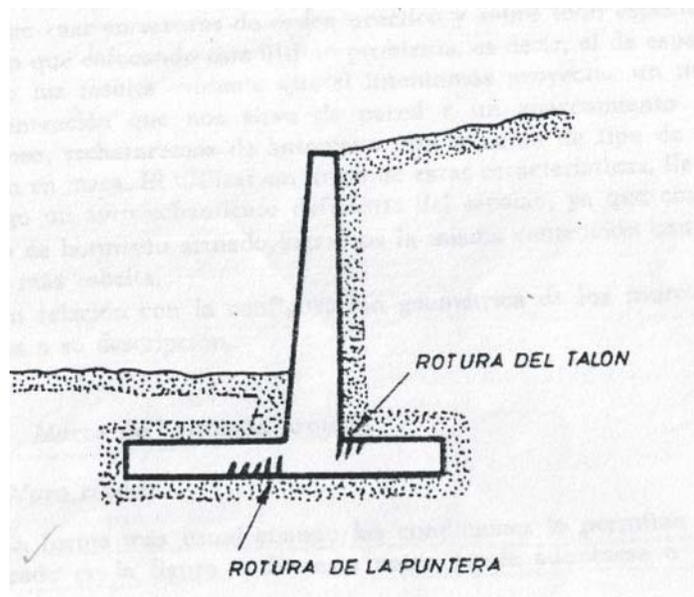


Fig. 4.12 (Barros Pena, 1974).

#### **4.2.1.5.- Falla por Deslizamiento Profundo del Suelo en donde se Cimenta el Muro.**

Este tipo de falla se produce cuando la resistencia del terreno no es uniforme, se puede dar que a cierta profundidad tenga una determinada resistencia, capacidad de soportar un esfuerzo, y que sin embargo profundizando un simple metro esta capacidad haya disminuido, por lo que esto es lo que produce la falla por asiento general. Por ello se debe de realizar un estudio detallado de mecánica de suelos para poder identificar la estratigrafía del suelo y evitar este tipo de falla.

#### **4.2.2.- ESTABILIDAD DEL MURO.**

Para el cálculo y diseño de muros se deben de tomar en cuenta una serie de factores que interactúan entre sí y que son importantes, por lo que se deben tomar en cuenta para un correcto funcionamiento de la estructura, dichos factores son los siguientes:

1. Peso propio del muro.
2. Presión del relleno contra el respaldo.
3. La componente normal de las presiones en la cimentación.
4. La componente horizontal de las presiones en la cimentación.
5. La presión de la tierra contra el frente del muro.
6. Sobrecargas sobre el relleno.
7. Fuerzas de filtración y otras provocadas por el agua.
8. Las subpresiones.
9. La vibración.
10. Los temblores.
11. Las expansiones debidas a cambios de humedad en el relleno.

Además es necesario respetar algunas condiciones de estabilidad, para evitar que falle la estructura, la cuales son las siguientes:

1. La seguridad al deslizamiento.
2. La seguridad al volteo.
3. Comprobación de presiones sobre el terreno.
4. Flexión de cada una de sus partes. (Concreto armado).

#### **4.2.2.1.- Seguridad al Desplazamiento.**

Como ya se dijo, el muro tiende a deslizarse por efecto del empuje activo  $E_a$ . Lo que hace que el muro no se deslice y contrarreste ese empuje es el rozamiento o fricción que se produce entre el muro y suelo, de ahí que se requiere que la base de la superficie del muro sea lo más rugosa posible para lograr una mayor adherencia con el terreno de cimentación.

“La tangente del ángulo de rozamiento debe tener como mínimo el valor de 0.25 (Coeficiente de fricción  $\mu$ ) para que no produzca un deslizamiento del muro” (Barros Pena; 1974: 72). El coeficiente de seguridad al deslizamiento viene definido por la relación entre los empujes horizontales y verticales:

$$C_d = \frac{\sum F_{resistentes}}{\sum F_{actuante}} \quad \text{Ecuación 4.41}$$

Tomando como fuerzas resistentes  $F_{resistentes}$ :

- El empuje pasivo ( $E_p$ ).
- La fuerza de fricción entre muro y terreno. ( $F_R = \mu * \text{peso del muro}$ ).

Por otro lado las fuerzas actuantes serian  $F_{actuantes}$ :

- El empuje activo ( $E_a$ ).
- Empujes por sobrecargas.

- Empujes hidrostáticos.

Por lo que:

$$F.S. = \frac{\sum F_{resistentes}}{\sum F_{actuante}} > 1.5 \quad \text{Ecuación 4.42}$$

#### 4.2.2.2.- Seguridad al Volteo.

Todo muro debido al empuje activo tiende a volcar por la arista de la base del intradós del muro tal como se indica en la Fig. 4.13

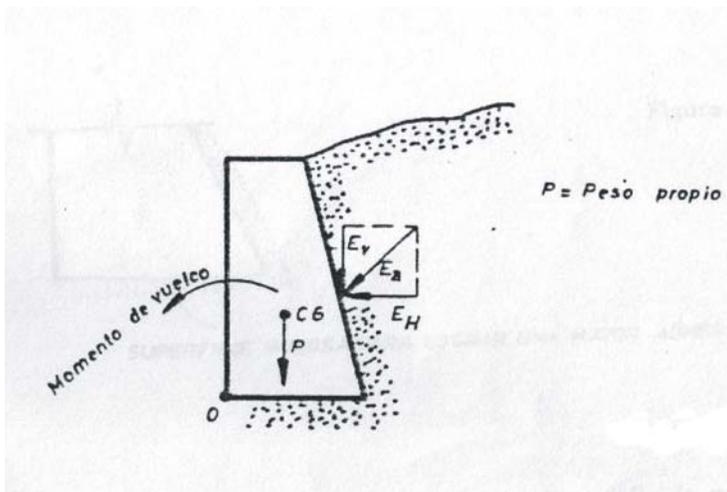


Fig. 4.13 (Barros Pena, 1974).

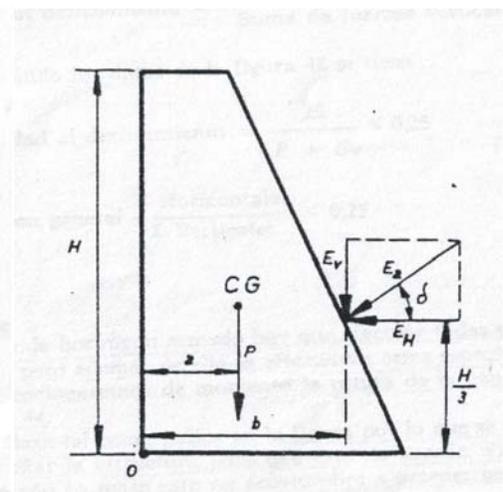


Fig. 4.14 (Barros Pena, 1974).

Este vuelco es producido por la componente horizontal del empuje activo  $E_H$  que ocasiona un momento de vuelco. El peso propio del muro  $P$  así como la componente vertical del empuje activo  $E_V$  equilibran el efecto del momento de vuelco. Por lo que se dice que el coeficiente de seguridad del muro al volteo ( $C_V$ ) será un valor mayor a 2.

Por lo que para definir el coeficiente de volteo se hará de la siguiente manera:

Los Momentos estabilizadores son:

$$M_{est.} = aP + bE_v \quad \text{Ecuación 4.43}$$

Los Momentos de volteo son:

$$M_{vol.} = \frac{H}{3} E_H \quad \text{Ecuación 4.44}$$

Por lo tanto la ecuación del factor de seguridad a volteo será:

$$F.S. = \frac{\sum M_{resistentes}}{\sum M_{actuantes}} > 2 \quad \text{Ecuación 4.45}$$

Como se dijo anteriormente, el coeficiente de seguridad al volteo ( $C_v$ ) tiene que ser mayor a 2; cuando resulte menos hay que tomar medidas contra ellos pudiéndose hacer un muro más grueso y por lo tanto de más peso o cambiando la forma para que el Centro de Gravedad del muro se desplace hacia el trasdós con lo que se logra un aumento de “a” (Fig. 4.14) y con ello del momento estabilizante.

#### **4.2.2.3.- Comprobación de Presiones sobre el Terreno.**

La resultante del peso y empuje vertical producen sobre el terreno una presión que en ningún momento puede ser mayor que la presión admisible o capacidad de carga del terreno ( $\sigma$  Kg. /cm<sup>2</sup>). El valor de esta presión admisible es diferente para cada tipo de terreno.

El núcleo central de la cimentación desempeña un papel muy importante cuando se realiza un estudio de presiones en el terreno. Se define el núcleo central como la tercera parte interior de toda cimentación, (Fig. 4.15). Se requiere que la resultante pase por el núcleo central, ya que la reacción del terreno pasa por esta zona y de esta manera se logra una distribución de presiones aceptable. Se considerará siempre un metro lineal de muro para realizar el análisis.



Se considerará únicamente el núcleo central solo en la dirección  $b$  (ancho del muro) ya que ésta es la parte que recibe el empuje, asimismo  $N$  es la componente vertical de la resultante ( $R$ ).

Por medio de la fórmula de la escuadría se puede obtener el valor de los esfuerzos actuantes de la siguiente manera:

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{Ney}{I} \quad \text{Ecuación 4.46}$$

en donde:

$N$  = Componente vertical de la resultante.

$S$  = Superficie (base del muro).

$I$  = Momento de inercia  $I = \frac{b^3 a}{12}$  Ecuación 4.47

$Ne$  = Momento producido por la normal ( $M = Ne$ ).

$y$  = Centro de la base ( $b/2$ ).

Por lo que al sustituir los valores del muro, la fórmula de la escuadría queda de la siguiente manera:

$$\sigma = \frac{N}{ab} \pm \frac{6M}{ab^2} \quad \text{Ecuación 4.48}$$

Analizando los 3 casos de la Fig. 4.16, se puede ver que para el caso A (Fig. 4.16 a), la resultante  $R$  pasa por el núcleo central a una distancia  $e$  (excentricidad) del punto medio de  $b$  (ancho de muro), por lo cual el momento producido por  $N$  será:  $M = Ne$ , y la fórmula de la escuadría queda de la siguiente manera:

$$\sigma = \frac{N}{ab} \pm \frac{6M}{ab^2} \quad \text{Ecuación 4.49}$$

De aquí se obtienen dos valores de esfuerzo, uno máximo y otro mínimo, así que la representación de esta distribución de esfuerzos se presenta en la figura 4.17:

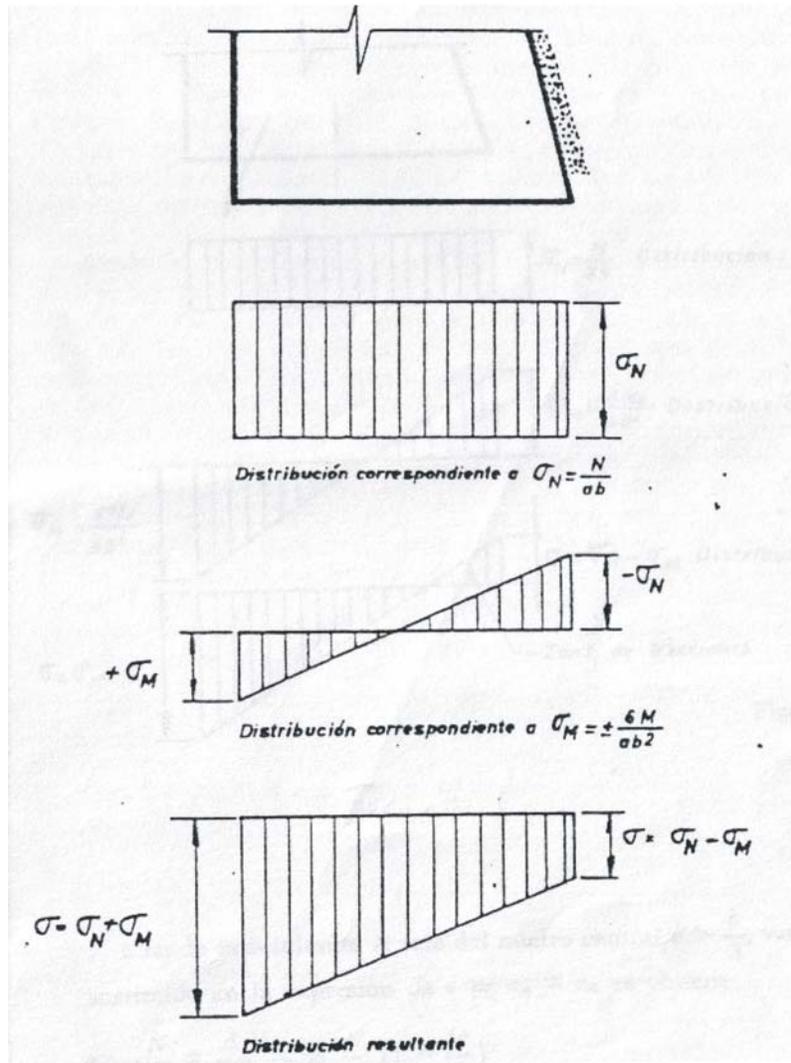


Fig. 4.17 (Barros Pena, 1974).

Para el caso B (Fig. 4.16 b), se ve que la resultante  $R$  pasa por el borde del núcleo central, es decir a una distancia  $h/6$  (excentricidad) del punto medio de  $b$

(ancho del muro), así que la fórmula de obtención de esfuerzos para este caso quedará de la siguiente manera:

$$\sigma = \frac{N}{ab} \pm \frac{6M}{ab^2} = \frac{N}{ab} \pm \frac{6Ne}{ab^2} = \frac{N}{ab} \pm \frac{6Nb/6}{ab^2} = \frac{N}{ab} \pm \frac{N}{ab} = \sigma_N + \sigma_M$$

*Ecuación 4.50*

En este caso los dos valores son iguales y la distribución de esfuerzos quedará como se ve en la siguiente figura 4.18:

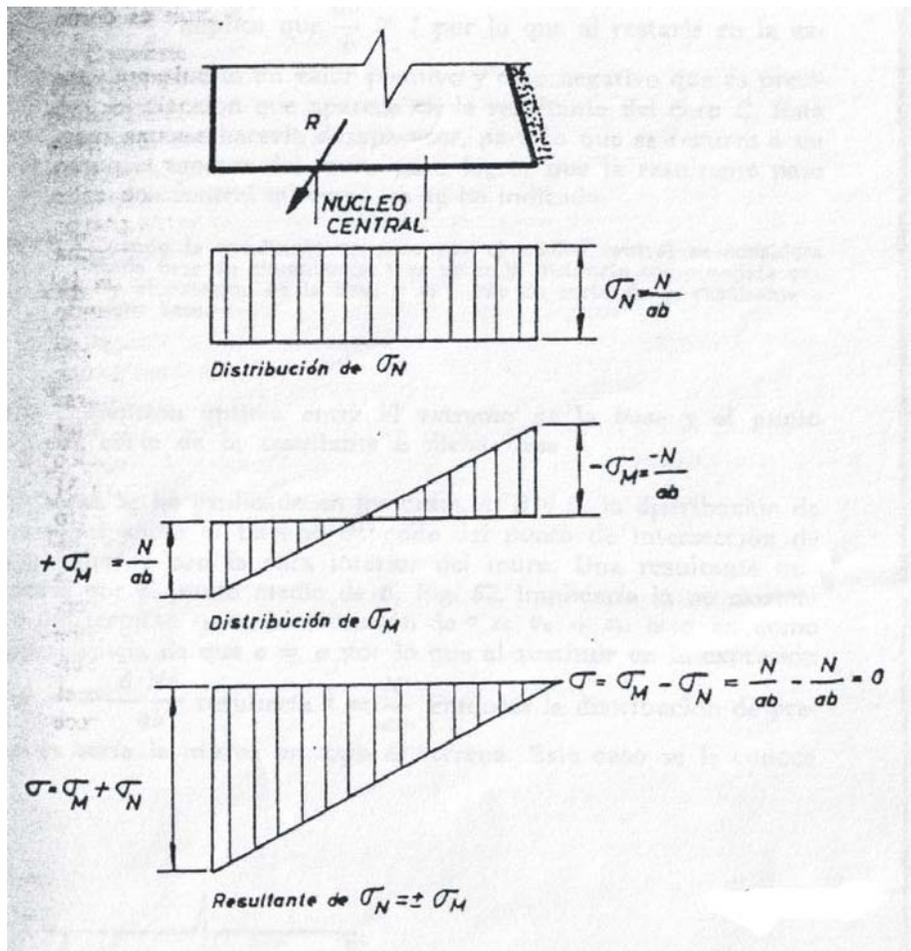


Fig. 4.18 (Barros Pena, 1974).

Para el caso C (Fig. 4.16 c) la resultante  $R$  sale del núcleo central, por lo que la excentricidad será:  $e > b/3$  y la fórmula de la obtención de esfuerzos quedará de la siguiente manera:

$$\sigma = \frac{N}{ab} \pm \frac{6Ne}{ab^2} = \frac{N}{ab} \left(1 \pm \frac{6e}{b}\right) \quad \text{Ecuación 4.51}$$

Si  $e > b/3$  también  $6e/b > 1$  y al momento de restarle la expresión de esfuerzos ( $\sigma$ ), resultará un valor positivo y otro negativo tal como se ve en la figura 4.22 donde además se muestra la distribución de las presiones:

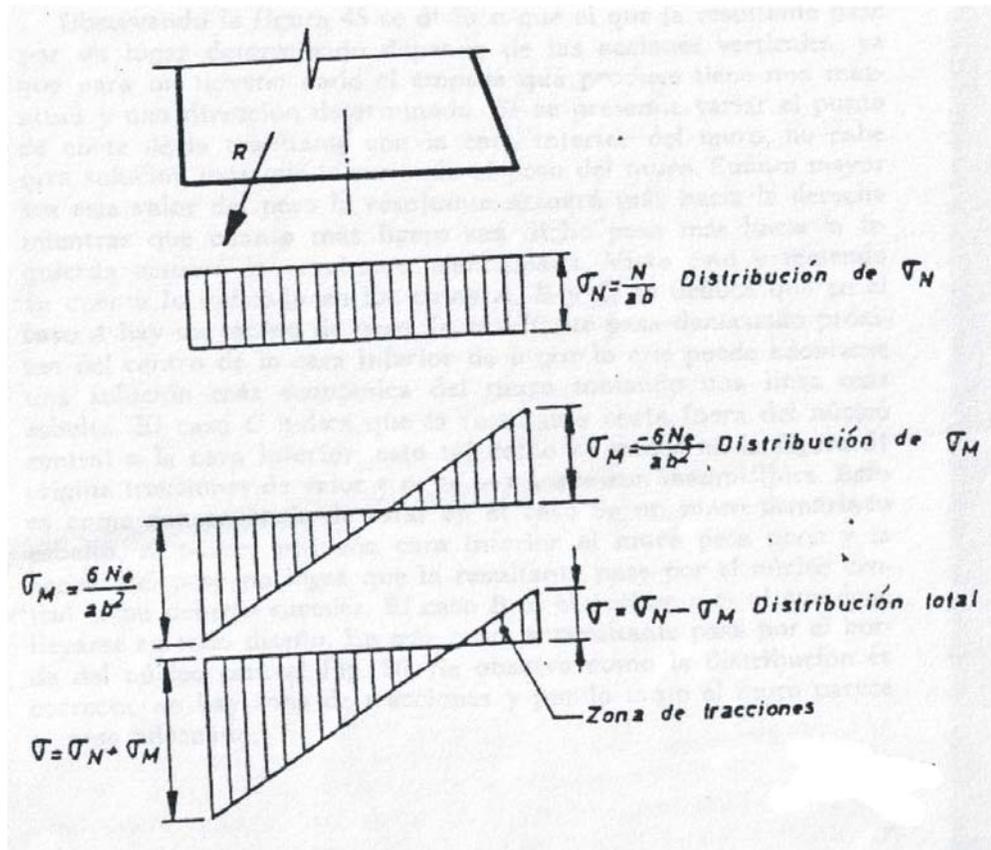


Fig. 4.19 (Barros Pena, 1974).

La condición del caso C no es saludable, y si ésta se llegara a presentar hay que hacerla desaparecer aumentando el espesor del muro ( $b$ ), para que con ello la

resultante pase por el núcleo central tal como ya se ha visto. El caso B se considera el óptimo y es al que se debe procurar llegar en todo diseño.

En la Figura 4.20 se observa que la resultante pasa por el interior del núcleo central esto se presenta en un muro demasiado grueso, es decir, con base muy ancha, por lo que se ha adoptado un muro mas esbelto como se ve en la Figura 4.21, pero en este caso se observa que la resultante se sale del núcleo central.

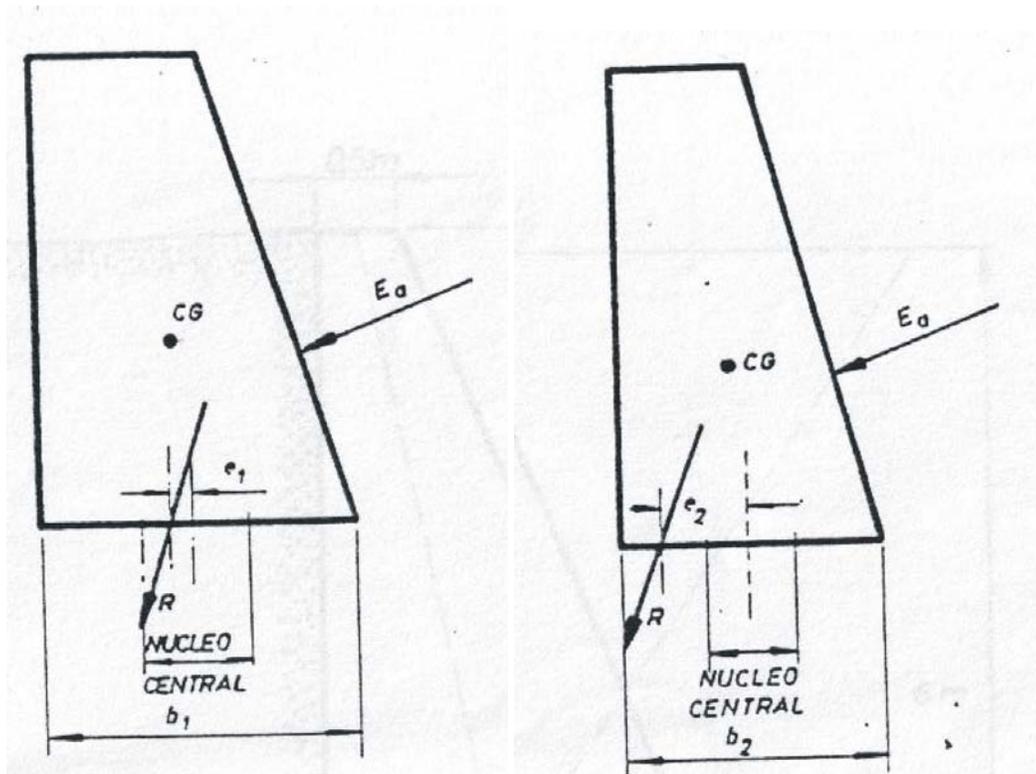


Fig. 4.20 (Barros Pena, 1974).

Fig. 4.21 (Barros Pena, 1974).

De acuerdo con Barros Pena la manera de determinar la dimensión correcta de la cara inferior del muro para que la resultante pase por el borde del núcleo central. Sobre el extremo de  $b_1$  se traza una perpendicular de valor  $e_1$  y sobre  $b_2$  se traza otra perpendicular de valor  $e_2$ , enseguida se unen los extremos de estas dos perpendiculares y el punto de corte de esa recta con la de las bases nos determinan la dimensión correcta de la cara inferior del muro, es decir, la base para que la resultante pase por el borde del núcleo central como se ve en la Figura 4.22

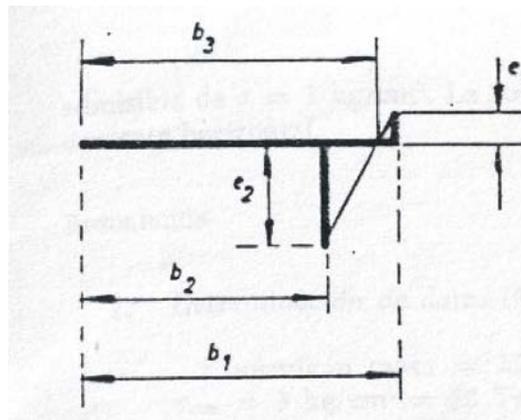


Fig. 4.22 (Barros Pena, 1974).

#### 4.2.2.4.- Flexión.

Es propio de los muros de concreto armado, por ello hay que efectuar todas estas comprobaciones mencionadas anteriormente pero además de ello se efectuarán otras producidas por la flexión. Por lo que hay que revisar la flexión o tensión que sufre la estructura en sus partes más críticas.

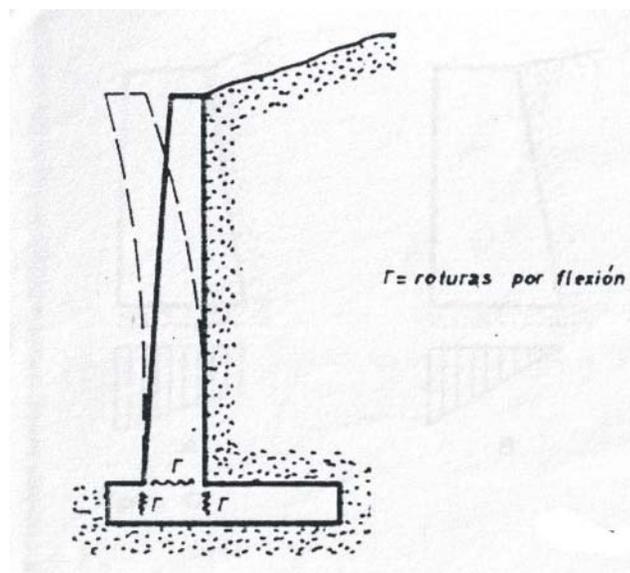


Fig. 4.23 (Barros Pena, 1974).

El muro se flexiona tal como se ve en la figura 4.23 por lo que se hace necesario el diseñar la estructura para que esto no suceda. En los muros de mampostería o concreto simple esto no acostumbra a suceder por no ser estructuras

tan esbeltas como las de concreto armado. Como ya se ha mencionado las comprobaciones al vuelco, deslizamiento y hundimiento suelen ser suficientes para éstos.

#### **4.2.3.- MUROS DE GRAVEDAD.**

Este tipo de muros utilizan su peso propio como elemento estabilizador, es decir, trabajan por gravedad, no estando diseñados para que trabajen a tensión. Estos son muros de mampostería o concreto simple en los que la resistencia se consigue por su propio peso.

Su ventaja fundamental es que no van armados. Pueden ser aplicados para alturas moderadas, sólo si su longitud no es muy grande, pues en caso contrario, no es recomendable la utilización de éstos y conviene más la aplicación de un muro de concreto armado, el cual sería más esbelto.

La forma común de los muros de mampostería o concreto simple son de sección trapezoidal, sin embargo existen formas variadas para satisfacer necesidades constructivas de los proyectistas.

#### **4.2.4.- MUROS DE CONCRETO ARMADO.**

Son muros armados interiormente con barras de acero, los cuales están diseñados para poder soportar esfuerzos de tensión. Existen diferentes tipos de muros de concreto armado los cuales se mencionarán a continuación:

##### ***4.2.4.1.- Muro de Pantalla Empotrada en el Terreno.***

Este tipo de muros se construye cuando el terreno sobre el cual descansará está constituido por rocas de consistencia fuerte. Este tipo de muro suele construirse cuando la altura de contención no sobrepasa los tres o cuatro metros. Se recomienda

que “el ancho de la base no sea menor de 20 cm. por razones de seguridad”. (Barros Pena; 1974: 171).

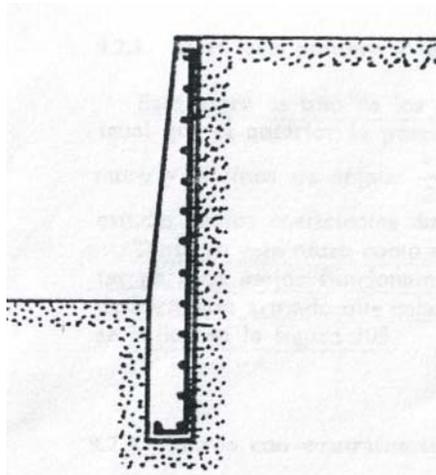


Fig. 4.24 (Barros Pena, 1974).

#### 4.2.4.2.- Muro de Talón.

Este tipo de muro resulta ser muy utilizado cuando tenemos la existencia de un lindero que impide realizar la construcción de la puntera. Una de las ventajas de este tipo de muro es que el peso de la tierra o relleno actuará como parte estabilizadora del mismo, ya que de esta manera disminuye el momento de vuelco que existe en grado elevado por la falta de puntera. Se recomienda que: “las dimensiones del talón respecto a la altura  $h$  sean del orden de  $0.65h$ .” (Barros Pena; 1974: 171).

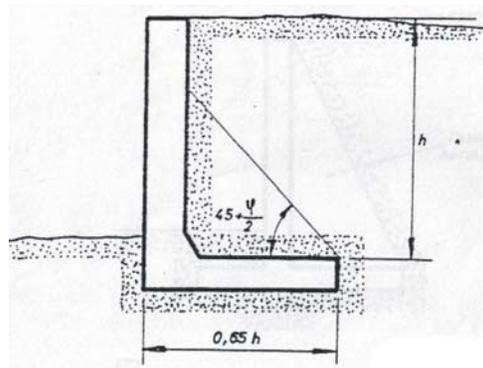


Fig. 4.25 (Barros Pena, 1974).

#### 4.2.4.3.- Muro con Puntera y Talón.

Debido a que proporciona bastante estabilidad, este muro es uno de los más utilizados. Al igual que el anterior, el peso de la tierra o relleno actuará como parte estabilizadora del mismo, y así de esta manera disminuye el momento de vuelco, aunque contemos con la existencia de la puntera. Para un mejor funcionamiento se pueden adoptar tabiques de concreto armado para ligar el talón con la pantalla, tal como se ve en las Figuras 4.26 y 4.27.

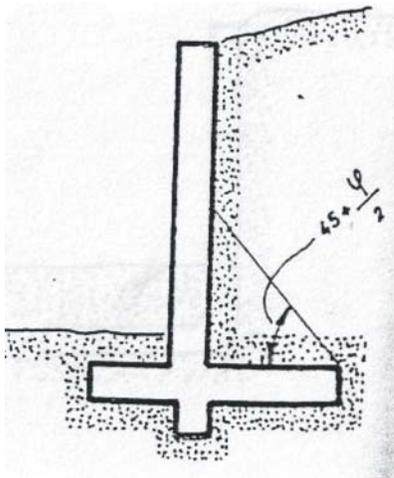


Fig. 4.26 (Barros Pena, 1974).

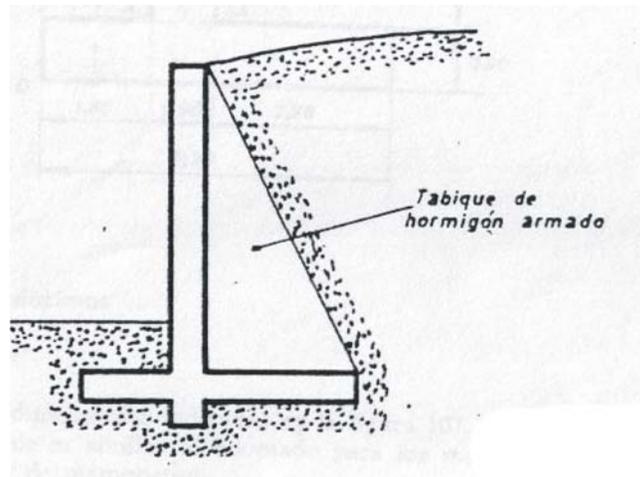


Fig. 4.27 (Barros Pena, 1974).

#### 4.2.4.4.- Muro con Contrafuerte.

Este tipo de muros pueden ser de concreto armado o concreto simple, dependiendo la utilización de uno u otro, según las características del muro y las necesidades de espacio que se requiera. La determinación del espesor de la pantalla, es decir, del ancho del muro, así como del acero que se requiera, en el caso de que sean armados, será de tal forma que pueda resistir los esfuerzos correspondientes al considerarla como una viga horizontal que esta apoyada en sus extremos, que son los contrafuertes. “Los contrafuertes acostumbran estar distanciados un valor que oscila entre los 3 y 4 metros”. (Barros Pena; 1974: 173).

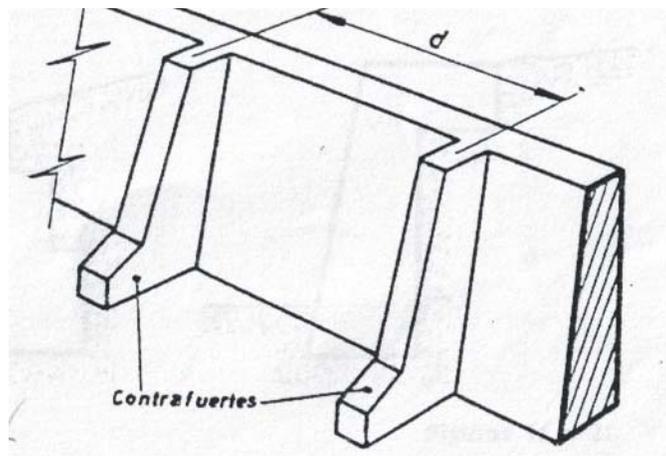


Fig. 4.28 (Barros Pena, 1974).

Para el cálculo de su estabilidad, se tomará un elemento de muro de ancho igual a la distancia comprendida entre las partes centrales de dos elementos de pantalla seguidos, tal como se indica en la Figura 4.29.

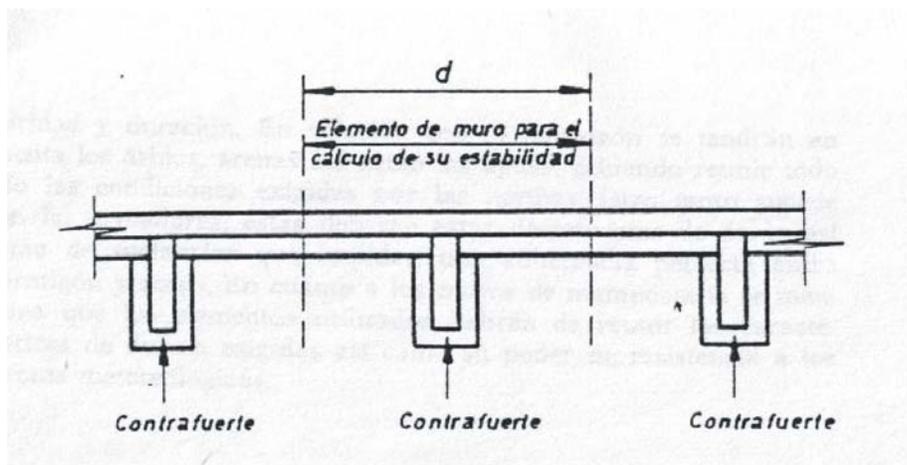


Fig. 4.29 (Barros Pena, 1974).

#### 4.2.4.5.- Muro con Puntera.

Este tipo de muro, a veces se hace necesario por comodidades constructivas. Límites de propiedad obligan también en determinados casos a adoptar esta construcción, que si bien se hace dificultosa en cuanto al drenaje ofrece unas condiciones mecánicas favorables, tal como tensiones moderadas sobre el terreno de cimentación.

Este tipo de muros se suelen utilizar cuando en el terreno existe roca muy dura, la cual nos impide excavar en el terreno para socavar el hueco del talón, también se utiliza para respetar los límites de propiedad, es decir, para evitar invadir terreno ajeno. En ellos existe la ventaja de que con la existencia de la puntera se ayuda a soportar el efecto del empuje activo el cual provoca el efecto del volteo.

“A este tipo de muro también se le conoce como muros en ménsula y suelen utilizarse para una altura no mayor de 10 m.” (Barros Pena: 1974:174), cuando dicha altura se excede, se requiere la construcción de contrafuertes para abaratar su costo.

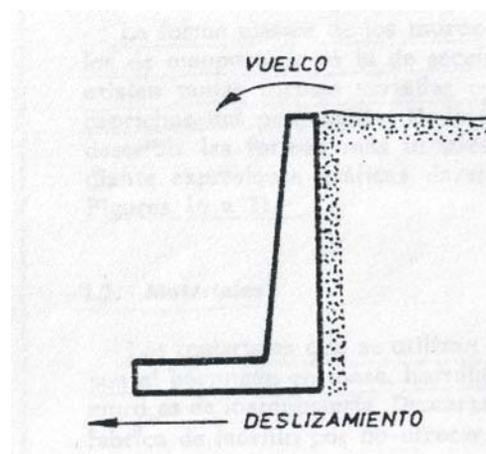


Fig. 4.30 (Barros Pena, 1974).

#### **4.2.5.- MUROS DE GAVION.**

Los muros de gavión son estructuras flexibles que se deforman fácilmente por las presiones de la tierra que sobre ellos actúan, asimismo se acomodan a los movimientos del suelo. Se diseñan generalmente, para resistir presiones activas en lo que se refiere a su estabilidad intrínseca y actúan como masas de gravedad para la estabilización de deslizamientos de tierra principalmente.

Los gaviones son cajones de malla de alambre galvanizado que se rellena con cantos de roca. Algunas de las ventajas de los muros de gavión son las que se mencionan a continuación:

1. Son fáciles de construir y mantener.
2. Utilizan los cantos y piedras disponibles que hay en el sitio para su conformación.
3. Se pueden construir sobre suelos débiles.
4. Su estructura es flexible y puede tolerar asentamientos diferenciales mayores que otro tipo de muros,
5. Son fáciles de demoler y reparar.

Para su elaboración se emplean tres tipos de mallas diferentes: hexagonales o de triple torsión, electrosoldada y elaborada simple. El principal problema consiste en que las mallas pueden presentar corrosión al estar en contacto con suelos ácidos (de  $Ph$  menor de 6).

“Existen una gran cantidad de tamaños de malla disponible para formar las cajas. Para su construcción generalmente se utilizan cajas de 1m. X 1m. X 1m. Estos cajones de gavión se colocan unas sobre otras tratando de traslapar lo mejor posible las unidades para darle cierta rigidez que requiere el muro” (Lemac 2003).

Para muros muy anchos con secciones de base superiores a cuatro metros se puede realizar cierta economía adoptando una forma celular de construcción, lo que equivale a eliminar algunas de las cajas interiores donde los espacios vacíos se rellenan de piedra sin la colocación de bloques de malla. El tamaño y la forma de estas celdas deben diseñarse en tal forma que no se debilite la estabilidad interna del muro.

El peso unitario del gavión está en función de la naturaleza y porosidad de la roca del relleno y puede calcularse mediante la siguiente expresión:

$$\gamma_g = (1 - n_r)G_s\gamma_w \quad \text{Ecuación 4.52}$$

Donde:

$n_r$  = Porosidad del enrocado.

$G_s$  = gravedad específica de la roca.

$\gamma_w$  = peso unitario del agua.

Para realizar diseños preliminares, la  $G_s$  (Gravedad específica de la roca) puede considerarse como 2.6 en el caso de las rocas duras. La porosidad (relación de vacíos) del enrocado generalmente varía de 0.3 a 0.4 dependiendo de la angulosidad de los bloques de roca.

De acuerdo con la información de la empresa Lemac, para el diseño de un muro de gavión se debe tomar en cuenta lo siguiente:

- *Diseño de la masa del muro para su estabilidad a volteo, deslizamiento y estabilidad del talud:* .En el diseño se debe de tener en cuenta que para evitar deformaciones excesivas relativas, el muro debe proporcionarse en tal forma que la fuerza resultante actué en el tercio medio de la sección volumétrica del muro. Se debe cuidar que las deformaciones no sean excesivas, ya que una deformación excesiva del muro puede generar una falla interna debida a su propia flexibilidad.
- *Diseño interno de la estructura del gavión.* El gavión debe tener un volúmen o sección tal que internamente no se pueda producir su falla o su ruptura a lo largo de cualquier plano. Es importante analizar la estabilidad del muro independientemente nivel por nivel, suponiendo en cada uno de los niveles que el muro es una estructura de gravedad apoyada directamente sobre las unidades de gavión inmediatas debajo de la sección considerada. Se deben realizar un número de análisis igual al número de niveles.
- *Especificación del tipo de malla, calibre del alambre, tamaño de las unidades, tipo y número de uniones, calidad del galvanizado, tamaño y forma de los cantos* Se debe definir el tipo de malla y el calibre de alambre de la malla, la escuadra del tejido de la malla. El gavión está hecho de malla de triple torsión y escuadra tipo 8x10, formada de alambre con tres capas de galvanizado con 270 grs. de Zinc, calibre 12 (2.7mm), reforzado en las aristas con alambre calibre 10 (3.4mm) y alambre de amarre calibre 13.5 (2.2mm). Todos estos elaborados con acero de bajo carbón. El tamaño máximo de los cantos para el relleno de los bloques, debe ser mayor a dos veces al ancho máximo de la escuadría de la malla. Generalmente, se utilizan cantos de diámetros entre 15 y 30 centímetros.

- *Despiece de las unidades de gavión nivel por nivel.* Se debe diseñar el traslape entre unidades para darle rigidez al muro.
- *Sistema de filtro.* En el contacto entre el suelo y el gavión se recomienda colocar un geotextil no tejido como elemento de filtro, y en la cimentación del muro se recomienda construir un dren colector para recoger el agua recolectada por el muro. Debe tenerse en cuenta que el muro en gaviones es una estructura permeable, la cual permite la infiltración de prácticamente el 100% de la lluvia y la escorrentía que pase por encima del muro.

Para el diseño de este tipo de muros es necesario respetar también algunas condiciones de estabilidad, para evitar que falle la estructura y se debe tomar en cuenta en el cálculo lo siguiente:

1. La seguridad al deslizamiento.
2. La seguridad al volteo.
3. Comprobación de presiones sobre el terreno.
4. Verificación de secciones intermedias.
5. Seguridad de falla global.

En las estructuras de gavión se analizan, la *verificación de secciones intermedias* así como la *seguridad de falla global* como se vera a continuación:

- *Verificación de secciones intermedias.* En el muro de contención es necesario verificar su estabilidad en secciones intermedias, para evitar la falla de la estructura. Se deben de considerar las fuerzas estabilizantes, que son el peso propio del muro así como la componente vertical del empuje activo, y como desestabilizantes, la componente horizontal del empuje activo hasta la sección de análisis, para de esta manera obtener los esfuerzos resultantes a la compresión y a la tensión tangencial sin que excedan a los admisibles. Las

fuerzas estabilizantes y desestabilizantes se muestran en las Figs. 4.31 y 4.32.

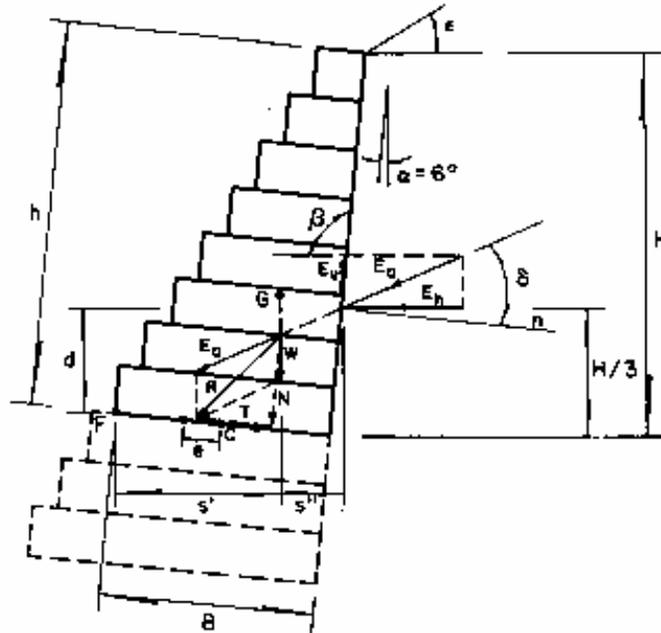


Fig. 4.31.- Fuerzas estabilizantes en muros de contención, sección intermedia.

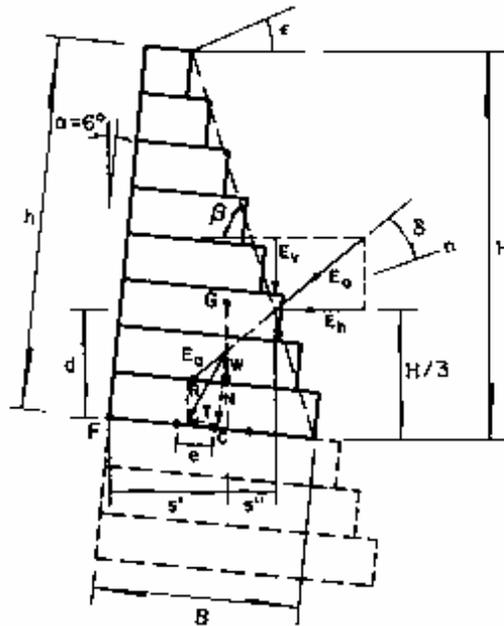


Fig. 4.32.- Fuerzas desestabilizantes en muros de contención, sección intermedia (Lemac, 2003).

- *Seguridad de falla global.* La inestabilidad de un muro de contención de gaviones puede darse para una falla del conjunto suelo-muro a lo largo de una superficie curva de deslizamiento, más o menos cilíndrica. Por ello se requiere establecer las condiciones de equilibrio de todas las fuerzas que actúan en la masa deslizante. El análisis se realiza para diversas superficies y se determina aquella de falla crítica.

Los muros de gavión se construyen en capas, como se hace con la mampostería, por ello, se puede decir que se parecen a un ladrillo de tamaño grande y flexible. Los muros pueden ser de pared lisa o escalonada. En la práctica se ha encontrado que el escalonado es más fácil de construir cuando la altura del muro sea mayor de los 3 m.

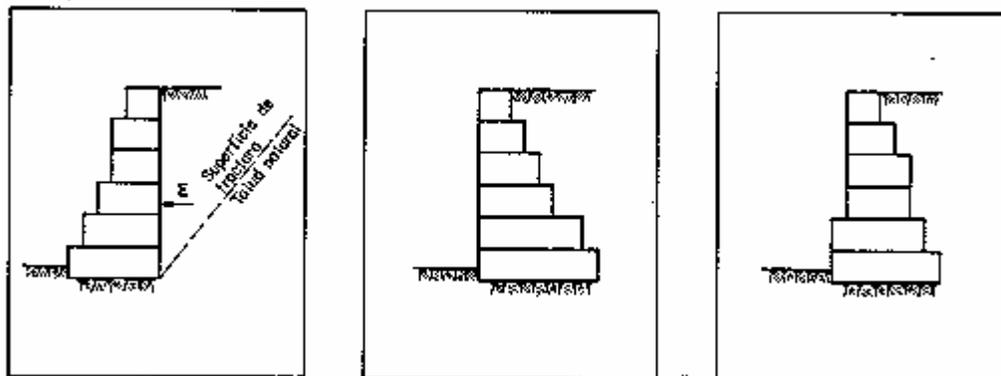


Fig. 4.33.- Disposición de muros de contención formados con gavión (Lemac, 2003).

Para muros de gran altura se pueden tener escalones a ambos lados en la parte inferior de ellos como se ve en la Fig. 4.33. Los muros con paramento vertical externo, en ocasiones, son preferidos por motivos funcionales o estéticos. Se dice que éstos son los más adecuados y se recomienda su uso cuando ellos tienen una altura grande y se les debe dar una inclinación  $\alpha = 6^\circ$  contra el relleno, como se ve en la Fig. 4.34.

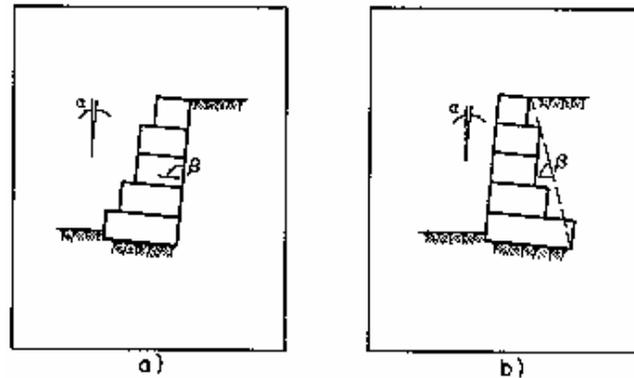


Fig. 4.34.- Muros de contención, planos de empuje (Lemac, 2003).

Así pues, las estructuras a base de gaviones, han demostrado ser una buena solución a los problemas originados principalmente por la fuerza erosiva del agua. Las estructuras a base de gaviones tienen tres características fundamentales; son flexibles, permeables y monolíticas. Por lo que su uso actualmente es común en todo tipo de obras de retención o estabilización.

A continuación se presentan algunas fotografías en donde se muestra los diferentes usos que se les dan a los muros muros gavión:



Foto No 53.- Se muestra la utilización de los muros gavión como cono de derrame en un puente para evitar la socavación.

Fuente: Lemac (2003).



*Foto No 54.- Aquí se muestran los muros gabión ahora utilizados como un sistema de contención de un talud.*

*Fuente: Lemac (2003).*

**Foto No 54.**

*Foto No 55.- En esta imagen se ve la manera en que es contenido un terraplén utilizando muros gabión.*

*Fuente: Lemac (2003).*



**Foto No 55.**

### **4.3.- ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN.**

A continuación se realiza un pequeño resumen de la información que se desarrolló en los temas anteriores, la cual será la base para la toma de la decisión del tipo de estructura que se utilizará para evitar que los taludes sigan teniendo deslaves.

El tramo en estudio que corresponde al cadenamiento Km. 62+070 al Km. 64+170, lado izquierdo del C.D. Pátzcuaro-Uruapan, es una zona topográficamente conformada por un lomerío fuerte, debido a lo accidentado que está la superficie del terreno donde se localizan los cortes.

Debido a la inestabilidad de los taludes, se han presentado derrumbes de material que conforman los cuerpos de los cortes; estos derrumbes han generado problemas importantes que ha afectado el nivel de servicio de la carretera, debido a que en ocasiones se ha tenido la necesidad de cerrar un carril para poder realizar los trabajos de retiro del material. Una situación que puede generar este problema, es el de provocar un accidente automovilístico, donde se puede presentar pérdidas materiales y humanas.

Otro inconveniente que se comentó y que posiblemente sea el que esté más latente en provocar problemas, es el que se ha presentado en los límites del derecho de vía, problema que ha generado que los cerros de los cortes se hayan desplazado hacia los terrenos particulares que colindan con la zona federal, como consecuencia, se está presentado la invasión y afectación de terrenos de particulares. Lo que puede desembocar a problemas sociales de consideración importante, entre los usuarios del camino, el Organismo de CAPUFE y a los mismos ejidatarios.

De acuerdo con los datos que se recabaron por medio de los estudios que se realizaron, tanto en el campo como en el laboratorio, se determinó que el problema

que está afectando a los cortes que se encuentran en la autopista Pátzcuaro-Uruapan, no es su capacidad estructural o estabilidad, sino que es el problema de la filtración de agua que presentan todos los taludes. Este problema se presenta en todos los cortes en estudio, y la forma que se hace notar es por medio del efecto de la erosión, por lo que esto da como resultado fallas locales o particulares pequeñas en el cuerpo del corte.

Los métodos de solución que se mencionaron para poder corregir o mitigar fallas en los taludes, no pueden ser aplicables a este problema en particular, debido al problema que se ha hecho mención, que es el que los ceros de los cortes ya sobrepasaron los límites del derecho de vía y están afectando propiedades particulares.

La solución que se propone es la colocación de muros de contención para evitar que los ceros de los cortes sigan “caminando” hacia los terrenos ejidatarios, pero a su vez se tiene que prever que éstos no trabajen como muros alcancía, ya que al hacerlo, se evitará que los derrumbes lleguen al camino, pero esto no evita que se presenten los derrumbes.

Como ya se vió anteriormente, existen diferentes alternativas de solución con métodos de contención como son los muros de concreto armado y de mampostería y se llegó a la conclusión de que éstos no son factibles de utilizar como solución para este problema, principalmente, porque debido a la gran altura que tienen los cortes en algunas partes (alrededor de los 12 metros), se necesitaría de la construcción de muros demasiado gruesos además de que debido a la altura y al espesor se necesitaría de una mayor profundidad para su cimentación lo cual provocaría realizar una mayor excavación incrementando considerablemente el costo de la obra.

Por lo que se optó por la utilización de muros gavión, las principales ventajas que tienen son las siguientes:

- Son aplicables a cortes de gran altura. Además de que se pueden construir con una inclinación con respecto a la vertical, factor importante para este proyecto. En donde uno de los principales propósitos es el de recuperar la superficie de los terrenos que se han afectado, por medio de rellenos. Los cuales se presentan en el procedimiento constructivo (ANEXO No.1).
- Son muy funcionales y estéticos.
- Son muy permeables, ya que permiten el paso de las filtraciones que se presentan en los cortes.
- Son de fácil construcción, además que permite la utilización de material originario del lugar, disminuyendo los acarreos y no ocupa de mano de obra especializada.
- Las estructuras a base de gaviones tienen tres características fundamentales; son flexibles, permeables y monolíticas. Por lo que su uso actualmente es común en todo tipo de obras de retención o estabilización.

La utilización de los muros gavión es una decisión que está en función de los varios factores ya mencionados, los cuales intervinieron para su selección. Los cálculos que se realizaron para analizar la estabilidad de los muros se efectuó por medio de un software de la empresa LEMAC, empresa que se dedica a la fabricación y construcción de gaviones. Este programa toma en cuenta las características mecánicas de los suelos donde se desplantarán los gaviones y de los suelos que actuarán sobre ellos.

Los resultados que arrojó el programa están en función de datos de mecánica de suelos que se mencionan en el ANEXO No. 2 y de información que la empresa

LEMAC proporcionó, donde marca que se puede dar una inclinación respecto a la vertical de entre  $6^\circ$  a  $10^\circ$ , por lo que se consideró un ángulo de inclinación para esta alternativa de solución de  $10^\circ$ . Como se muestra en la Fig. 4.1

Dando esta inclinación, los resultados fueron satisfactorios por lo tanto se considera que las secciones de los muros gavión que se proponen son las óptimas para soportar los esfuerzos a los que van a estar sometidos.

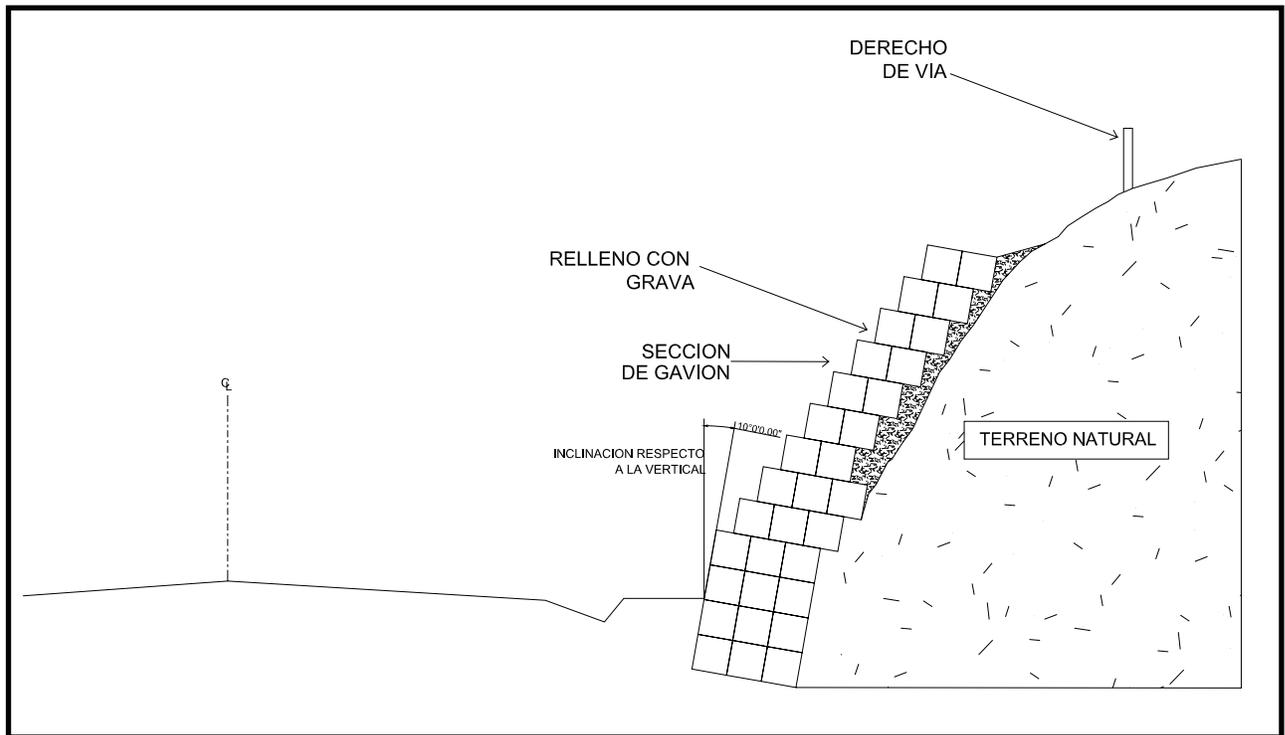


Fig. 4.35.- Muestra de la forma de cómo se colocaran los bloques de gavión en los cortes en estudio.

En esta solución se conformará en el respaldo del muro una capa de grava que servirá como una capa drenante. Además los espacios que queden serán rellenados con el material producto de la excavación que se realizará para el desplante del muro, ya que esta alternativa se llevará a cabo debido a que algunos cortes ya han pasado fuera del derecho de vía por lo que se tienen que recuperar estos suelos que se han perdido, evitando así problemas sociales entre los dueños de los terrenos y CAPUFE. En la parte inferior del muro se colocará una plantilla de

concreto y un tubo perforado el cual tendrá un diámetro de 0.20 m que servirá como dren para el agua que se filtre y se acumule en la base del muro, además se construirán las cunetas que se afecten durante la construcción de los muros y se colocarán contracunetas para el desalojo de el agua producto de la lluvia. En anexos que más adelante se presentan, se incorporan el procedimiento constructivo (ANEXO No. 1), los resultados que arrojó el programa (ANEXO No. 2), las especificaciones que se utilizaron (ANEXO No. 3), así como los planos de construcción (ANEXO No. 4).

## **5.- CONCLUSIONES.**

Finalizando los trabajos de este proyecto, se presentan las conclusiones, donde primeramente se realiza un análisis de la erosión que es el principal factor de ataque a los cortes de la autopista Pátzcuaro-Uruapan.

Desde el punto de vista geotécnico y derivado de los estudios de campo y de laboratorio, la estabilidad global de los taludes es adecuada o el riesgo de colapso de alguno de ellos es poco probable a menos que exista un fenómeno natural de gran escala e impacto, sin embargo existen problemas de erosión en la superficie de los taludes.

Como se sabe, la construcción de grandes obras de infraestructura en carreteras obliga a realizar cortes y terraplenes que traen consigo la desaparición de grandes superficies de la capa edáfica o suelo. Los taludes en cortes y en terraplenes que presentan superficies desnudas, generalmente áridas, pueden ser recuperados si se toman las acciones adecuadas para controlar su erosión.

Ya se ha mencionado que la erosión es el proceso donde las partículas de distintos tamaños integradas en una masa de suelo o roca son removidas de situación inicial y transportadas. El criterio mas amplio de la erosión es el geomorfológico, que compara procesos de desgaste de paisaje, reconociéndose como problema dominante solamente cuando y donde el proceso es más rápido.

Es importante tener muy bien la diferenciación conceptual de los términos erosión y sedimentación. La sedimentación que se produce en un lugar como consecuencia de la erosión del talud carece de propiedades emergentes y es fácil de definir y controlar.

Así se origina la desintegración local de los materiales que por la acción de la gravedad y de los agentes atmosféricos (agua y aire) caen por la superficie del talud (graneo) concluyendo así el proceso de la erosión. Sin olvidar que el material erosionado se transforma automática e inmediatamente en agente erosivo.

De acuerdo a la información que se presentó en el Capítulo 2, donde se mencionaron los diferentes métodos de solución, no pueden ser aplicables a este problema en particular, debido a lo que se ya se ha mencionado, que es el que los cerros de los cortes ya sobrepasaron los límites del derecho de vía y están afectando propiedades particulares.

Por lo que la solución que se propone es la colocación de muros gavión con una inclinación de  $10^{\circ}$  respecto a la vertical colocándolos de manera escalonada sobre el corte y realizando los rellenos con material producto de excavación así como con materiales que ya se mencionarán en el procedimiento constructivo. Se optó por esta solución por las siguientes razones:

- Son aplicables a cortes de gran altura. Además de que se pueden construir con una inclinación con respecto a la vertical, factor importante para este proyecto, en donde uno de los principales propósitos es el de recuperar la superficie de los terrenos que se han afectado, por medio de rellenos.
- Los resultados de las pruebas geotécnicas muestran que el problema fundamental que se presenta en los taludes es la erosión, fenómeno que es difícil de mitigar por medios ya antes mencionados.
- Son muy funcionales y estéticos.
- Son muy permeables, ya que permiten el paso de las filtraciones que se presentan en los cortes.

- Son de fácil construcción, además que permite la utilización de material originario del lugar y no ocupa de manos especializadas.
- Las estructuras a base de gaviones tienen tres características fundamentales; son flexibles, permeables y monolíticas. Por lo que su uso actualmente es común en todo tipo de obras de retención o estabilización.

Estos muros que se realizarán en los taludes de la autopista, evitarán que la erosión siga afectando los cortes a la vez los terrenos ejidatarios

Dentro de los anexos se presentan el procedimiento constructivo (ANEXO No. 1), los resultados que arrojó el programa (ANEXO No. 2), las especificaciones que se utilizaron (ANEXO No. 3), así como los planos de construcción (ANEXO No. 4).

## **BIBLIOGRAFÍA.**

Barros Pena José (1974).

Muros de Contención.

Enciclopedia CEAC de Construcción.

Especificaciones Generales de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes para carreteras. (2000).

García Márquez Fernando (1994).

Topografía Aplicada.

Ed. Árbol.

Garduño-Monrroy, V. H. (1999).

El Vulcanismo del mioceno-pliocuaternario de Michoacán.

UMSNH.

Harvey J. C. (1993).

Geología para Ingenieros Geotécnicos.

Ed. Limusa-Noriega.

Juárez Badillo Eulalio, Rico Rodríguez Alfonso (2002).

Mecánica de Suelos Tomo I.

Ed. Limusa.

Juárez Badillo Eulalio, Rico Rodríguez Alfonso (2002).

Mecánica de Suelos Tomo II.

Ed. Limusa.

Juárez Badillo Eulalio, Rico Rodríguez Alfonso (2002).

Mecánica de Suelos Tomo III.

Ed. Limusa.

Lambe T. William, Whitman Robert V.(1994).

Mecánica de suelos.

Ed. Limusa.

Lemac (2003).

Apuntes de Muros Gavión y Software.

Lemac.

Montes de Oca (1989).

Topografía.

Ed. Alfaomega.

Rico Rodríguez Alfonso, del Castillo Mejia Hermilo (2001).  
La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres Vol. I.  
Ed. Limusa.

Sowers George F. (1993).  
Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones.  
Ed. Limusa.

Terrazas S. Álvaro (1996).  
Pruebas del Laboratorio de Mecánica de Suelos.  
UMSNH.

Withlow Roy. (1994).  
Fundamentos de Mecánica de Suelos.  
Ed. CECOSA.

## ANEXO No 1.

# PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

En los siguientes incisos se especifica el procedimiento constructivo para la propuesta de muros de gavión de altura variable para la estabilidad de los taludes en la autopista Pátzcuaro Uruapan de los Km. 62+070 al 64+170.

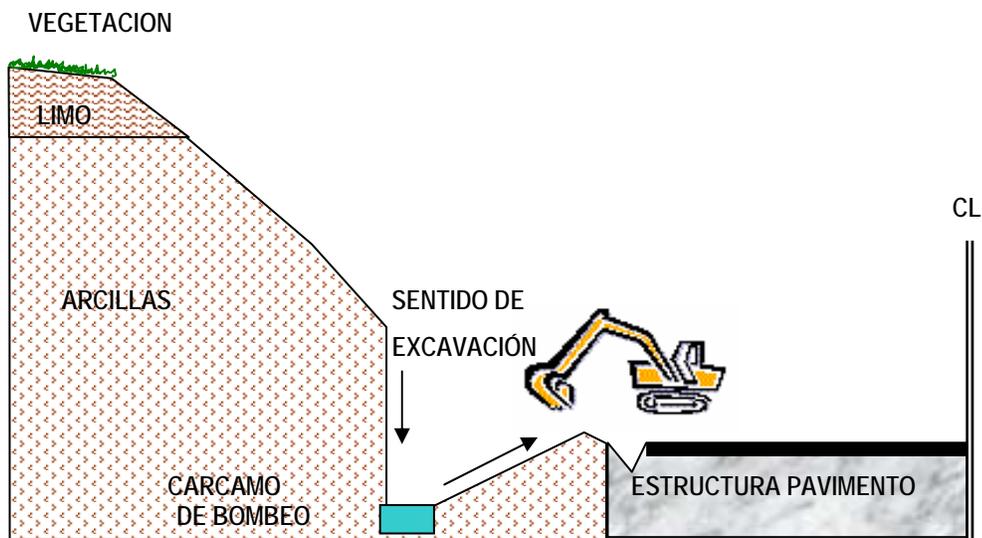
El procedimiento constructivo estará regido en todo momento por los puntos siguientes, además de las normas para construcción e instalaciones, así como del manual de dispositivos para el control de tránsito en calles y carreteras, ambos de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes; y se manejará por medio de los siguientes puntos.

Previo a todos los puntos que se manejen a continuación se deberá de tener en cuenta que para comenzar los trabajos, debe de estar implementado el sistema de seguridad tanto de la autopista como del personal que labore dentro del presente proyecto, esto es, toda clase de anuncios y letreros, señales, conos, radios de comunicación, etc. tanto de día como de noche, que indiquen al conductor de la existencia de personal o maquinaria trabajando dentro de la autopista, además de la seguridad de todo el personal que labore, como lo son chalecos reflejantes, banderolas, casco, botas de trabajo, lentes de protección claros, botiquín de primeros auxilios, guantes de carnaza, cuerdas, sistemas de anclaje, escaleras, etc, todo lo que se necesite para prevenir algún tipo de accidente en la gente que labora como en la que circule por la autopista.

El procedimiento se concentra bajo los siguientes puntos:

1. Se deberá tener un equipo topográfico para mantener al día la topografía actual y así poder evaluar los volúmenes de corte y terraplén necesarios sobre la marcha de la construcción de la obra, así como para tener los datos con respecto a los bancos de nivel y poder ubicar las profundidades de corte en los taludes y no provocar movimientos de tierra adicionales.

2. Realizar la excavación del talud para alojar el desplante de los muros de gavión, por medios mecánicos, hasta dar con una profundidad de desplante de 2.00 m. para asentar la base del muro, así como se muestra en lo planos de las secciones de construcción, se recomienda que se realicen excavaciones de 20.00 m. ó 25.00 m. así para no afectar la estabilidad del talud. El material producto de la excavación será colocado en un sitio que autorice la superintendencia, para después ser de nuevo usado como relleno de las zonas que queden como vacíos.



Fuente: Elaboración Propia

Fig. A.1.1.- Croquis del corte con maquina.

3. Después de haber terminado la excavación necesaria, se deberá de compactar el terreno natural, por lo menos en un 95% de la prueba AASHTO ESTANDAR, con medios mecánicos, colocando inmediatamente una plantilla de concreto simple de un espesor de 20 cm. con una resistencia mínima de  $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$ , con un revenimiento máximo de  $10 \text{ cm.} \pm 2 \text{ cm.}$ , pudiendo ser concreto hecho en obra o con premezclado que incorpore algún aditivo retardante por la distancia que existe entre las poblaciones y el tramo de obra en construcción. Además se harán juntas frías entre tramos de plantilla de concreto cada 20.00 m. ó 25.00 m. de longitud, para disipar esfuerzos de contracción o expansión del concreto durante su vida

útil; sellando estas juntas con material asfáltico “chapopote líquido”. Es necesario y muy importante colocar una bolsa drenante de sección transversal con material de filtro o grava limpia, sin finos, dónde se instalarán un dren longitudinal a lo largo de todo el talud, de tubería de acero de 4” de diámetro (0.20 m.), con perforaciones de un diámetro de  $\frac{1}{4}$ ” en toda su longitud y por la parte superior formando media caña; que nos ayudará a expulsar la filtración de agua que llegue a la base de la plantilla y evite asentamientos diferenciales en la base del muro gavión.

4. Colocar toda la línea número uno de malla de gavión sobre la plantilla, asegurando el ángulo de inclinación de  $10^\circ$  con la vertical; comenzar a realizar el acomodo del piedra para cerrar el gavión base, colocando en seguida los armazones de la línea número dos sobre la anterior, volviendo a rellenar todos éstos con piedra y así sucesivamente hasta tener el ancho de la base del muro según lo especificado en planos, podemos manejar dos medidas en las mallas de los gaviones. Realizar todos los rellenos de los gaviones con piedra seleccionada de tamaños adecuados (se recomienda de piedras con diámetros de entre 0.10 m. a 0.20 m. de diámetro), y se acomoden en una forma cuidadosa para que formen una masa cerrada para disminuir al mínimo la relación de vacíos del gavión y aumentar así el peso total del muro de contención propuesto. Los rellenos interiores entre muro gavión y talud, serán con una grava que servirá como filtro y las zonas restantes por rellenar se utilizará el material producto de la excavación compactado con bailarina manual o placa vibratoria, en capas de 0.20 m. No olvidar que los gaviones se deben de traslapar entre sí, para formar una estructura más rígida.

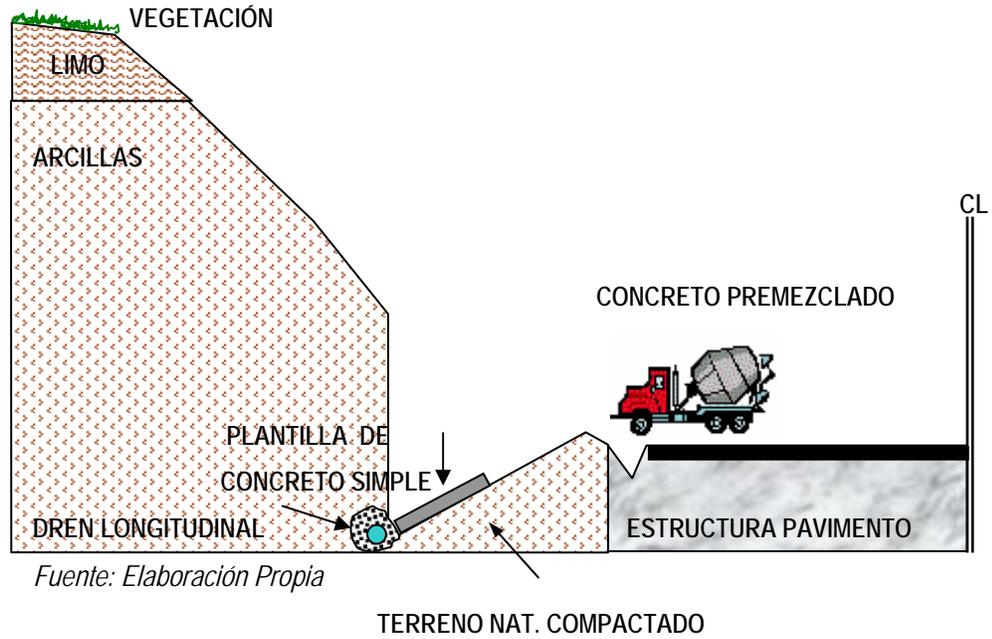


Fig. A.1.2.- Croquis de la plantilla y del dren longitudinal.

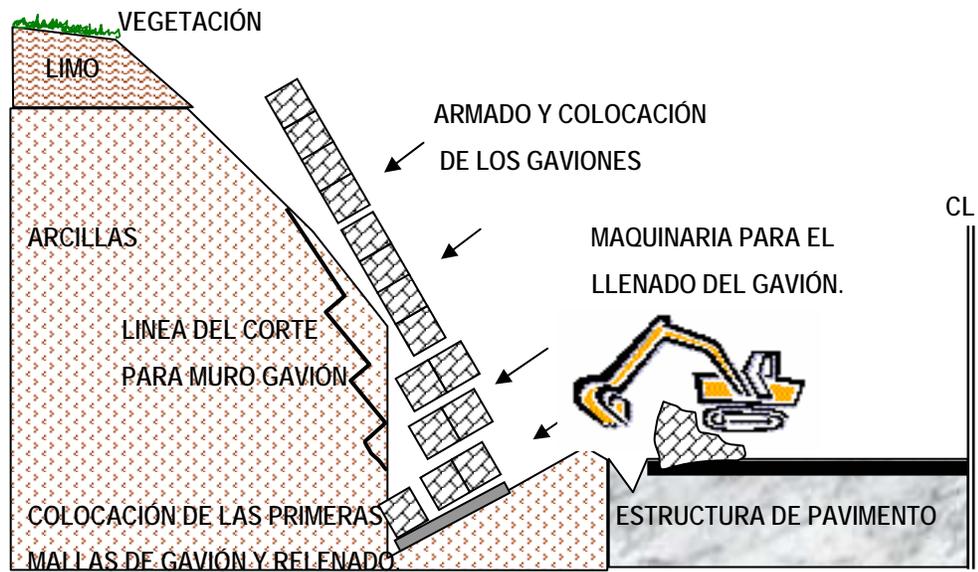


Fig. A.1.3.- Croquis del inicio del muro gavión, acomodo y llenado de los gaviones. (Fuente: Elaboración Propia).

5. Después se proseguirá con los siguientes niveles del muro, hasta alcanzar la altura de proyecto.
  
6. Conforme avance la colocación del muro de gavión, deberán de realizar algunos cortes en el talud los cuales se podrán hacer manualmente o con ayuda de alguna maquinaria con brazo largo, se harán en forma vertical, cortando de arriba hacia abajo para evitar cortes excesivos, el tipo de suelo en cuestión limos de alta plasticidad permite tener cortes definidos sin mucha inestabilidad, las zonas donde se necesite relleno por la inclinación del muro de gavión , se harán con material producto de la excavación compactado con bailarina manual o placa vibratoria, en capas de 0.20 m. hasta tener un mínimo del 90 % de la prueba AASHTO ESTANDAR.
  
7. Adicionalmente se colocará una contracuneta en la parte superior del muro alejado de este a una distancia horizontal desde el fin del muro del gavión como se marca en los planos de las secciones de construcción, las medidas son las marcadas en los planos. Esta contracuneta tendrá una sección trapezoidal de 0.50 m. en la parte superior, 0.30 m. en la parte inferior y una profundidad de 0.70 m., la cual recibirá toda el agua pluvial que la topografía envíe hacia el muro de gavión; ésta contracuneta deberá llevar el agua hasta las zonas de cauce natural que la topografía tenga. se hará con concreto hidráulico reforzado que tendrá una resistencia mínima de  $f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$ , con un revenimiento máximo de  $12 \text{ cm.} \pm 2 \text{ cm.}$ , pudiendo ser concreto hecho en obra o con premezclado que incorpore algún aditivo retardante por la distancia que existe entre las poblaciones y el tramo de obra en construcción.

VEGETACIÓN NUEVA DE SEMBRADO.

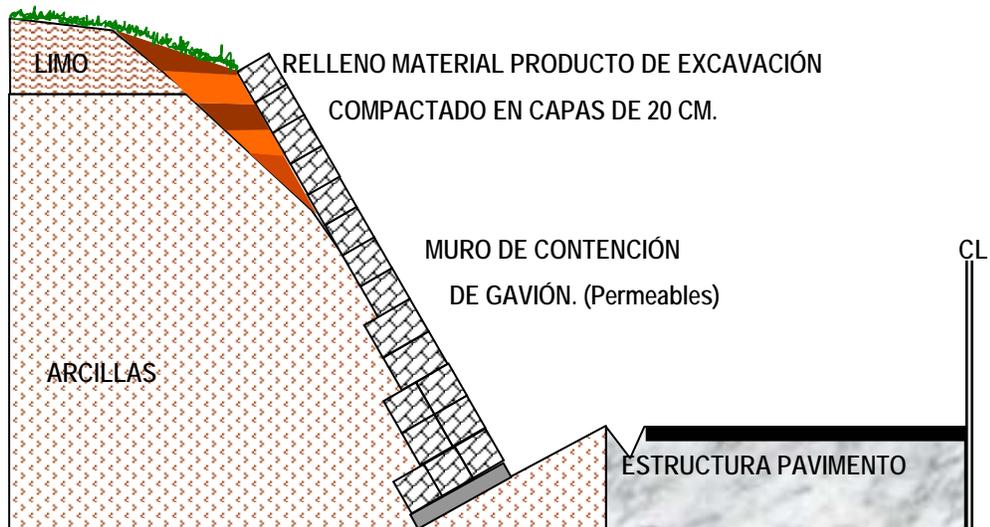


Fig. A.1.4.- Croquis de los rellenos del talud. (Fuente: Elaboración Propia).

8. En la parte inferior del muro de gavión se podrá formar un respaldo de material granular y sobre de él colocar un firme de concreto simple que servirá como banquetta de un espesor de 7 cm con el fin de evitar que el agua de lluvia y la que desalojen tanto los gaviones como los drenes transversales penetren hasta la plantilla de cimentación del muro, esta tendrá una pendiente hacia las cunetas de por lo menos el 5%. el concreto tendrá una resistencia mínima de  $f'c = 150$  kg/cm<sup>2</sup>, con un revenimiento máximo de 12 cm  $\pm$  2 cm, pudiendo ser concreto hecho en obra o con premezclado que incorpore algún aditivo retardante por la distancia que existe entre las poblaciones y el tramo de obra en construcción.

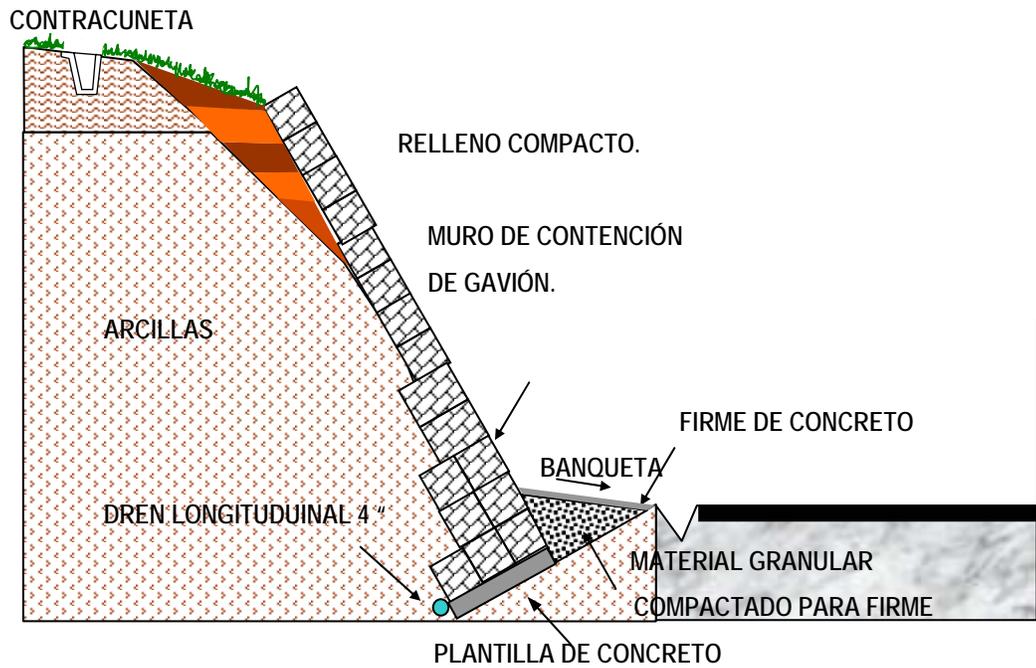
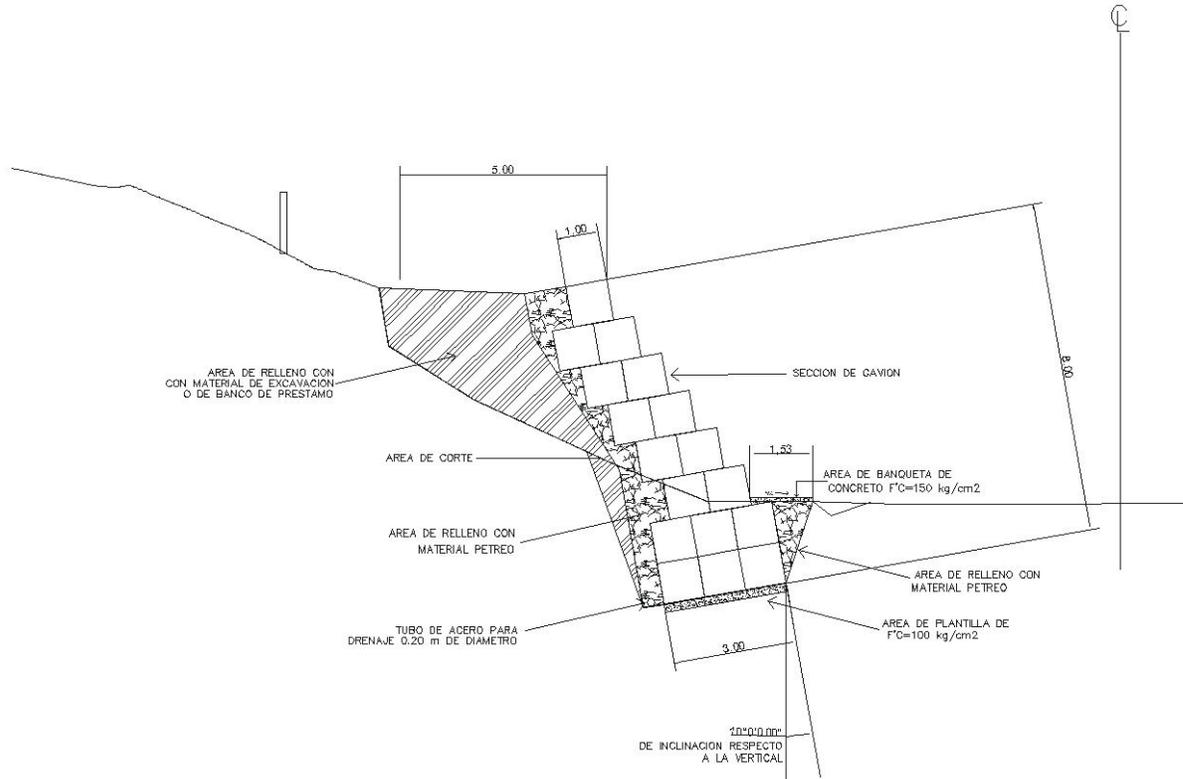


Fig. A.1.5.- Croquis de los rellenos del talud. (Fuente: Elaboración Propia).

A continuación se presenta una sección tipo de quedara la solución final para estabilizar los taludes con los muros de gavión.

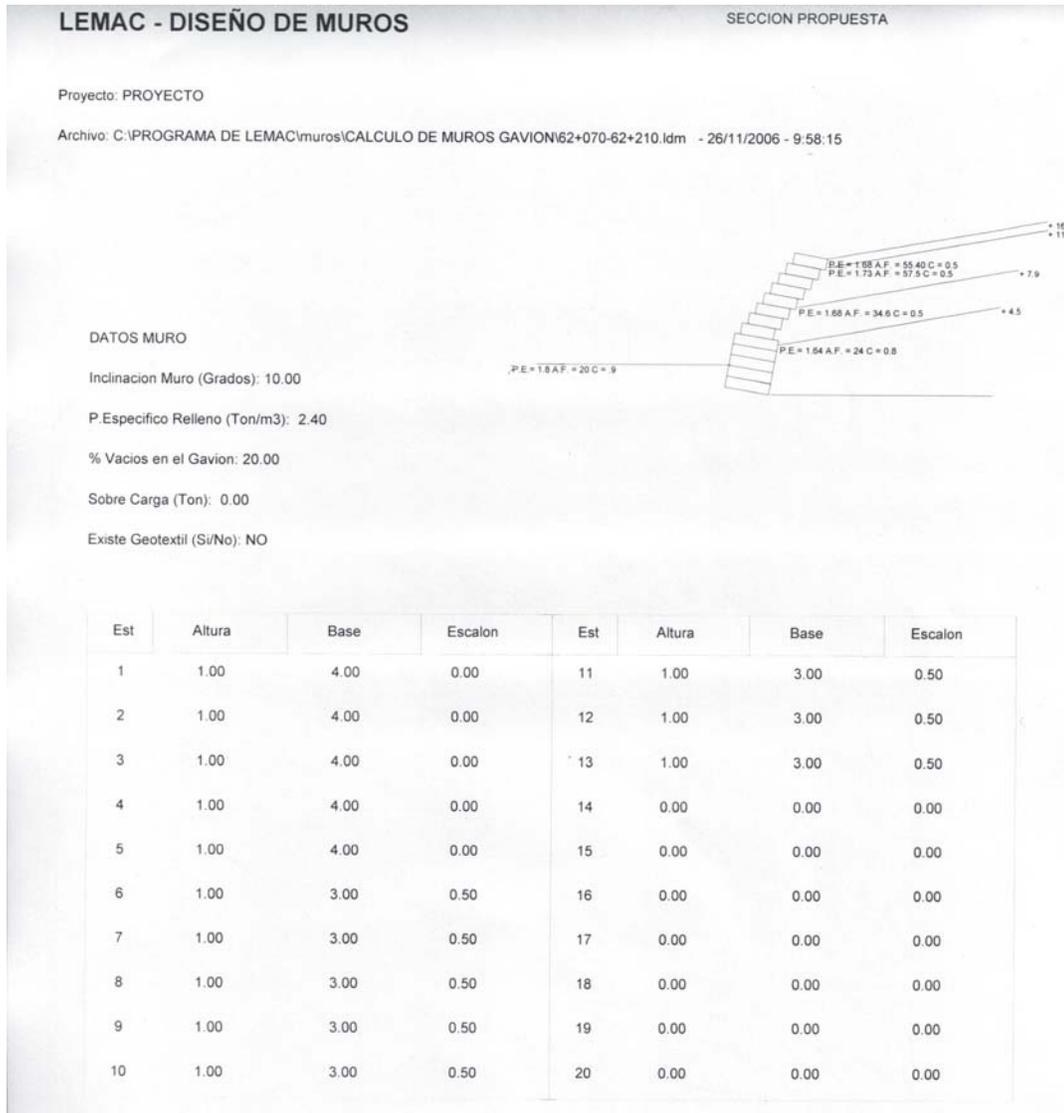


ESTACION 62+310

*Fuente: Elaboración propia a partir de procedimiento constructivo en base a datos geotécnicos proporcionados por el laboratorio ISDECÓN.*

## ANEXO No 2.

# *CORRIDAS DEL SOTFWARE* *PROPORCIONADO POR LA* *EMPRESA LEMAC.*



**DATOS TERRAPLEN**

Long. Tramo 1 (Mts): 20.00      Long. Tramo 2 (Mts): 0.00  
 Nivel Freatico (Mts): 0.00      Sobre Carga (Ton/M): 0.00

Est	Altura	Angulo	P.Espec.	A.Friccion	Cohesion
1	13.00	10.00	1.68	55.40	0.50
2	11.50	10.00	1.73	57.50	0.50
3	7.90	10.00	1.68	34.60	0.50
4	4.50	10.00	1.64	24.00	0.80
5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

**DATOS TERRENO CIMENTACION**

Long. Tramo 1 (Mts): 20.00      Long. Tramo 2 (Mts): 0.00  
 Angulo (Grados): 0.00

Est	Profundidad	P.Especifico	A.Friccion	Cohesion
1	2.00	1.80	20.00	0.90
2	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00	0.00
9	0.00	0.00	0.00	0.00
10	0.00	0.00	0.00	0.00

## LEMAC - DISEÑO DE MUROS

Proyecto: PROYECTO

Archivo: C:\PROGRAMA DE LEMAC\muros\CALCULO DE MUROS GAVION\62+070-62+210.Idm - 26/11/2006 - 9:58:15

### RESULTADOS

#### DESPLAZAMIENTO

Peso del Muro (Ton): 96.96	Area del Muro (mts): 44.00
Altura debida a la S.C. (mts): 0.00	Empuje Activo (Ton): 43.69
Altura donde actua el Empuje (mts): 14.02	E. Activo Vertical (Ton): 10.57
Beta: 100.00	E. Activo Horizontal (Ton): 42.39
Coef. de Empuje A. (KA): 0.06	

COEF. DE DELIZAMIENTO: 1.70

#### VOLTEO

Brazo Horizontal del Peso Muro (Mts): 4.92  
Brazo Vertical E. Activo (Mts): 2.77  
Brazo Horizontal E. Activo (Mts): 4.76  
COEF. DE VOLTEO: 4.38

#### ESFUERZOS EN LA CIMENTACION

Resultante Fuerzas Normales (Ton): 113.25  
Excentricidad (Mts): -1.50  
Esfuerzo (+) (Ton/m2): 21.57  
Esfuerzo (-) (Ton/m2): -13.35  
Deformación del Muro(Mts.): 0.84

#### ESTABILIDAD GLOBAL

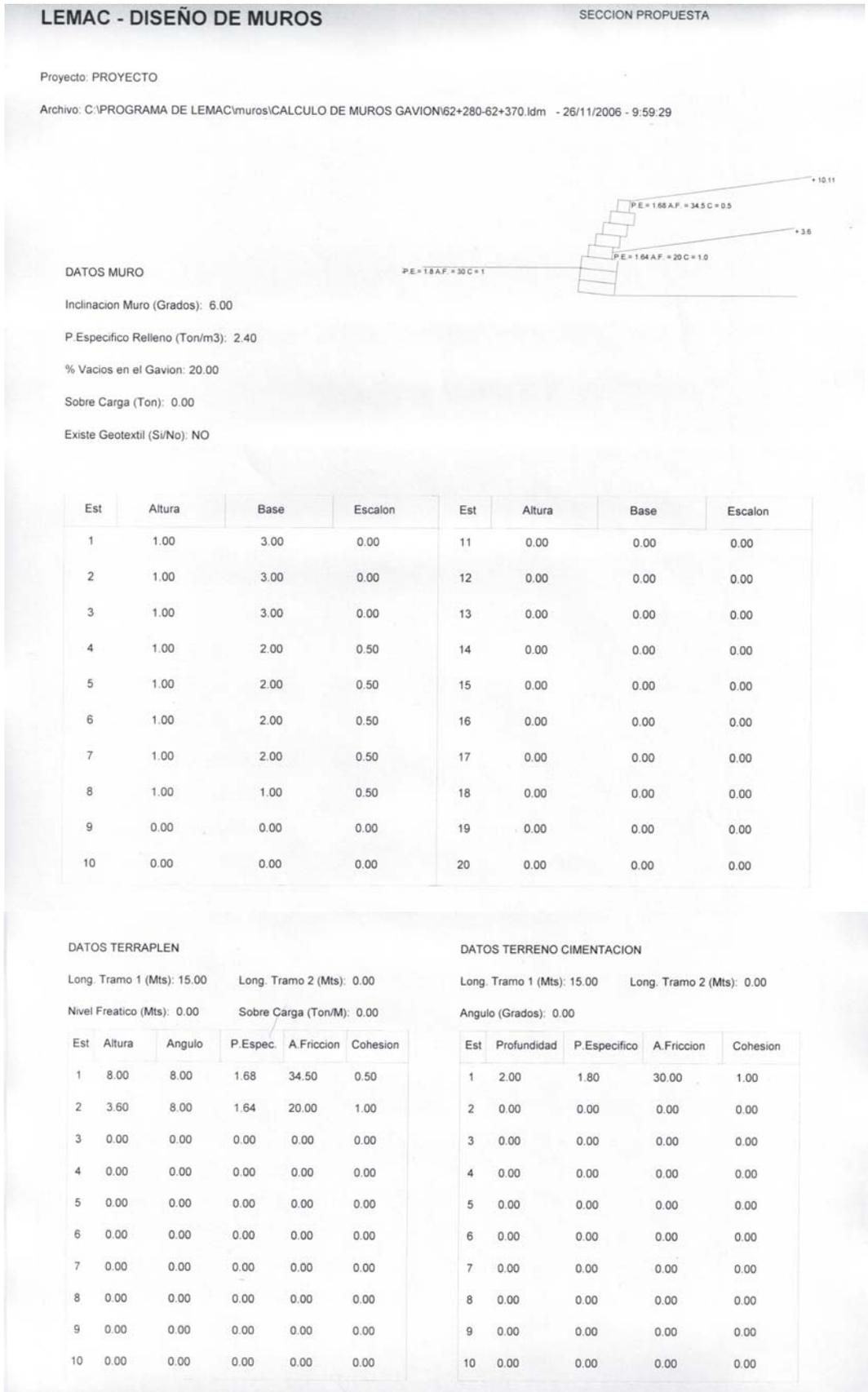
Datos del Calculo - Dist. Der (Mts): 19.43 Dist. Izq (Mts): 6.14 Prof (Mts): 1.40  
Zona Sismica (Si/No): 1.40

Circulos Analizados: 21.00	Long. Arco * Cohes * Radio: 789.23
X centro del Cir. (Mts): 5.46	Peso Dovelas * Brazo: 3993.03
Y centro del Cir. (Mts): 17.76	Peso Dov. * Tan(A.Fricc) * Radio: 5917.28
Radio del Cir. (Mts): 21.00	

FACTOR DE SEGURIDAD: 1.68

Los factores deben ser mayor a 1.5 para su seguridad.

Este software fue elaborado en base a bibliografía confiable. Los resultados que se obtengan son responsabilidad del usuario que proporciona los datos de entrada. Estos cálculos son una sugerencia para la mejor aplicación de los productos LEMAC.



## LEMAC - DISEÑO DE MUROS

Proyecto: PROYECTO

Archivo: C:\PROGRAMA DE LEMAC\muros\CALCULO DE MUROS GAVION\62+280-62+370.ldm - 26/11/2006 - 9:59:29

### RESULTADOS

#### DESPLAZAMIENTO

Peso del Muro (Ton): 45.03	Area del Muro (mts): 18.00
Altura debida a la S.C. (mts): 0.00	Empuje Activo (Ton): 16.15
Altura donde actua el Empuje (mts): 8.37	E. Activo Vertical (Ton): 3.91
Beta: 96.00	E. Activo Horizontal (Ton): 15.67
Coef. de Empuje A. (KA): 0.23	

COEF. DE DELIZAMIENTO: 1.60

#### VOLTEO

Brazo Horizontal del Peso Muro (Mts): 2.38  
Brazo Vertical E. Activo (Mts): 1.89  
Brazo Horizontal E. Activo (Mts): 3.28  
COEF. DE VOLTEO: 5.29

#### ESFUERZOS EN LA CIMENTACION

Resultante Fuerzas Normales (Ton): 50.30  
Excentricidad (Mts): -1.03  
Esfuerzo (+) (Ton/m2): 13.27  
Esfuerzo (-) (Ton/m2): -8.02  
Deformación del Muro(Mts.): 0.28

#### ESTABILIDAD GLOBAL

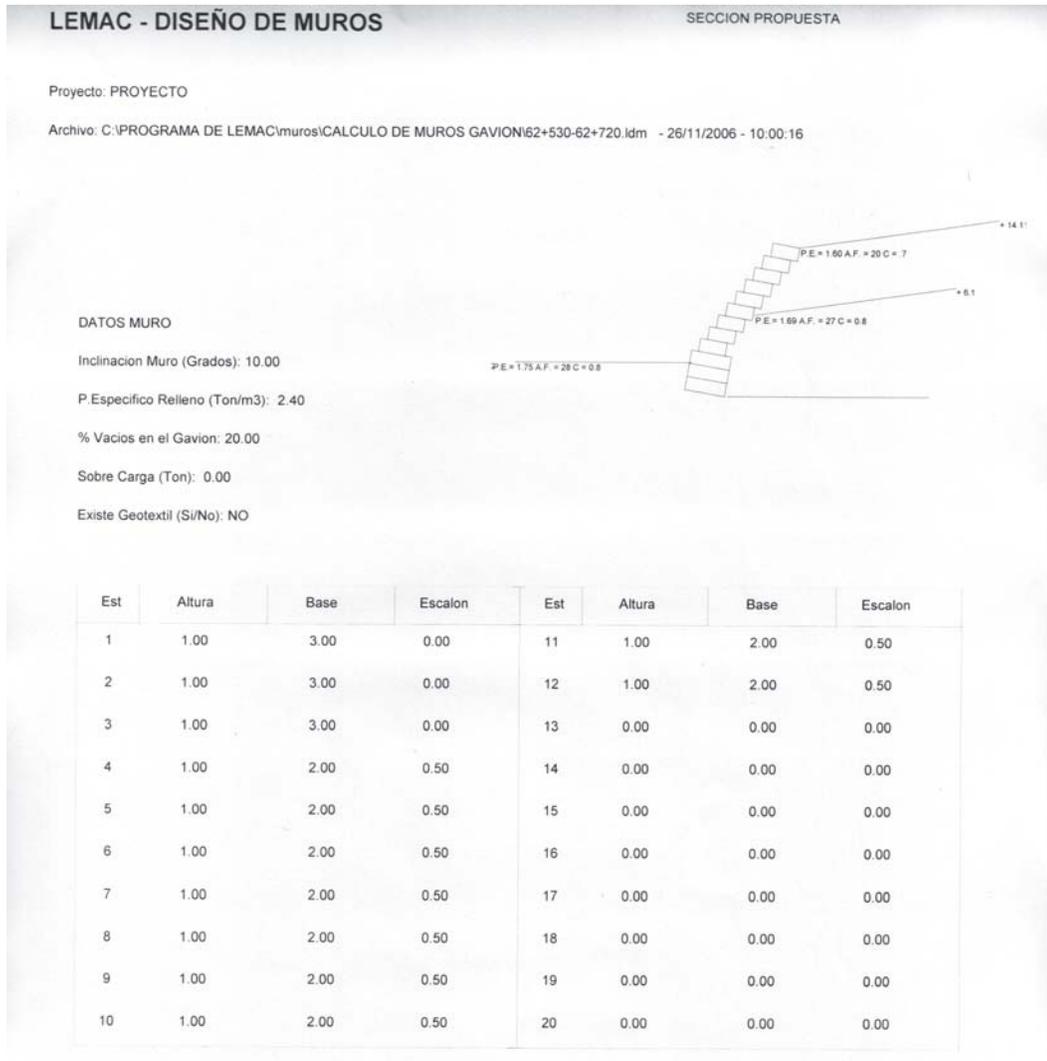
Datos del Calculo -      Dist. Der (Mts): 10.89      Dist. Izq (Mts): 5.00      Prof (Mts): 0.81  
Zona Sismica (Si/No): 0.81

Circulos Analizados: 16.00      Long. Arco \* Cohes \* Radio: 261.09  
X centro del Cir. (Mts): 2.66      Peso Dovelas \* Brazo: 535.20  
Y centro del Cir. (Mts): 11.42      Peso Dov. \* Tan(A.Fricc) \* Radio: 1102.52  
Radio del Cir. (Mts): 11.81

FACTOR DE SEGURIDAD: 2.55

Los factores deben ser mayor a 1.5 para su seguridad.

Este software fue elaborado en base a bibliografía confiable. Los resultados que se obtengan son responsabilidad del usuario que proporciona los datos de entrada. Estos cálculos son una sugerencia para la mejor aplicación de los productos LEMAC.



**DATOS TERRAPLEN**

Long. Tramo 1 (Mts): 15.00      Long. Tramo 2 (Mts): 0.00

Nivel Freatico (Mts): 0.00      Sobre Carga (Ton/M): 0.00

**DATOS TERRENO CIMENTACION**

Long. Tramo 1 (Mts): 15.00      Long. Tramo 2 (Mts): 0.00

Angulo (Grados): 0.00

Est	Altura	Angulo	P.Espec.	A.Friccion	Cohesion
1	12.00	8.00	1.60	20.00	0.70
2	6.10	8.00	1.69	27.00	0.80
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Est	Profundidad	P.Especifico	A.Friccion	Cohesion
1	2.00	1.75	28.00	0.80
2	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00	0.00
9	0.00	0.00	0.00	0.00
10	0.00	0.00	0.00	0.00

## LEMAC - DISEÑO DE MUROS

Proyecto: PROYECTO

Archivo: C:\PROGRAMA DE LEMAC\muros\CALCULO DE MUROS GAVION\62+530-62+720.ldm - 26/11/2006 - 10:00:16

### RESULTADOS

#### DESPLAZAMIENTO

Peso del Muro (Ton): 80.64	Area del Muro (mts): 27.00
Altura debida a la S.C. (mts): 0.00	Empuje Activo (Ton): 32.72
Altura donde actua el Empuje (mts): 12.69	E. Activo Vertical (Ton): 5.68
Beta: 100.00	E. Activo Horizontal (Ton): 32.22
Coef. de Empuje A. (KA): 0.41	

COEF. DE DELIZAMIENTO: 1.58

#### VOLTEO

Brazo Horizontal del Peso Muro (Mts): 4.71  
Brazo Vertical E. Activo (Mts): 3.78  
Brazo Horizontal E. Activo (Mts): 3.70  
COEF. DE VOLTEO: 2.67

#### ESFUERZOS EN LA CIMENTACION

Resultante Fuerzas Normales (Ton): 90.60  
Excentricidad (Mts): -0.74  
Esfuerzo (+) (Ton/m<sup>2</sup>): 26.94  
Esfuerzo (-) (Ton/m<sup>2</sup>): -14.92  
Deformación del Muro(Mts.): 0.85

#### ESTABILIDAD GLOBAL

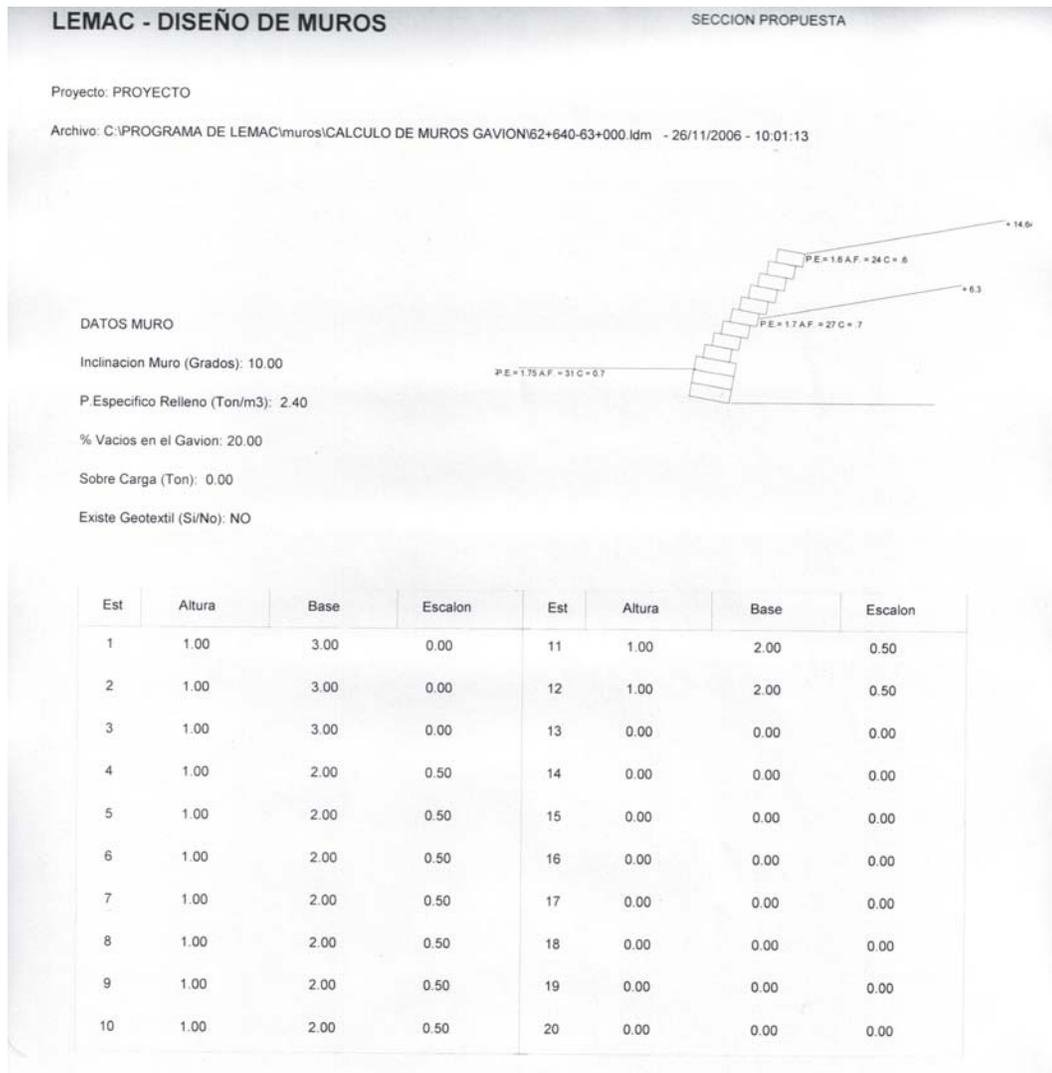
Datos del Calculo - Dist. Der (Mts): 13.11 Dist. Izq (Mts): 8.00 Prof (Mts): 0.96  
Zona Sismica (Si/No): 0.96

Circulos Analizados: 20.00 Long. Arco \* Cohes \* Radio: 888.27  
X centro del Cir. (Mts): -2.12 Peso Dovelas \* Brazo: 3798.03  
Y centro del Cir. (Mts): 15.86 Peso Dov. \* Tan(A.Fricc) \* Radio: 5805.07  
Radio del Cir. (Mts): 21.80

FACTOR DE SEGURIDAD: 1.76

Los factores deben ser mayor a 1.5 para su seguridad.

Este software fue elaborado en base a bibliografía confiable. Los resultados que se obtengan son responsabilidad del usuario que proporciona los datos de entrada. Estos cálculos son una sugerencia para la mejor aplicación de los productos LEMAC.



**DATOS TERRAPLEN**

Long. Tramo 1 (Mts): 15.00      Long. Tramo 2 (Mts): 0.00  
 Nivel Freatico (Mts): 0.00      Sobre Carga (Ton/M): 0.00

Est	Altura	Angulo	P.Espec.	A.Friccion	Cohesion
1	12.00	10.00	1.60	24.00	0.60
2	6.30	10.00	1.70	27.00	0.70
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

**DATOS TERRENO CIMENTACION**

Long. Tramo 1 (Mts): 15.00      Long. Tramo 2 (Mts): 0.00  
 Angulo (Grados): 0.00

Est	Profundidad	P.Especifico	A.Friccion	Cohesion
1	2.00	1.75	31.00	0.70
2	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00	0.00
9	0.00	0.00	0.00	0.00
10	0.00	0.00	0.00	0.00

## LEMAC - DISEÑO DE MUROS

Proyecto: PROYECTO

Archivo: C:\PROGRAMA DE LEMAC\muros\CALCULO DE MUROS GAVION\62+640-63+000.ldm - 26/11/2006 - 10:01:13

### RESULTADOS

#### DESPLAZAMIENTO

Peso del Muro (Ton): 80.64	Area del Muro (mts): 27.00
Altura debida a la S.C. (mts): 0.00	Empuje Activo (Ton): 33.42
Altura donde actua el Empuje (mts): 12.69	E. Activo Vertical (Ton): 8.08
Beta: 100.00	E. Activo Horizontal (Ton): 32.42
Coef. de Empuje A. (KA): 0.35	

COEF. DE DELIZAMIENTO: 1.84

#### VOLTEO

Brazo Horizontal del Peso Muro (Mts): 4.71  
Brazo Vertical E. Activo (Mts): 3.62  
Brazo Horizontal E. Activo (Mts): 3.70  
COEF. DE VOLTEO: 2.87

#### ESFUERZOS EN LA CIMENTACION

Resultante Fuerzas Normales (Ton): 93.00  
Excentricidad (Mts): -0.85  
Esfuerzo (+) (Ton/m2): 26.33  
Esfuerzo (-) (Ton/m2): -15.15  
Deformación del Muro(Mts.): 0.84

#### ESTABILIDAD GLOBAL

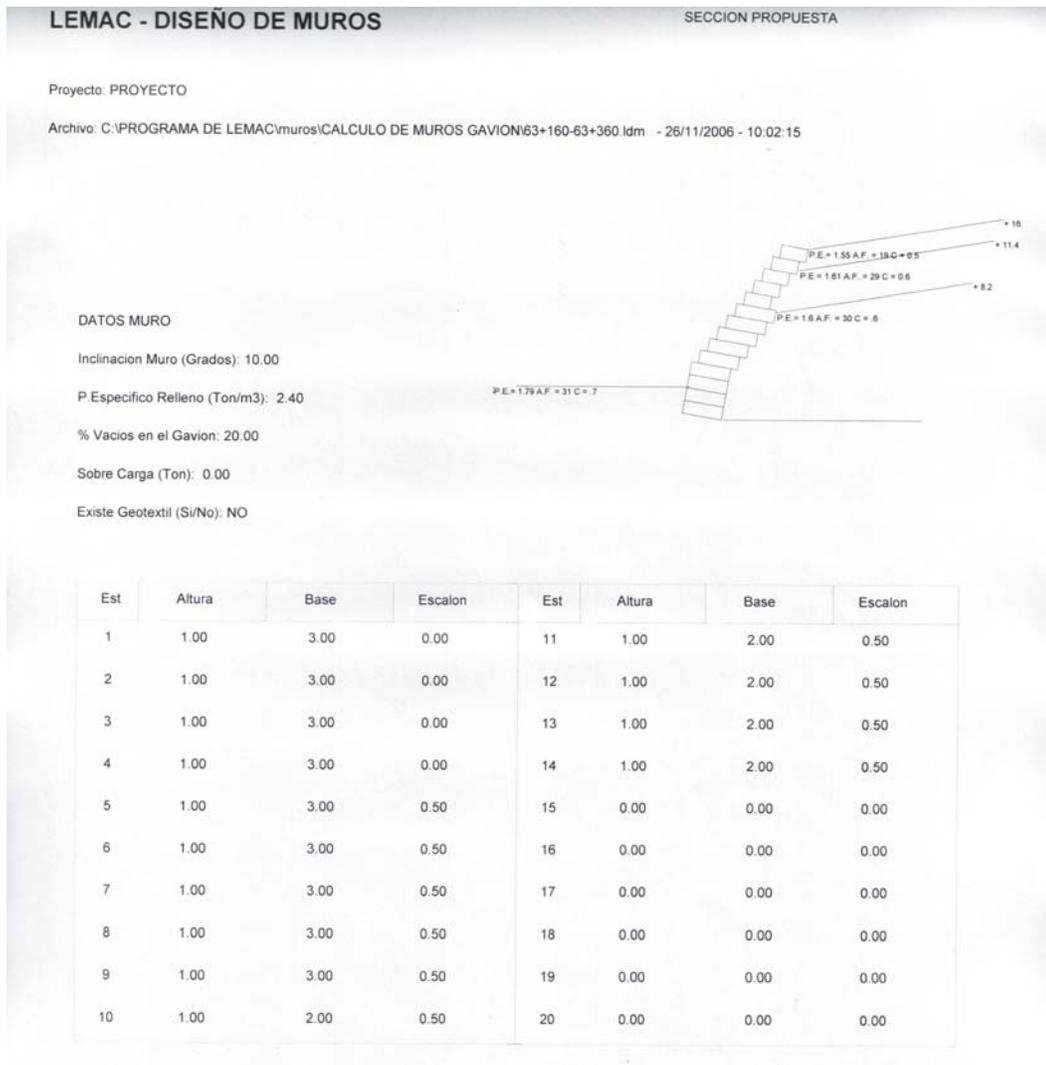
Datos del Calculo - Dist. Der (Mts): 12.67 Dist. Izq (Mts): 9.33 Prof (Mts): 0.91  
Zona Sismica (Si/No): 0.91

Circulos Analizados: 21.00 Long. Arco \* Cohes \* Radio: 421.95  
X centro del Cir. (Mts): 1.45 Peso Dovelas \* Brazo: 1860.41  
Y centro del Cir. (Mts): 17.64 Peso Dov. \* Tan(A.Fricc) \* Radio: 3002.94  
Radio del Cir. (Mts): 17.97

FACTOR DE SEGURIDAD: 1.84

Los factores deben ser mayor a 1.5 para su seguridad.

Este software fue elaborado en base a bibliografía confiable. Los resultados que se obtengan son responsabilidad del usuario que proporciona los datos de entrada. Estos cálculos son una sugerencia para la mejor aplicación de los productos LEMAC.



DATOS TERRAPLEN						DATOS TERRENO CIMENTACION				
Long. Tramo 1 (Mts): 15.00			Long. Tramo 2 (Mts): 0.00			Long. Tramo 1 (Mts): 15.00		Long. Tramo 2 (Mts): 0.00		
Nivel Freatico (Mts): 0.00			Sobre Carga (Ton/M): 0.00			Angulo (Grados): 0.00				
Est	Altura	Angulo	P.Espec.	A.Friccion	Cohesion	Est	Profundidad	P.Especifico	A.Friccion	Cohesion
1	14.00	9.00	1.55	19.00	0.50	1	2.00	1.79	31.00	0.70
2	11.40	9.00	1.61	29.00	0.60	2	0.00	0.00	0.00	0.00
3	8.20	9.00	1.60	30.00	0.60	3	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5	0.00	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7	0.00	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8	0.00	0.00	0.00	0.00
9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9	0.00	0.00	0.00	0.00
10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10	0.00	0.00	0.00	0.00

## LEMAC - DISEÑO DE MUROS

Proyecto: PROYECTO

Archivo: C:\PROGRAMA DE LEMAC\muros\CALCULO DE MUROS GAVION\63+160-63+360.idm - 26/11/2006 - 10:02:15

### RESULTADOS

#### DESLIZAMIENTO

Peso del Muro (Ton): 109.44	Area del Muro (mts): 37.00
Altura debida a la S.C. (mts): 0.00	Empuje Activo (Ton): 39.53
Altura donde actua el Empuje (mts): 14.66	E. Activo Vertical (Ton): 6.18
Beta: 100.00	E. Activo Horizontal (Ton): 39.04
Coef. de Empuje A. (KA): 0.45	

COEF. DE DELIZAMIENTO: 1.64

#### VOLTEO

Brazo Horizontal del Peso Muro (Mts): 5.10  
Brazo Vertical E. Activo (Mts): 4.32  
Brazo Horizontal E. Activo (Mts): 3.81  
COEF. DE VOLTEO: 2.66

#### ESFUERZOS EN LA CIMENTACION

Resultante Fuerzas Normales (Ton): 120.64  
Excentricidad (Mts): -0.82  
Esfuerzo (+) (Ton/m2): 34.61  
Esfuerzo (-) (Ton/m2): -19.72  
Deformación del Muro(Mts.): 0.91

#### ESTABILIDAD GLOBAL

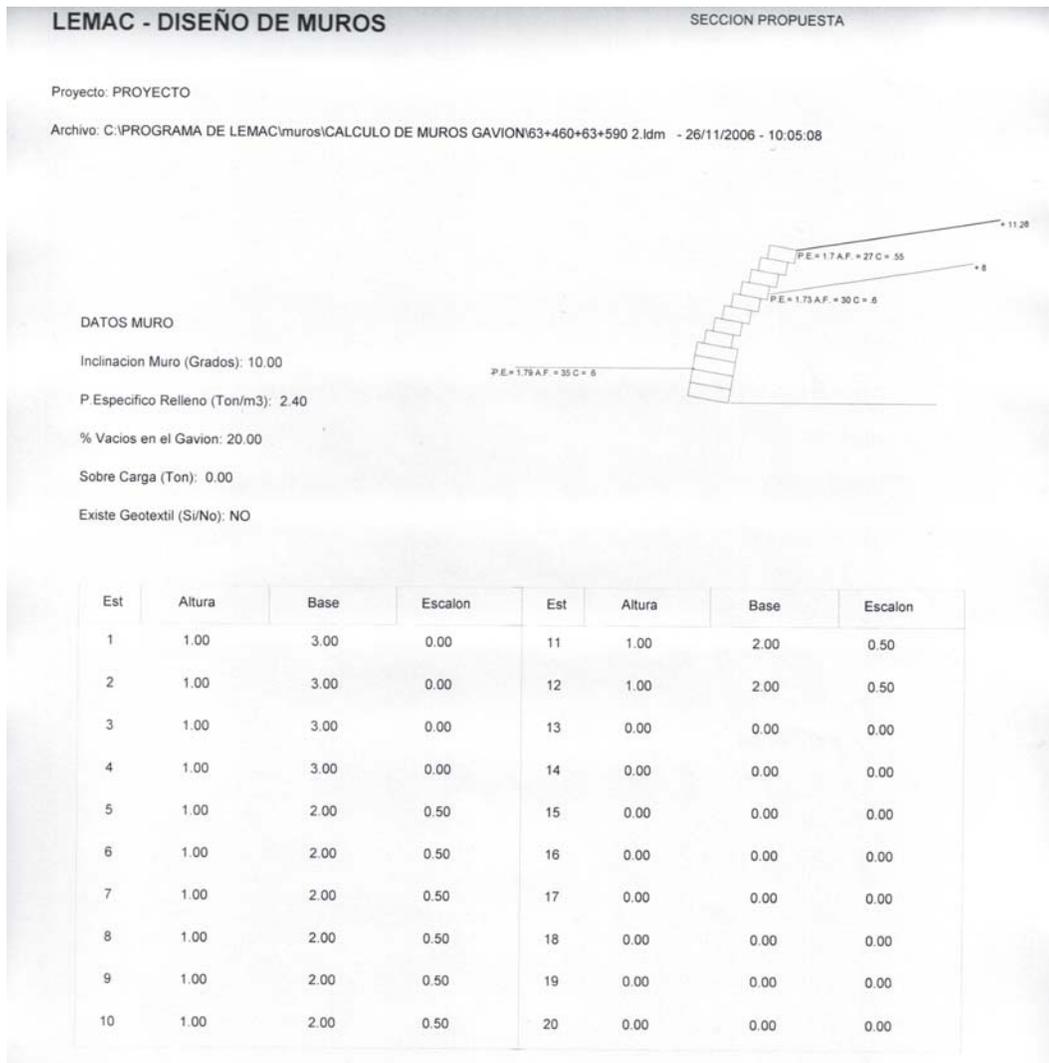
Datos del Calculo -      Dist. Der (Mts): 14.00      Dist. Izq (Mts): 9.25      Prof (Mts): 0.99  
Zona Sismica (Si/No): 0.99

Circulos Analizados: 21.00	Long. Arco * Cohes * Radio: 446.66
X centro del Cir. (Mts): 1.98	Peso Dovelas * Brazo: 2568.16
Y centro del Cir. (Mts): 18.88	Peso Dov. * Tan(A.Fricc) * Radio: 4297.13
Radio del Cir. (Mts): 19.18	

FACTOR DE SEGURIDAD: 1.85

Los factores deben ser mayor a 1.5 para su seguridad.

Este software fue elaborado en base a bibliografía confiable. Los resultados que se obtengan son responsabilidad del usuario que proporciona los datos de entrada. Estos cálculos son una sugerencia para la mejor aplicación de los productos LEMAC.



**DATOS TERRAPLEN**

Long. Tramo 1 (Mts): 15.00      Long. Tramo 2 (Mts): 0.00

Nivel Freatico (Mts): 0.00      Sobre Carga (Ton/M): 0.00

Est	Altura	Angulo	P.Espec.	A.Friccion	Cohesion
1	12.00	9.00	1.68	20.00	0.30
2	11.20	9.00	1.70	27.00	0.55
3	8.00	9.00	1.73	30.00	0.60
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

**DATOS TERRENO CIMENTACION**

Long. Tramo 1 (Mts): 15.00      Long. Tramo 2 (Mts): 0.00

Angulo (Grados): 0.00

Est	Profundidad	P.Especifico	A.Friccion	Cohesion
1	2.00	1.79	35.00	0.60
2	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00	0.00
9	0.00	0.00	0.00	0.00
10	0.00	0.00	0.00	0.00

## LEMAC - DISEÑO DE MUROS

Proyecto: PROYECTO

Archivo: C:\PROGRAMA DE LEMAC\muros\CALCULO DE MUROS GAVION\63+460+63+590 2.ldm - 26/11/2006 - 10:05:08

### RESULTADOS

#### DESPLAZAMIENTO

Peso del Muro (Ton): 78.72	Area del Muro (mts): 28.00
Altura debida a la S.C. (mts): 0.00	Empuje Activo (Ton): 29.80
Altura donde actua el Empuje (mts): 12.69	E. Activo Vertical (Ton): 5.17
Beta: 100.00	E. Activo Horizontal (Ton): 29.35
Coef. de Empuje A. (KA): 0.42	

COEF. DE DELIZAMIENTO: 1.64

#### VOLTEO

Brazo Horizontal del Peso Muro (Mts): 4.33  
Brazo Vertical E. Activo (Mts): 3.58  
Brazo Horizontal E. Activo (Mts): 3.70  
COEF. DE VOLTEO: 2.98

#### ESFUERZOS EN LA CIMENTACION

Resultante Fuerzas Normales (Ton): 87.72  
Excentricidad (Mts): -0.88  
Esfuerzo (+) (Ton/m2): 24.62  
Esfuerzo (-) (Ton/m2): -14.25  
Deformación del Muro(Mts.): 0.69

#### ESTABILIDAD GLOBAL

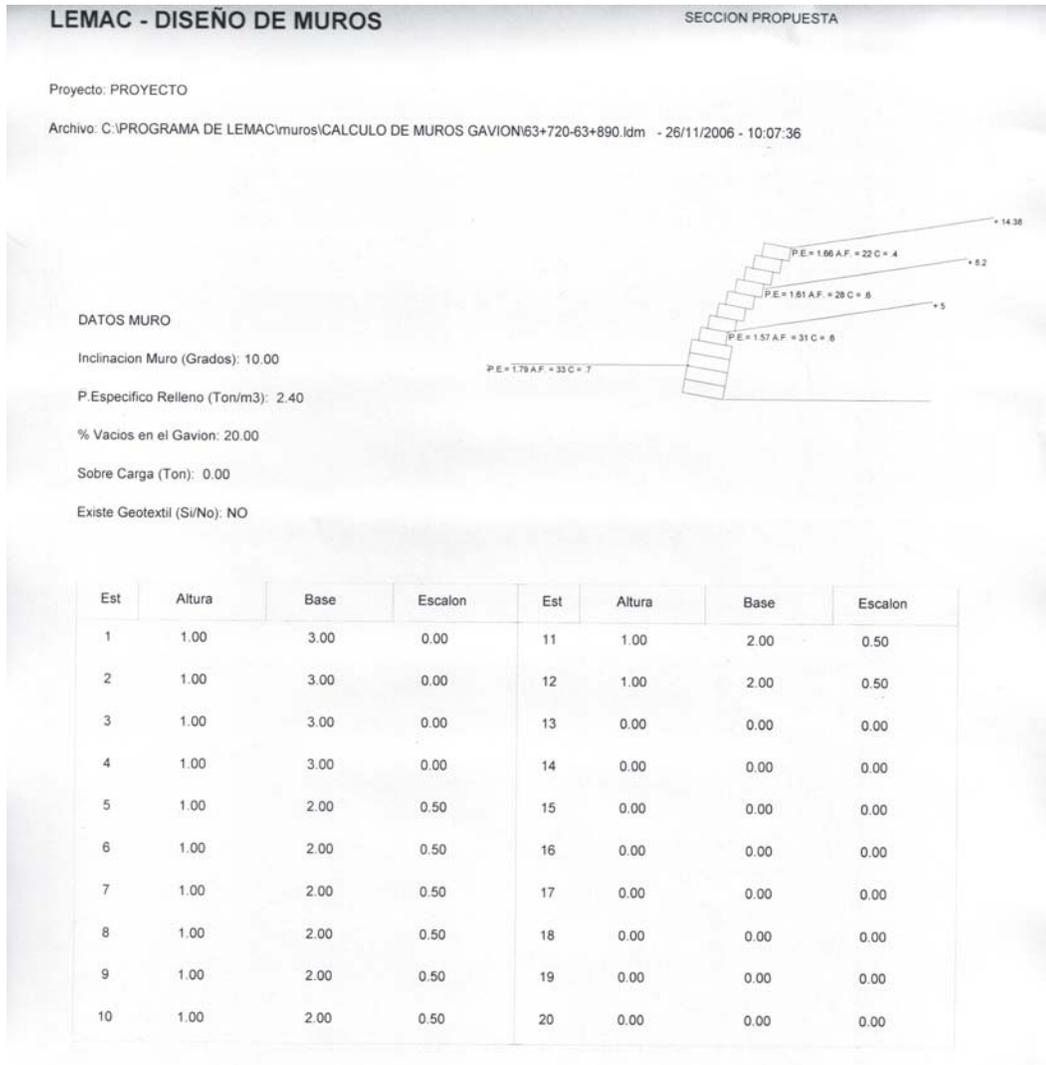
Datos del Calculo - Dist. Der (Mts): 14.00 Dist. Izq (Mts): 13.44 Prof (Mts): 0.85  
Zona Sismica (Si/No): 0.85

Circulos Analizados: 30.00 Long. Arco \* Cohes \* Radio: 618.62  
X centro del Cir. (Mts): -0.93 Peso Dovelas \* Brazo: 4300.03  
Y centro del Cir. (Mts): 15.58 Peso Dov. \* Tan(A.Fricc) \* Radio: 6165.57  
Radio del Cir. (Mts): 20.97

FACTOR DE SEGURIDAD: 1.58

Los factores deben ser mayor a 1.5 para su seguridad.

Este software fue elaborado en base a bibliografía confiable. Los resultados que se obtengan son responsabilidad del usuario que proporciona los datos de entrada. Estos cálculos son una sugerencia para la mejor aplicación de los productos LEMAC.



**DATOS TERRAPLEN**

Long. Tramo 1 (Mts): 15.00      Long. Tramo 2 (Mts): 0.00

Nivel Freatico (Mts): 0.00      Sobre Carga (Ton/M): 0.00

Est	Altura	Angulo	P.Espec.	A.Friccion	Cohesion
1	12.00	9.00	1.66	22.00	0.40
2	8.20	9.00	1.61	28.00	0.60
3	5.00	9.00	1.57	31.00	0.60
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

**DATOS TERRENO CIMENTACION**

Long. Tramo 1 (Mts): 15.00      Long. Tramo 2 (Mts): 0.00

Angulo (Grados): 0.00

Est	Profundidad	P.Especifico	A.Friccion	Cohesion
1	2.00	1.79	33.00	0.70
2	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00	0.00
9	0.00	0.00	0.00	0.00
10	0.00	0.00	0.00	0.00

## LEMAC - DISEÑO DE MUROS

Proyecto: PROYECTO

Archivo: C:\PROGRAMA DE LEMAC\muros\CALCULO DE MUROS GAVION\63+720-63+890.ldm - 26/11/2006 - 10:07:36

### RESULTADOS

#### DESLIZAMIENTO

Peso del Muro (Ton): 78.72	Area del Muro (mts): 28.00
Altura debida a la S.C. (mts): 0.00	Empuje Activo (Ton): 30.80
Altura donde actua el Empuje (mts): 12.69	E. Activo Vertical (Ton): 6.40
Beta: 100.00	E. Activo Horizontal (Ton): 30.12
Coef. de Empuje A. (KA): 0.38	

COEF. DE DELIZAMIENTO: 1.75

#### VOLTEO

Brazo Horizontal del Peso Muro (Mts): 4.33  
Brazo Vertical E. Activo (Mts): 4.01  
Brazo Horizontal E. Activo (Mts): 3.70  
COEF. DE VOLTEO: 2.64

#### ESFUERZOS EN LA CIMENTACION

Resultante Fuerzas Normales (Ton): 89.06  
Excentricidad (Mts): -0.72  
Esfuerzo (+) (Ton/m2): 26.71  
Esfuerzo (-) (Ton/m2): -14.69  
Deformación del Muro(Mts.): 0.71

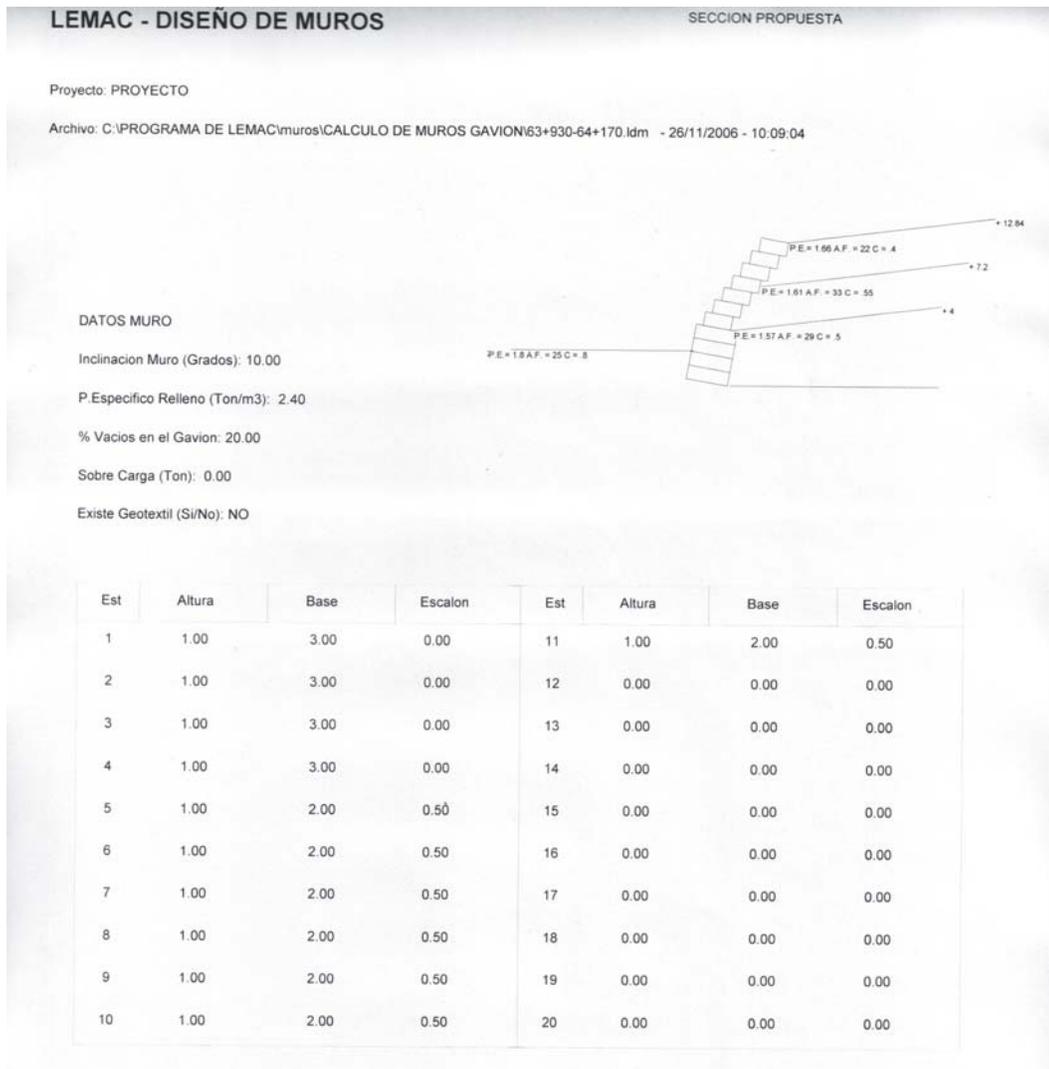
#### ESTABILIDAD GLOBAL

Datos del Calculo -	Dist. Der (Mts): 12.67	Dist. Izq (Mts): 13.00	Prof (Mts): 1.14
	Zona Sismica (Si/No): 1.14		
Circulos Analizados: 27.00	Long. Arco * Cohes * Radio: 584.58		
X centro del Cir. (Mts): -0.72	Peso Dovelas * Brazo: 3494.41		
Y centro del Cir. (Mts): 14.78	Peso Dov. * Tan(A.Frict) * Radio: 4719.58		
Radio del Cir. (Mts): 19.39			

FACTOR DE SEGURIDAD: 1.52

Los factores deben ser mayor a 1.5 para su seguridad.

Este software fue elaborado en base a bibliografía confiable. Los resultados que se obtengan son responsabilidad del usuario que proporciona los datos de entrada. Estos cálculos son una sugerencia para la mejor aplicación de los productos LEMAC.



DATOS TERRAPLEN						DATOS TERRENO CIMENTACION				
Long. Tramo 1 (Mts): 15.00			Long. Tramo 2 (Mts): 0.00			Long. Tramo 1 (Mts): 15.00		Long. Tramo 2 (Mts): 0.00		
Nivel Freatico (Mts): 0.00			Sobre Carga (Ton/M): 0.00			Angulo (Grados): 0.00				
Est	Altura	Angulo	P.Espec.	A.Friccion	Cohesion	Est	Profundidad	P.Especifico	A.Friccion	Cohesion
1	11.00	7.00	1.66	22.00	0.40	1	2.00	1.80	25.00	0.80
2	7.20	7.00	1.61	33.00	0.55	2	0.00	0.00	0.00	0.00
3	4.00	7.00	1.57	29.00	0.50	3	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5	0.00	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7	0.00	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8	0.00	0.00	0.00	0.00
9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9	0.00	0.00	0.00	0.00
10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10	0.00	0.00	0.00	0.00

## LEMAC - DISEÑO DE MUROS

Proyecto: PROYECTO

Archivo: C:\PROGRAMA DE LEMAC\muros\CALCULO DE MUROS GAVION\63+930-64+170.ldm - 26/11/2006 - 10:09:04

### RESULTADOS

#### DESlizamiento

Peso del Muro (Ton): 67.20	Area del Muro (mts): 26.00
Altura debida a la S.C. (mts): 0.00	Empuje Activo (Ton): 27.35
Altura donde actua el Empuje (mts): 11.70	E. Activo Vertical (Ton): 5.69
Beta: 100.00	E. Activo Horizontal (Ton): 26.76
Coef. de Empuje A. (KA): 0.37	

COEF. DE DELIZAMIENTO: 1.70

#### VOLTEO

Brazo Horizontal del Peso Muro (Mts): 3.95
Brazo Vertical E. Activo (Mts): 3.36
Brazo Horizontal E. Activo (Mts): 3.64
COEF. DE VOLTEO: 2.97

#### ESFUERZOS EN LA CIMENTACION

Resultante Fuerzas Normales (Ton): 76.42
Excentricidad (Mts): -0.82
Esfuerzo (+) (Ton/m <sup>2</sup> ): 21.98
Esfuerzo (-) (Ton/m <sup>2</sup> ): -12.50
Deformación del Muro(Mts.): 0.58

#### ESTABILIDAD GLOBAL

Datos del Calculo -	Dist. Der (Mts): 10.44	Dist. Izq (Mts): 9.89	Prof (Mts): 0.92
	Zona Sismica (Si/No): 0.92		

Circulos Analizados: 22.00	Long. Arco * Cohes * Radio: 303.85
X centro del Cir. (Mts): 0.33	Peso Dovelas * Brazo: 1292.00
Y centro del Cir. (Mts): 15.34	Peso Dov. * Tan(A.Fricc) * Radio: 2147.36
Radio del Cir. (Mts): 15.81	

FACTOR DE SEGURIDAD: 1.90

Los factores deben ser mayor a 1.5 para su seguridad.

Este software fue elaborado en base a bibliografía confiable. Los resultados que se obtengan son responsabilidad del usuario que proporciona los datos de entrada. Estos cálculos son una sugerencia para la mejor aplicación de los productos LEMAC.

ANEXO No 3.

*ESPECIFICACIONES.*

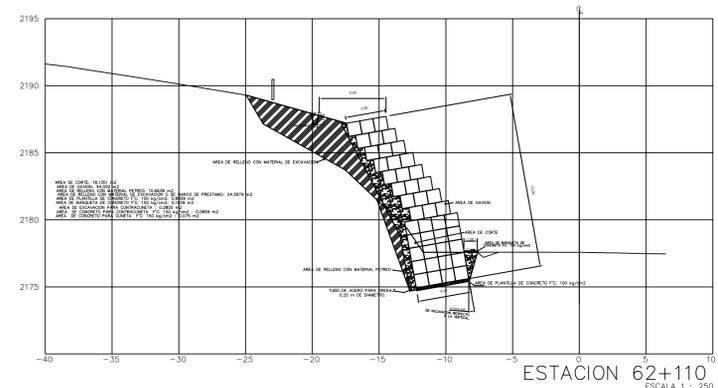
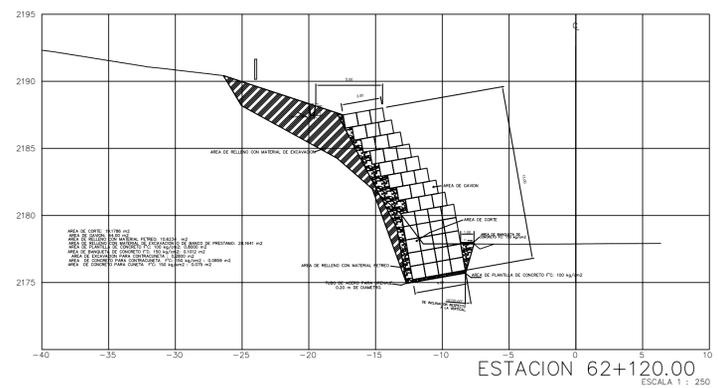
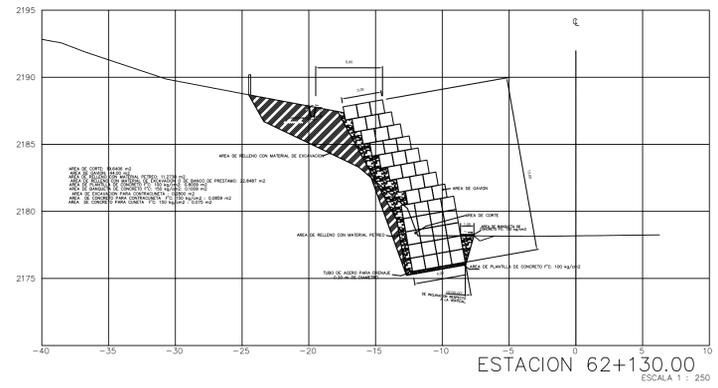
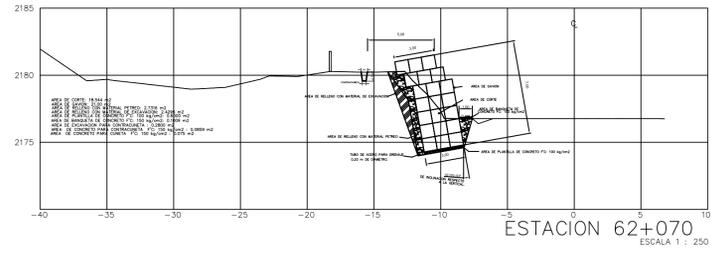
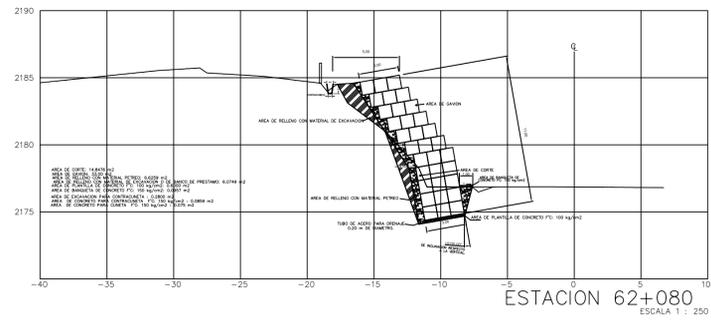
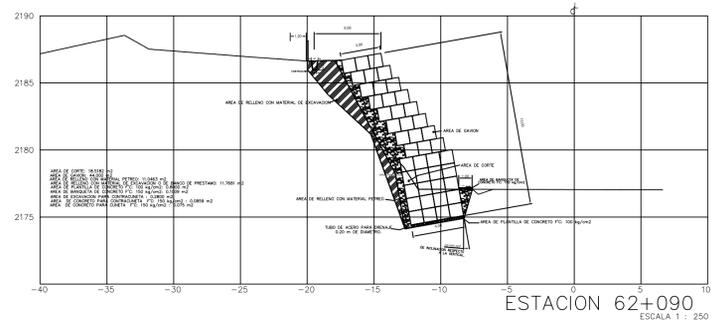
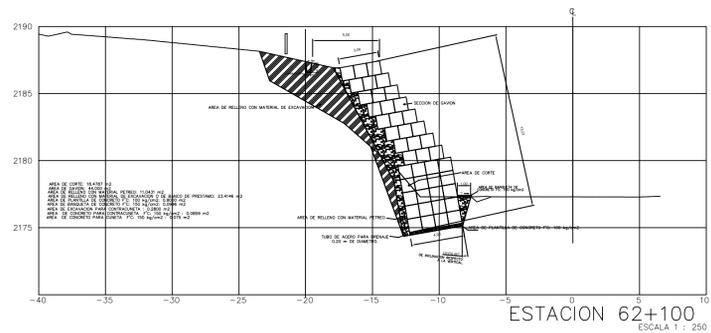
Las especificaciones que se utilizaron en la realización de este proyecto son las macadas por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes para carreteras así como el Manual de Dispositivos para el Control de Tránsito en Calles y Carreteras, las cuales se pueden consultar en las siguientes páginas de Internet: [www.sct.gob.mx](http://www.sct.gob.mx) y [www.imt.com.mx](http://www.imt.com.mx).

A continuación se presenta la lista de normas en las que se basa este proyecto:

- N-CTR-CAR-1-01-003/00 Cortes.
- N-CTR-CAR-1-01-007/00 Excavaciones.
- N-CTR-CAR-1-01-013/00 Acarreos.
- N-CTR-CAR-1-02-003/04 Concreto Hidráulico.
- N-CTR-CAR-1-03-012/00 Drenes.
- N-CTR-CAR-1-01-011/00 Rellenos.
- N-CTR-CAR-1-03-004/00 Contracunetas.
- N-CTR-CAR-1-03-003/00 Cunetas.
- N-CTR-CAR-1-01-008/00 Bancos.
- Especificaciones para Muros Gavión (Lemac, 2003).

## ANEXO No 4.

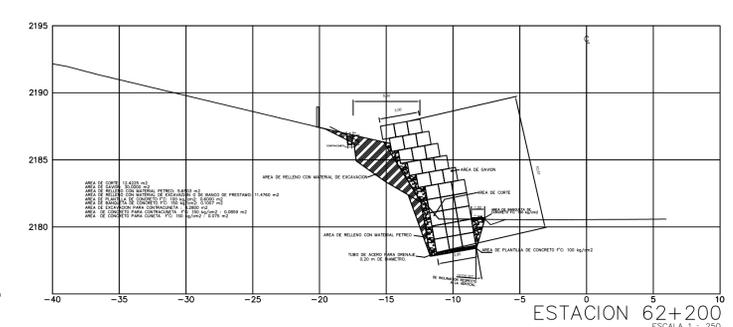
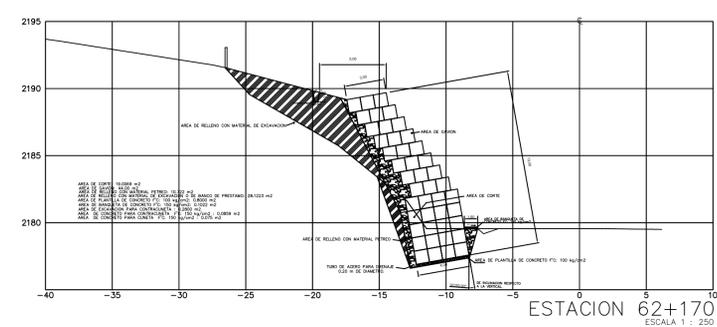
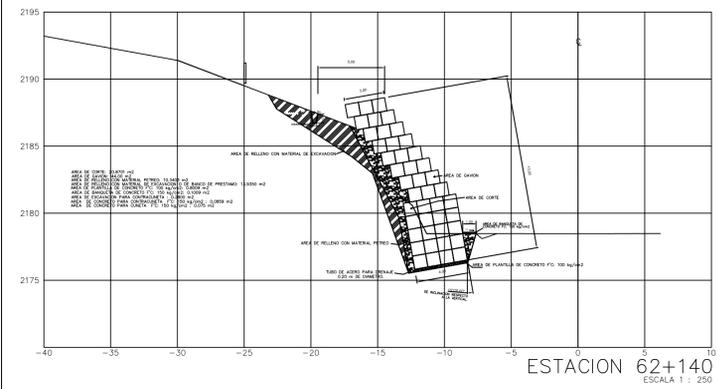
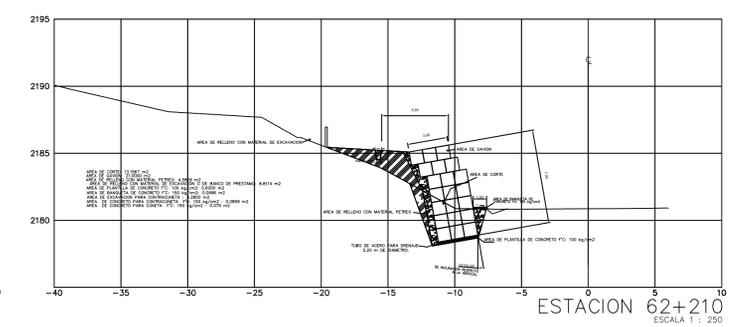
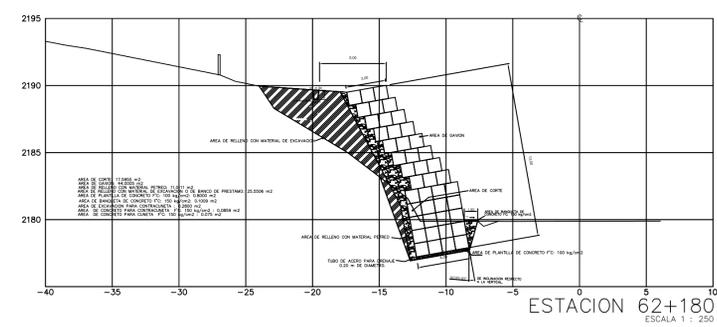
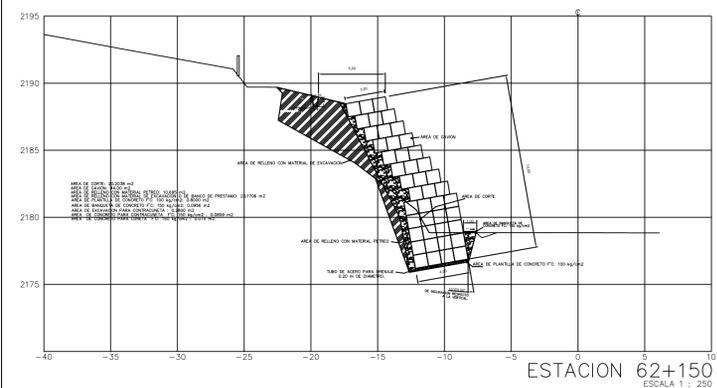
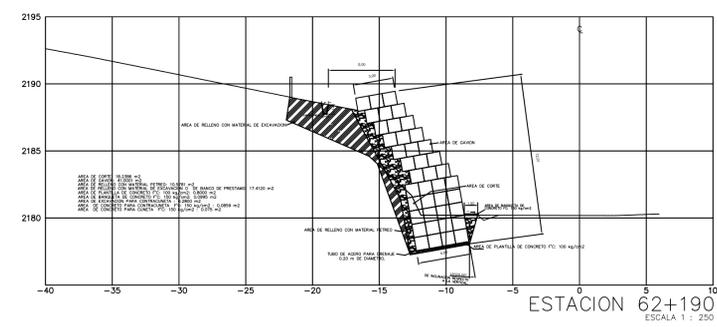
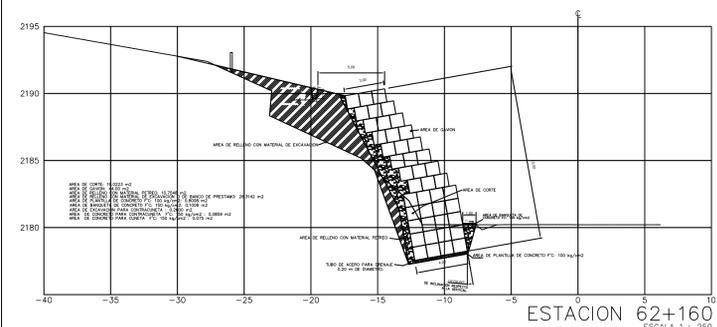
# *PLANOS DE CONSTRUCCIÓN.*



VOLÚMENES DE OBRA	
VOLÚMEN DE CORTE:	2,678.59 m <sup>3</sup>
VOLÚMEN DE GAVIÓN:	5,860.00 m <sup>3</sup>
VOLÚMEN DE RELLENO CON MATERIAL PÉTREO:	1,379.76 m <sup>3</sup>
VOLÚMEN DE RELLENO CON MATERIAL DE BANCO DE PRÉSTAMO:	2,820.56 m <sup>3</sup>
VOLÚMEN DE PLANTILLA DE CONCRETO F'C: 100 kg/cm <sup>2</sup> :	96.00 m <sup>3</sup>
VOLÚMEN DE BANQUETA DE CONCRETO F'C: 150 kg/cm <sup>2</sup> :	16.00 m <sup>3</sup>
VOLÚMEN DE EXCAVACIÓN PARA CONTRACUNETA :	44.80 m <sup>3</sup>
VOLÚMEN DE CONCRETO PARA CONTRACUNETA F'C: 150 kg/cm <sup>2</sup> :	13.74 m <sup>3</sup>
VOLÚMEN DE CONCRETO PARA CUNETAS F'C: 150 kg/cm <sup>2</sup> :	12.00 m <sup>3</sup>
LONGITUD DE TUBO PARA DREN :	140.00 m

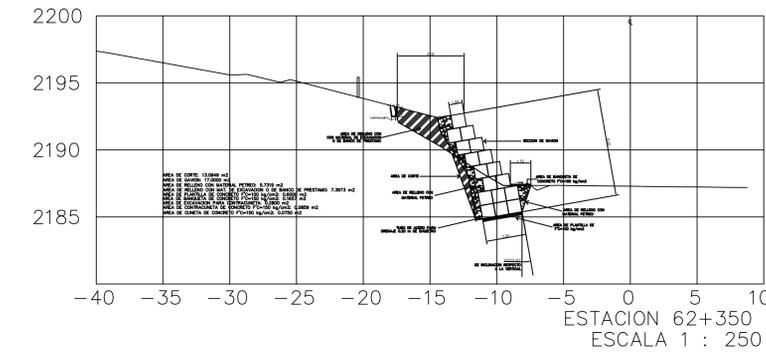
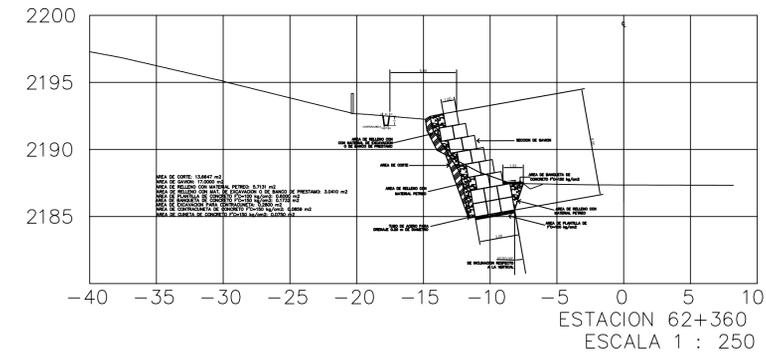
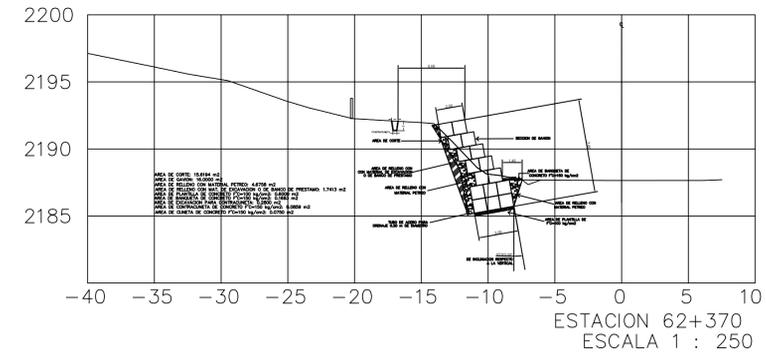
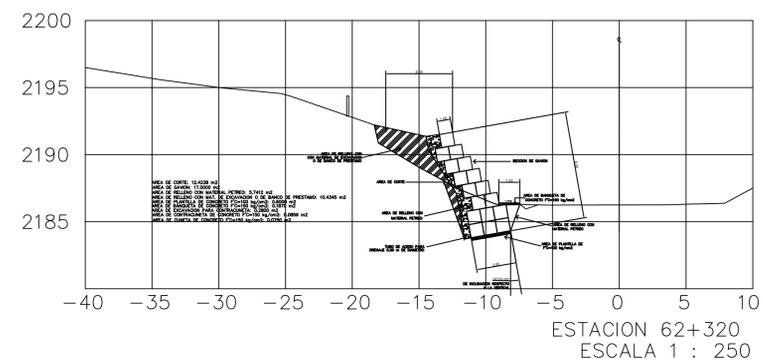
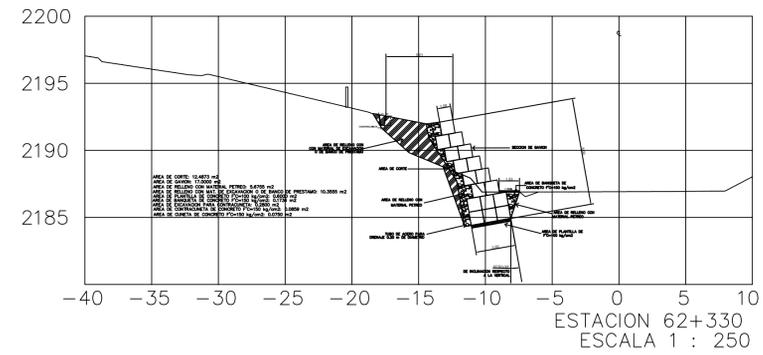
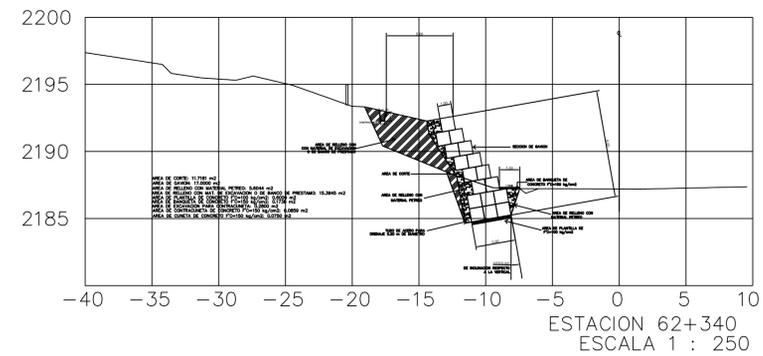
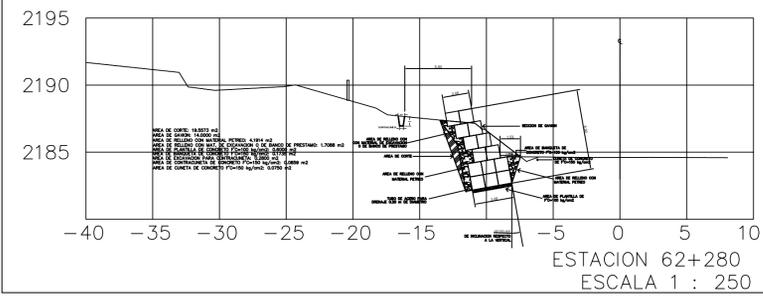
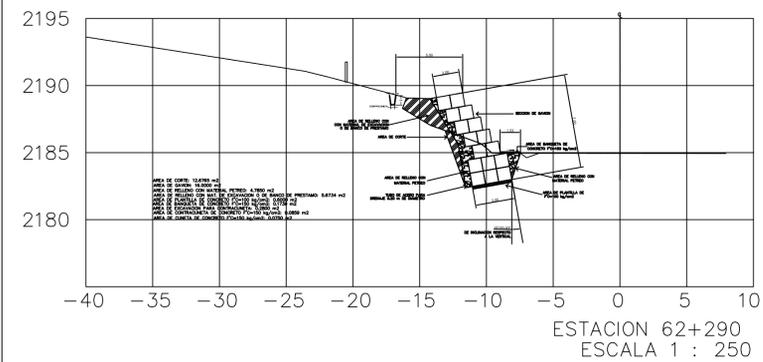
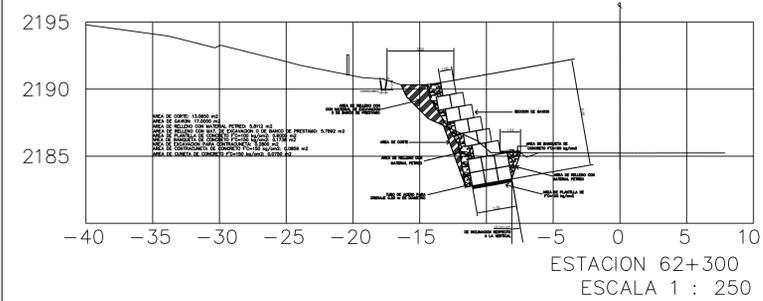
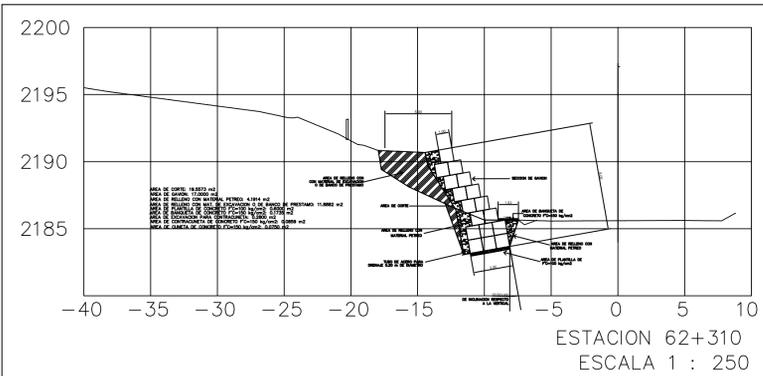
DEL KM. 62+070 AL KM 62+210 (PLANO 1)
CAMINO DE CUOTA: PÁTZCUARO - LÁZARO CÁRDENAS
TRAMO: PÁTZCUARO - URUJAPAN
DEL KM 62+070 AL KM 64+170
Origen: MORELIA, MICH.



VOLÚMENES DE OBRA	
VOLÚMEN DE CORTE:	2,678.59 m <sup>3</sup>
VOLÚMEN DE GAVIÓN:	5,860.00 m <sup>3</sup>
VOLÚMEN DE RELLENO CON MATERIAL PÉTRICO:	1,379.76 m <sup>3</sup>
VOLÚMEN DE RELLENO CON MATERIAL DE BANCO DE PRÉSTAMO:	2,820.56 m <sup>3</sup>
VOLÚMEN DE PLANTILLA DE CONCRETO F'C: 100 kg/cm <sup>2</sup> :	96.00 m <sup>3</sup>
VOLÚMEN DE BANQUETA DE CONCRETO F'C: 150 kg/cm <sup>2</sup> :	16.00 m <sup>3</sup>
VOLÚMEN DE EXCAVACIÓN PARA CONTRACUNETA:	44.80 m <sup>3</sup>
VOLÚMEN DE CONCRETO PARA CONTRACUNETA F'C: 150 kg/cm <sup>2</sup> :	13.74 m <sup>3</sup>
VOLÚMEN DE CONCRETO PARA CUNETETA F'C: 150 kg/cm <sup>2</sup> :	12.00 m <sup>3</sup>
LONGITUD DE TUBO PARA DREN:	140.00 m

DEL KM. 62+070 AL KM 62+210 (PLANO 2)	
CAMINO DE CUOTA: PÁTZCUARO - LÁZARO CÁRDENAS	
TRAMO: PÁTZCUARO - URUAPAN	
DEL KM 62+070 AL KM 64+170	
Origen: MORELIA, MICH.	

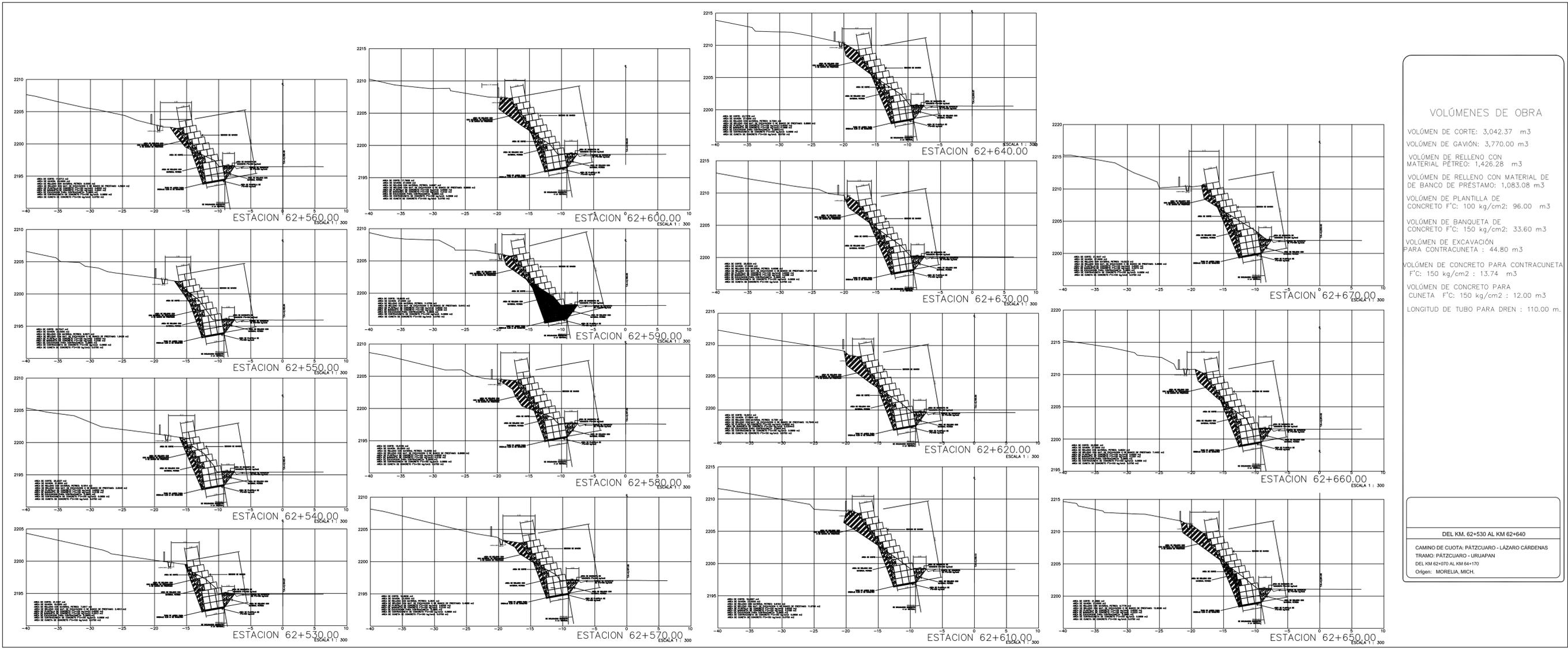


**VOLUMENES DE OBRA**

- VOLUMEN DE CORTE: 1,438.84 m<sup>3</sup>
- VOLUMEN DE GAVIÓN: 1,650.00 m<sup>3</sup>
- VOLUMEN DE RELLENO CON MATERIAL PÉTREO: 521.21 m<sup>3</sup>
- VOLUMEN DE RELLENO CON MATERIAL DE BANCO DE PRÉSTAMO: 734.34 m<sup>3</sup>
- VOLUMEN DE PLANTILLA DE CONCRETO F'C: 100 kg/cm<sup>2</sup>: 66.00 m<sup>3</sup>
- VOLUMEN DE BANQUETA DE CONCRETO F'C: 150 kg/cm<sup>2</sup>: 18.70 m<sup>3</sup>
- VOLUMEN DE EXCAVACIÓN PARA CONTRACUNETA: 30.80 m<sup>3</sup>
- VOLUMEN DE CONCRETO PARA CONTRACUNETA F'C: 150 kg/cm<sup>2</sup>: 9.45 m<sup>3</sup>
- VOLUMEN DE CONCRETO PARA CUNETA F'C: 150 kg/cm<sup>2</sup>: 8.25 m<sup>3</sup>
- LONGITUD DE TUBO PARA DREN: 90.00 m.

DEL KM. 62+280 AL KM 62+370

CAMINO DE CUOTA: PÁTZCUARO - LÁZARO CÁRDENAS  
TRAMO: PÁTZCUARO - URUAPAN  
DEL KM 62+070 AL KM 64+170  
Origen: MORELIA, MICH.

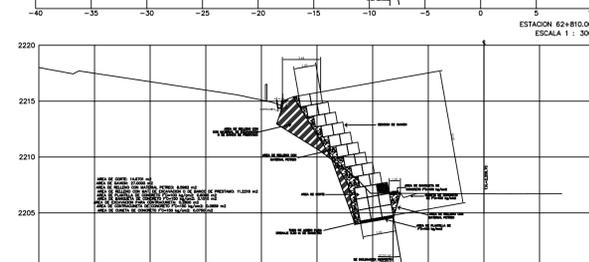
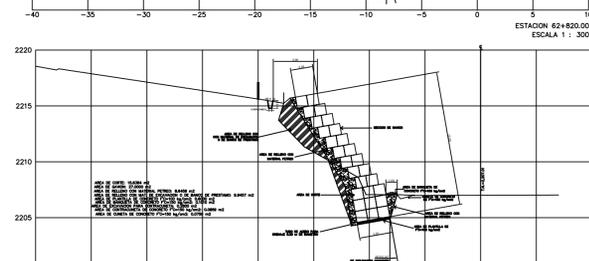
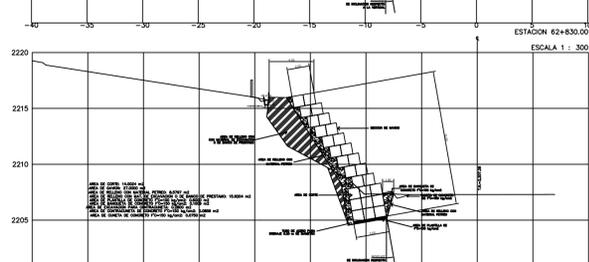
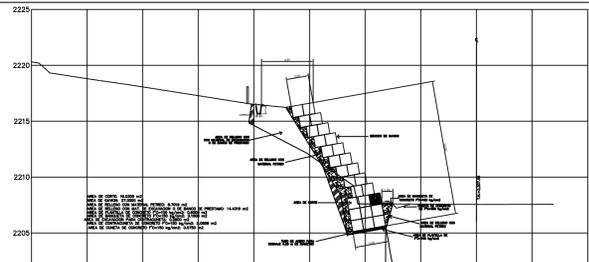
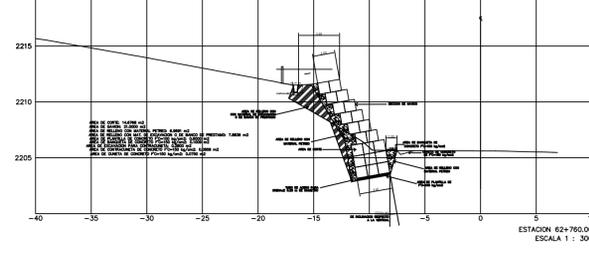
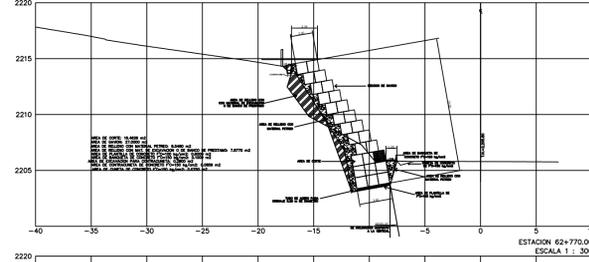
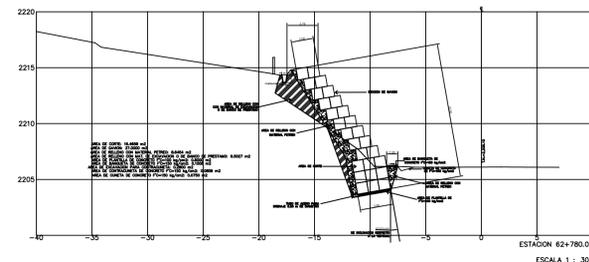
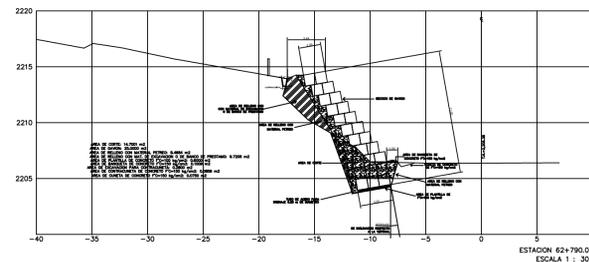
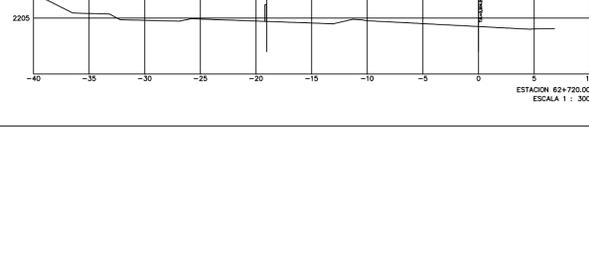
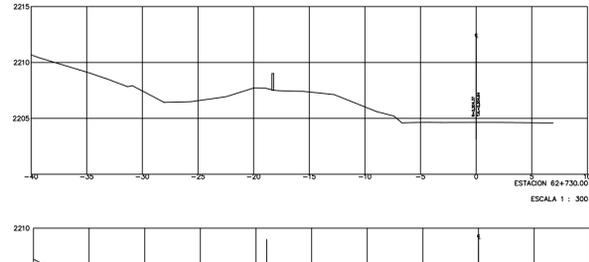
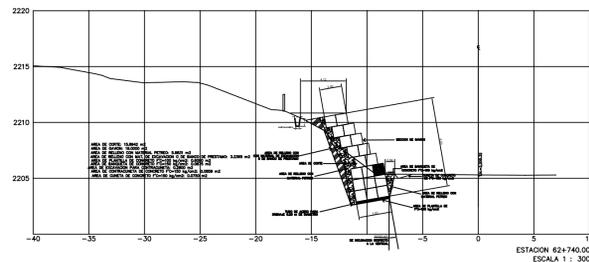
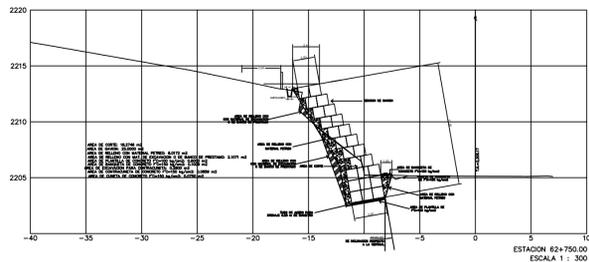
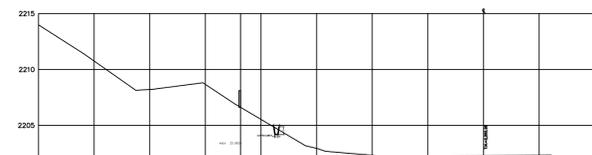
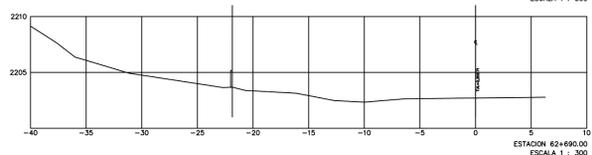
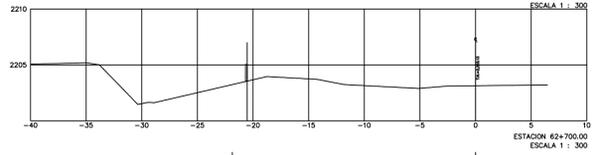
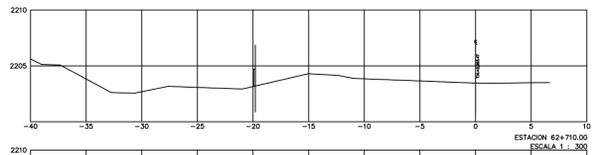


### VOLÚMENES DE OBRA

VOLÚMEN DE CORTE: 3,042.37 m<sup>3</sup>  
VOLÚMEN DE GAVIÓN: 3,770.00 m<sup>3</sup>  
VOLÚMEN DE RELLENO CON MATERIAL PÉTREO: 1,426.28 m<sup>3</sup>  
VOLÚMEN DE RELLENO CON MATERIAL DE BANCO DE PRÉSTAMO: 1,083.08 m<sup>3</sup>  
VOLÚMEN DE PLANTILLA DE CONCRETO F'C: 100 kg/cm<sup>2</sup>: 96.00 m<sup>3</sup>  
VOLÚMEN DE BANQUETA DE CONCRETO F'C: 150 kg/cm<sup>2</sup>: 33.60 m<sup>3</sup>  
VOLÚMEN DE EXCAVACIÓN PARA CONTRACUNETA: 44.80 m<sup>3</sup>  
VOLÚMEN DE CONCRETO PARA CONTRACUNETA F'C: 150 kg/cm<sup>2</sup>: 13.74 m<sup>3</sup>  
VOLÚMEN DE CONCRETO PARA CUNETETA F'C: 150 kg/cm<sup>2</sup>: 12.00 m<sup>3</sup>  
LONGITUD DE TUBO PARA DREN: 110.00 m.

DEL KM. 62+530 AL KM 62+640

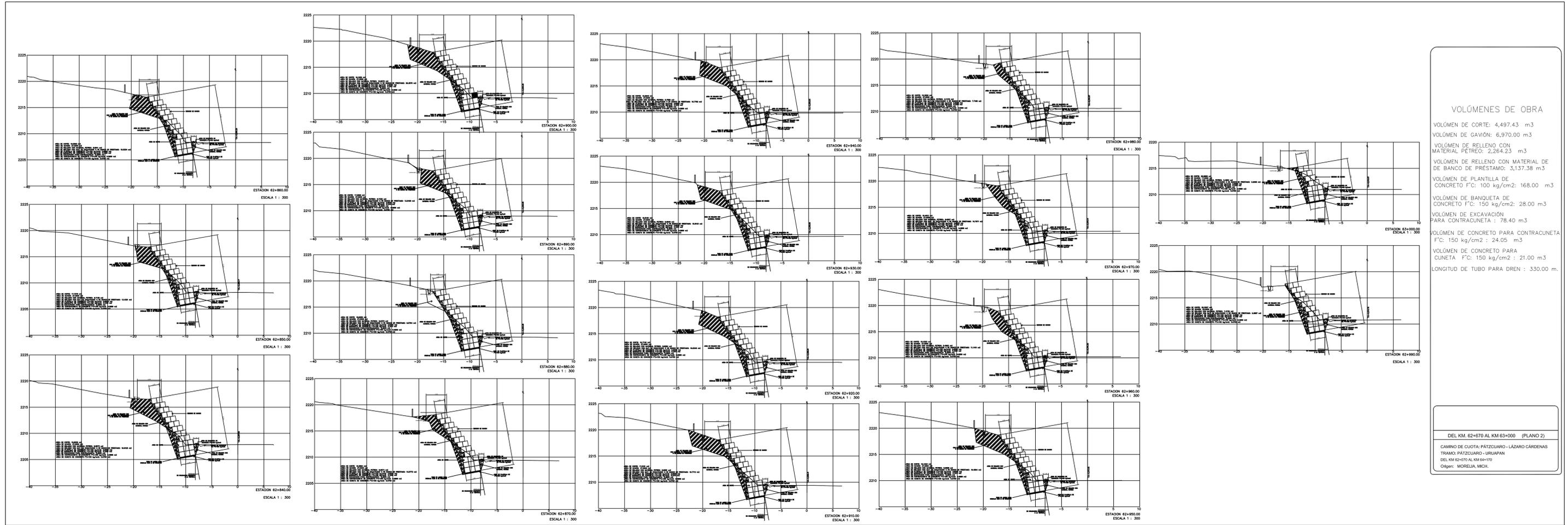
CAMINO DE CUOTA: PATZCUARO - LAZARO CÁRDENAS  
TRAMO PATZCUARO - URUAPAN  
DEL KM 62+070 AL KM 64+170  
Origen: MORELIA, MICH.



VOLÚMENES DE OBRA

- VOLÚMEN DE CORTE: 4,497.43 m<sup>3</sup>
- VOLÚMEN DE GAVIÓN: 6,970.00 m<sup>3</sup>
- VOLÚMEN DE RELLENO CON MATERIAL PÉTREO: 2,264.23 m<sup>3</sup>
- VOLÚMEN DE RELLENO CON MATERIAL DE DE BANCO DE PRÉSTAMO: 3,137.38 m<sup>3</sup>
- VOLÚMEN DE PLANTILLA DE CONCRETO F'C: 100 kg/cm<sup>2</sup>: 168.00 m<sup>3</sup>
- VOLÚMEN DE BANQUETA DE CONCRETO F'C: 150 kg/cm<sup>2</sup>: 28.00 m<sup>3</sup>
- VOLÚMEN DE EXCAVACIÓN PARA CONTRACUNETA: 78.40 m<sup>3</sup>
- VOLÚMEN DE CONCRETO PARA CONTRACUNETA F'C: 150 kg/cm<sup>2</sup>: 24.05 m<sup>3</sup>
- VOLÚMEN DE CONCRETO PARA CUNETETA F'C: 150 kg/cm<sup>2</sup>: 21.00 m<sup>3</sup>
- LONGITUD DE TUBO PARA DREN : 330.00 m.

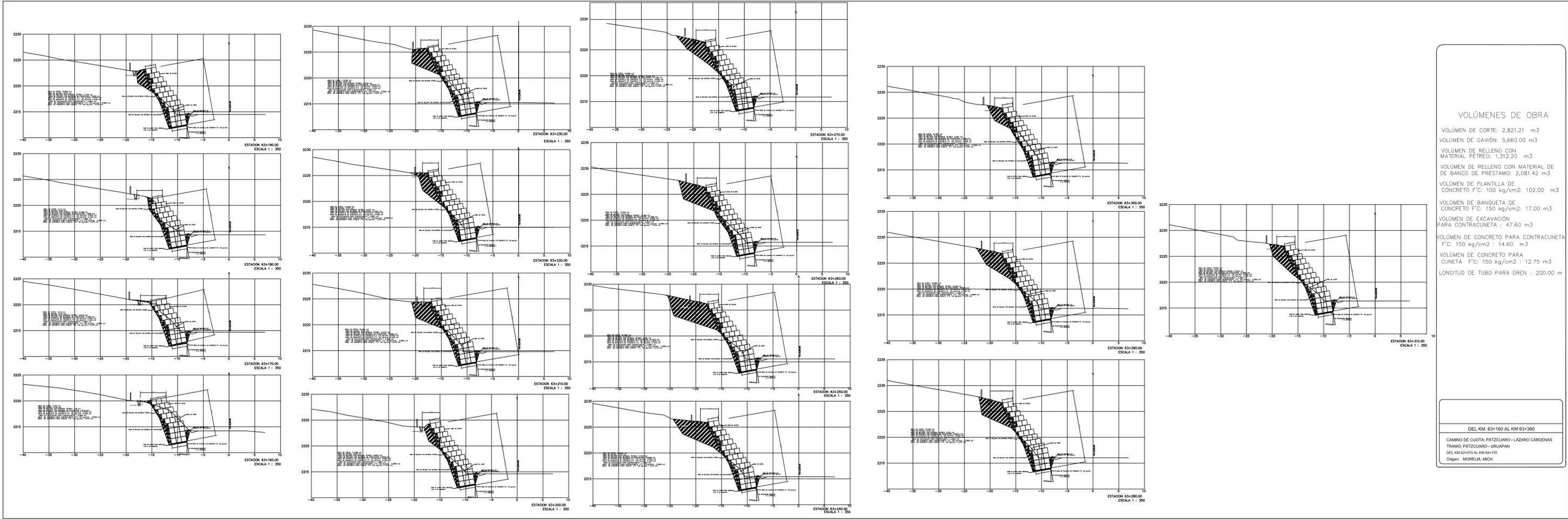
DEL KM. 62+670 AL KM 63+000 (PLANO 1)  
CAMINO DE CUOTA: PÁTZCUARO - LAZARO CÁRDENAS  
TRAMO: PÁTZCUARO - URUAPAN  
DEL KM 62+070 AL KM 64+170  
Origen: MORELIA, MICH.



**VOLÚMENES DE OBRA**

VOLÚMEN DE CORTE: 4,497.43 m<sup>3</sup>  
 VOLÚMEN DE GAVIÓN: 6,970.00 m<sup>3</sup>  
 VOLÚMEN DE RELLENO CON MATERIAL PÉTREO: 2,264.23 m<sup>3</sup>  
 VOLÚMEN DE RELLENO CON MATERIAL DE BANCO DE PRÉSTAMO: 3,137.38 m<sup>3</sup>  
 VOLÚMEN DE PLANTILLA DE CONCRETO F'C: 100 kg/cm<sup>2</sup>: 168.00 m<sup>3</sup>  
 VOLÚMEN DE BANQUETA DE CONCRETO F'C: 150 kg/cm<sup>2</sup>: 28.00 m<sup>3</sup>  
 VOLÚMEN DE EXCAVACIÓN PARA CONTRACUNETAS: 78.40 m<sup>3</sup>  
 VOLÚMEN DE CONCRETO PARA CONTRACUNETAS F'C: 150 kg/cm<sup>2</sup>: 24.05 m<sup>3</sup>  
 VOLÚMEN DE CONCRETO PARA CUNETAS F'C: 150 kg/cm<sup>2</sup>: 21.00 m<sup>3</sup>  
 LONGITUD DE TUBO PARA DREN: 330.00 m.

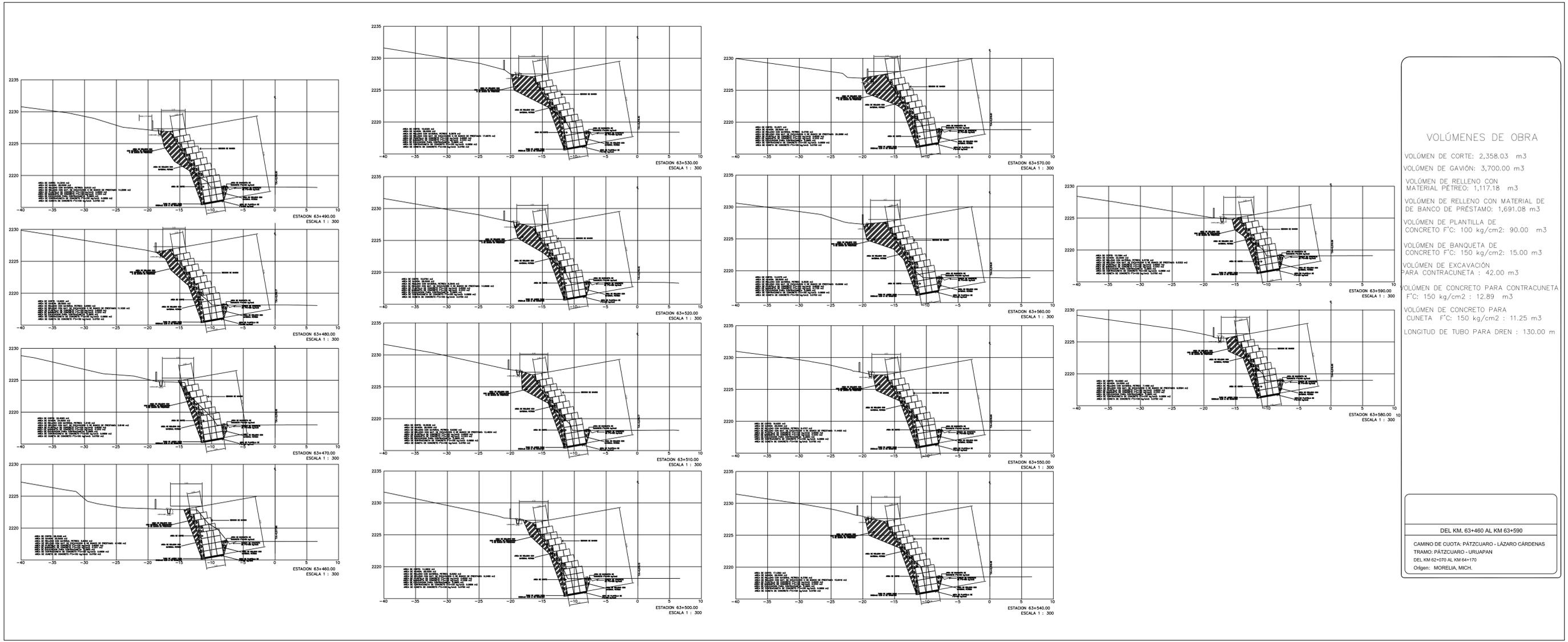
DEL KM. 62+670 AL KM 63+000 (PLANO 2)  
 CAMINO DE CUOTA: PATZCUARO - LAZARO CARDENAS  
 TRAMO: PATZCUARO - LURUPAN  
 DEL KM 62+070 AL KM 64+170  
 Origen: MORELIA, MICH.



**VOLÚMENES DE OBRA**

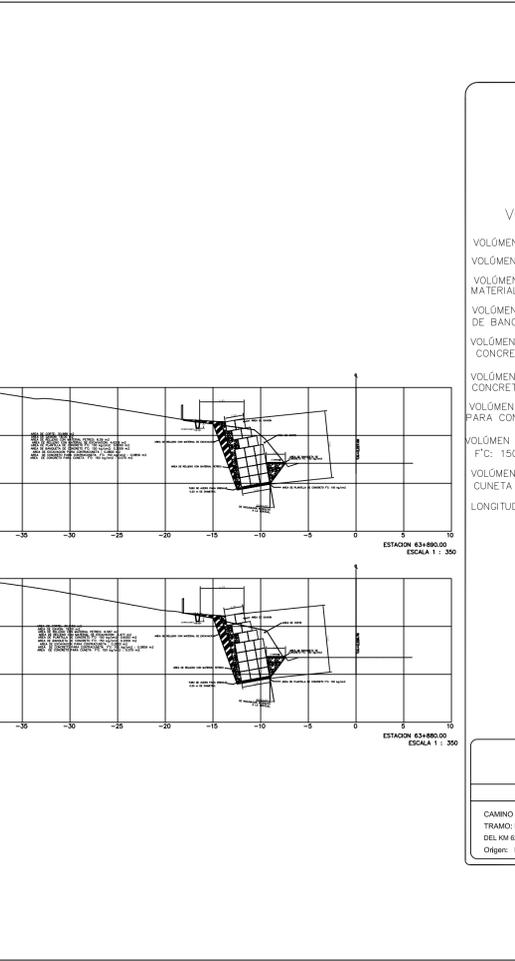
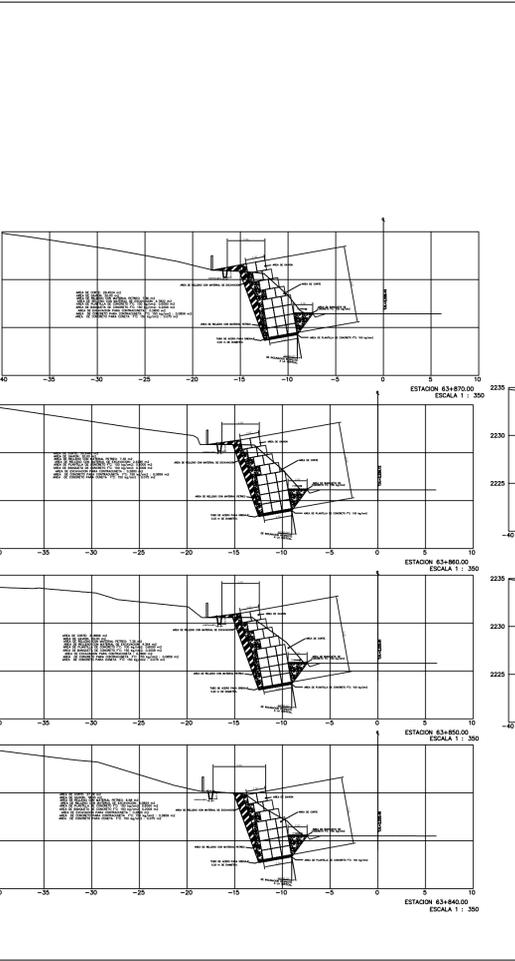
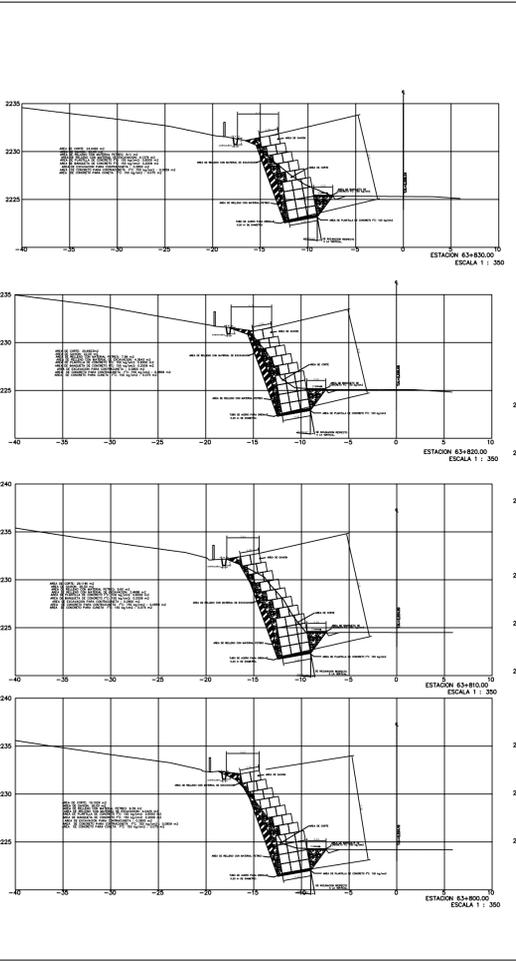
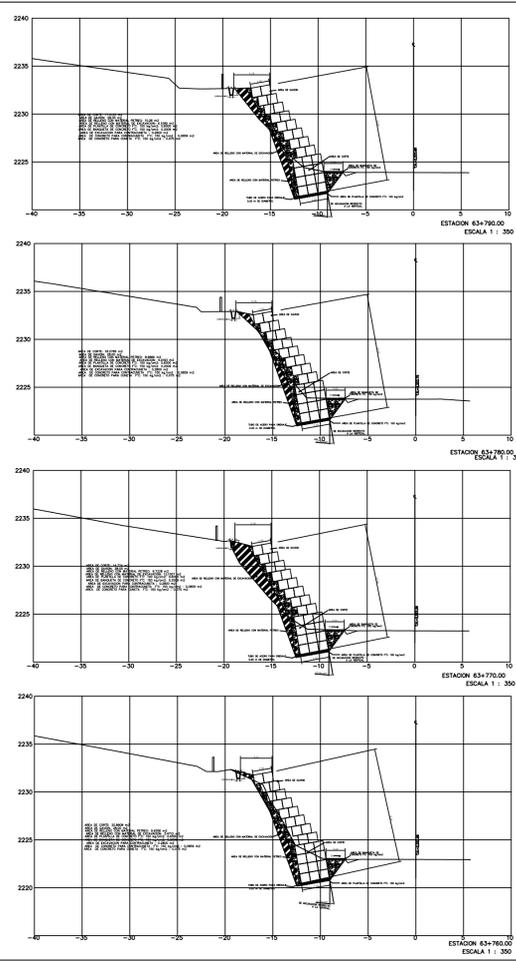
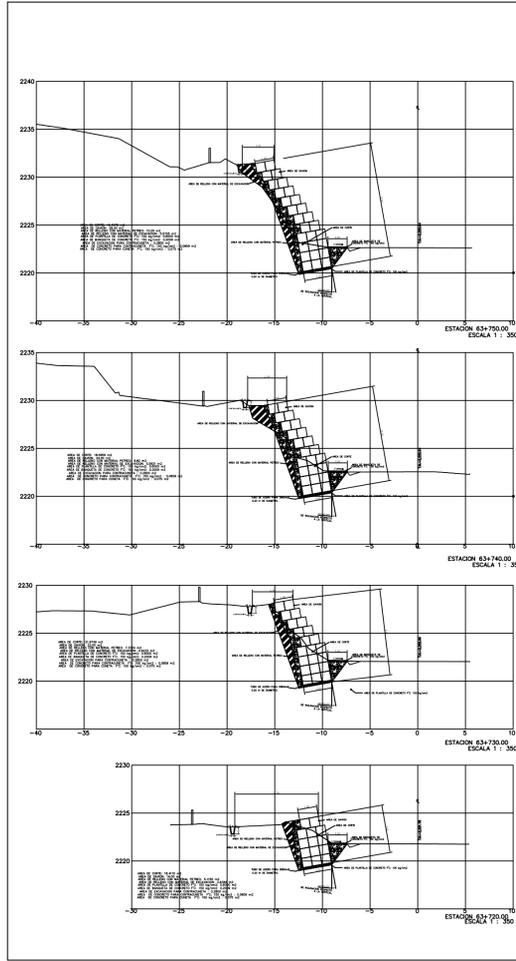
- VOLÚMEN DE CORTE: 2,821.21 m<sup>3</sup>
- VOLÚMEN DE GAVIÓN: 5,660.00 m<sup>3</sup>
- VOLÚMEN DE RELLENO CON MATERIAL PÉTREO: 1,312.20 m<sup>3</sup>
- VOLÚMEN DE RELLENO CON MATERIAL DE BANCO DE PRESTAMO: 2,081.42 m<sup>3</sup>
- VOLÚMEN DE PLANTILLA DE CONCRETO F'c: 100 kg/cm<sup>2</sup>: 102.00 m<sup>3</sup>
- VOLÚMEN DE BANQUETA DE CONCRETO F'c: 150 kg/cm<sup>2</sup>: 17.00 m<sup>3</sup>
- VOLÚMEN DE EXCAVACIÓN PARA CONTRACUNETAS: 47.60 m<sup>3</sup>
- VOLÚMEN DE CONCRETO PARA CONTRACUNETAS F'c: 150 kg/cm<sup>2</sup>: 14.60 m<sup>3</sup>
- VOLÚMEN DE CONCRETO PARA CUNETAS F'c: 150 kg/cm<sup>2</sup>: 12.75 m<sup>3</sup>
- LONGITUD DE TUBO PARA DREN: 200.00 m

DEL KM. 63+160 AL KM 63+360  
 CAMINO DE CUOTA: PATZCUARO - LAZARO CARDENAS  
 TRAMO: PATZCUARO - URUAPAN  
 DEL KM 62+070 AL KM 64+170  
 Origen: MORELIA, MCH.



VOLÚMENES DE OBRA	
VOLÚMEN DE CORTE:	2,358.03 m <sup>3</sup>
VOLÚMEN DE GAVIÓN:	3,700.00 m <sup>3</sup>
VOLÚMEN DE RELLENO CON MATERIAL PÉTREO:	1,117.18 m <sup>3</sup>
VOLÚMEN DE RELLENO CON MATERIAL DE DE BANCO DE PRESTAMO:	1,691.08 m <sup>3</sup>
VOLÚMEN DE PLANTILLA DE CONCRETO F'C: 100 kg/cm <sup>2</sup> :	90.00 m <sup>3</sup>
VOLÚMEN DE BANQUETA DE CONCRETO F'C: 150 kg/cm <sup>2</sup> :	15.00 m <sup>3</sup>
VOLÚMEN DE EXCAVACIÓN PARA CONTRACUNETAS:	42.00 m <sup>3</sup>
VOLÚMEN DE CONCRETO PARA CONTRACUNETAS F'C: 150 kg/cm <sup>2</sup> :	12.89 m <sup>3</sup>
VOLÚMEN DE CONCRETO PARA CUNETAS F'C: 150 kg/cm <sup>2</sup> :	11.25 m <sup>3</sup>
LONGITUD DE TUBO PARA DREN:	130.00 m

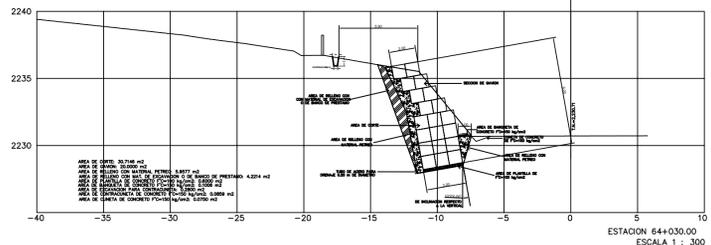
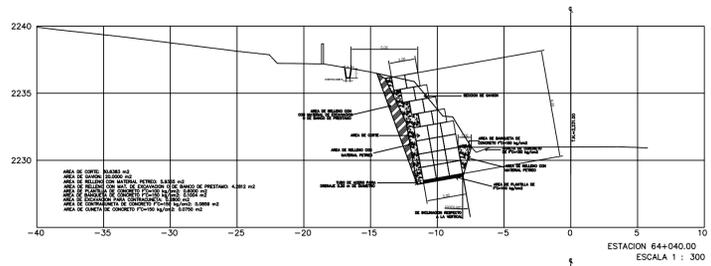
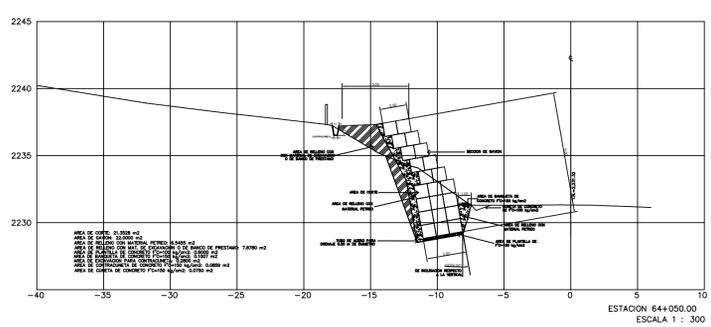
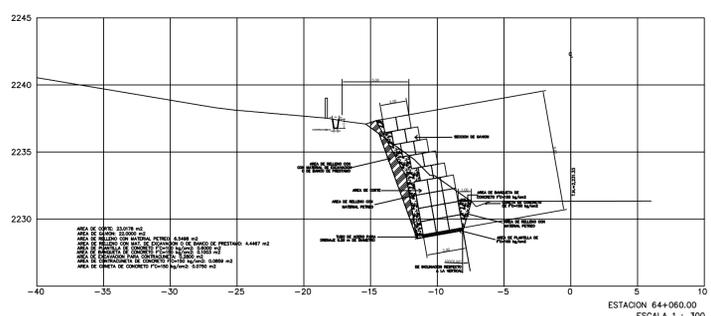
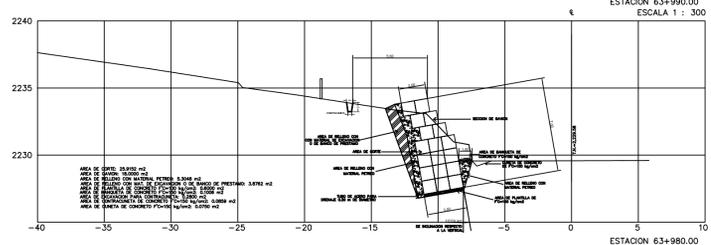
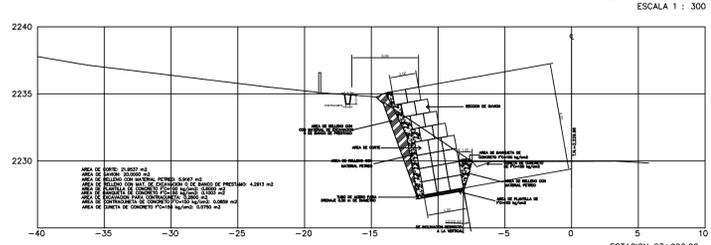
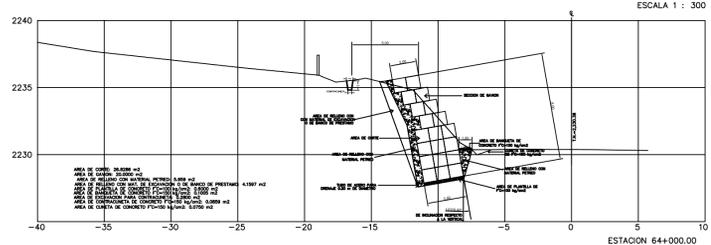
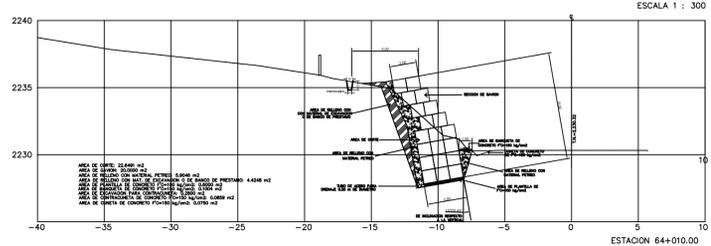
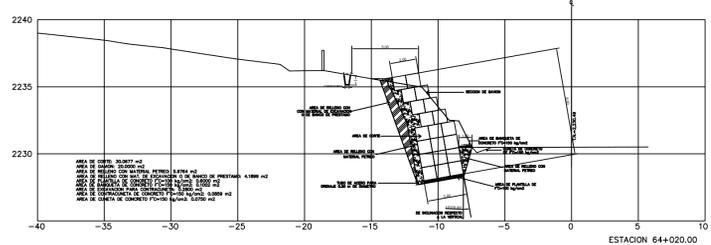
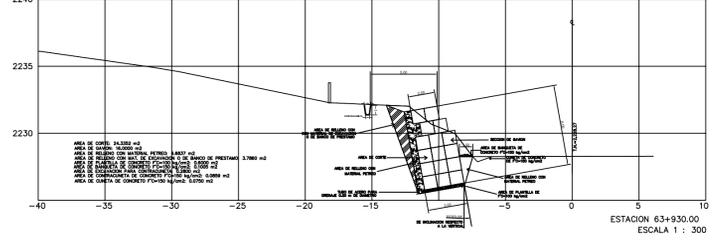
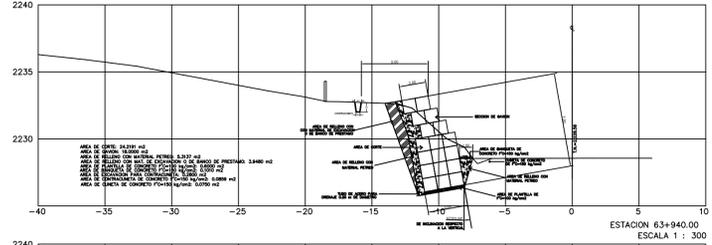
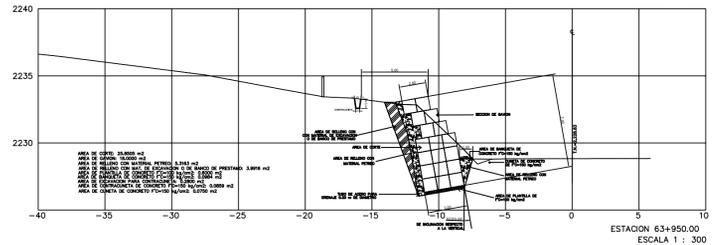
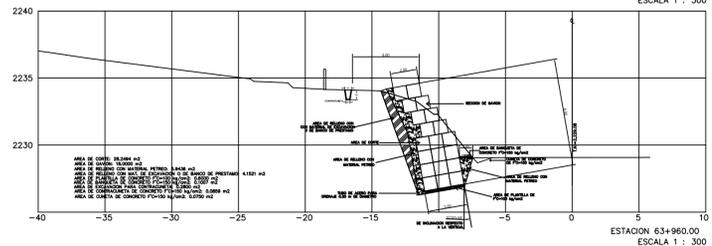
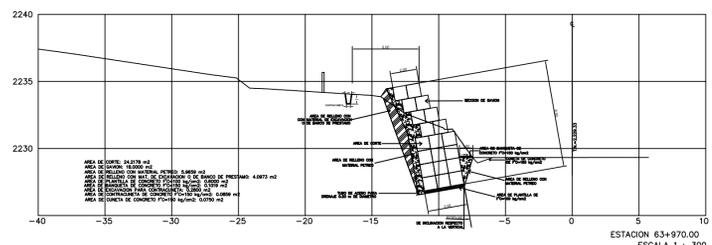
DEL KM. 63+460 AL KM 63+590  
 CAMINO DE CUOTA: PÁTZCUARO - LÁZARO CÁRDENAS  
 TRAMO: PÁTZCUARO - URUAPAN  
 DEL KM 62+070 AL KM 64+170  
 Origen: MORELIA, MICH.



VOLUMENES DE OBRA

VOLUMEN DE CORTE: 4,188.47 m<sup>3</sup>  
 VOLUMEN DE GAVIÓN: 4,100.00 m<sup>3</sup>  
 VOLUMEN DE RELLENO CON MATERIAL PÉTREO: 1,493.80 m<sup>3</sup>  
 VOLUMEN DE RELLENO CON MATERIAL DE DE BANCO DE PRÉSTAMO: 846.90 m<sup>3</sup>  
 VOLUMEN DE PLANTILLA DE CONCRETO F'C: 100 kg/cm<sup>2</sup>: 114.00 m<sup>3</sup>  
 VOLUMEN DE BANQUETA DE CONCRETO F'C: 150 kg/cm<sup>2</sup>: 38.00 m<sup>3</sup>  
 VOLUMEN DE EXCAVACIÓN PARA CONTRACUNETAS: 53.20 m<sup>3</sup>  
 VOLUMEN DE CONCRETO PARA CONTRACUNETAS F'C: 150 kg/cm<sup>2</sup>: 16.32 m<sup>3</sup>  
 VOLUMEN DE CONCRETO PARA CUNETAS F'C: 150 kg/cm<sup>2</sup>: 14.25 m<sup>3</sup>  
 LONGITUD DE TUBO PARA DREN: 170.00 m

DEL KM. 63+720 AL KM 63+890  
 CAMINO DE CUOTA PATZCUARO - LAZARO CARDENAS  
 TRAMO: PATZCUARO - URUAPAN  
 DEL KM 62+070 AL KM 64+170  
 Origen: MORELIA, MICH.

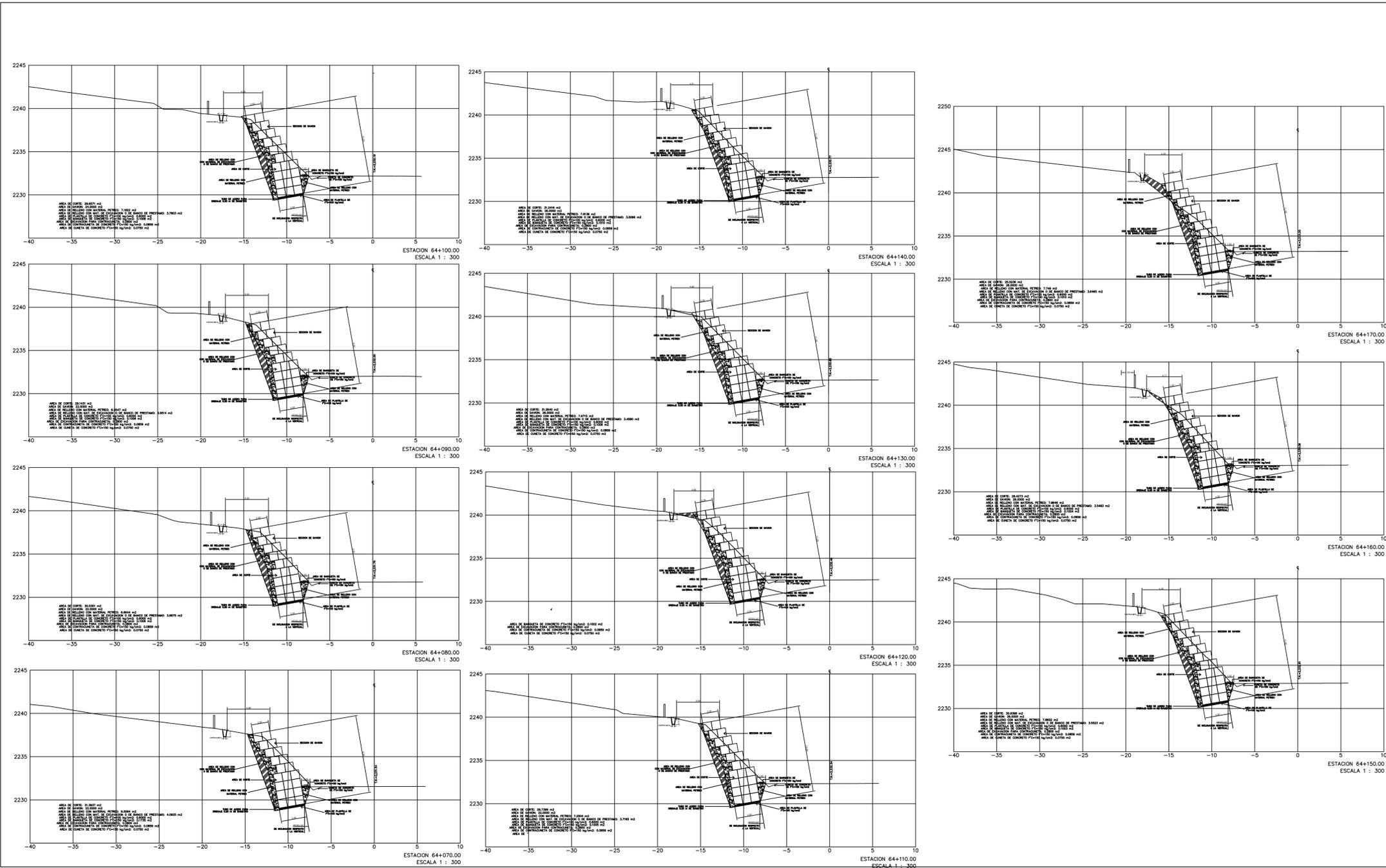


VOLÚMENES DE OBRA

- VOLÚMEN DE CORTE: 6,959.94 m<sup>3</sup>
- VOLÚMEN DE GAVIÓN: 5,380.00 m<sup>3</sup>
- VOLÚMEN DE RELLENO CON MATERIAL PÉTRICO: 1,627.03 m<sup>3</sup>
- VOLÚMEN DE RELLENO CON MATERIAL DE BANCO DE PRÉSTAMO: 994.16 m<sup>3</sup>
- VOLÚMEN DE PLANTILLA DE CONCRETO F'C: 100 kg/cm<sup>2</sup>: 156.00 m<sup>3</sup>
- VOLÚMEN DE BANQUETA DE CONCRETO F'C: 150 kg/cm<sup>2</sup>: 26.00 m<sup>3</sup>
- VOLÚMEN DE EXCAVACIÓN PARA CONTRACUNETA: 72.80 m<sup>3</sup>
- VOLÚMEN DE CONCRETO PARA CONTRACUNETA F'C: 150 kg/cm<sup>2</sup>: 22.33 m<sup>3</sup>
- VOLÚMEN DE CONCRETO PARA CUNETA F'C: 150 kg/cm<sup>2</sup>: 19.50 m<sup>3</sup>
- LONGITUD DE TUBO PARA DREN : 240.00 m

DEL KM. 63+930 AL KM 64+170 (PLANO 1)

CAMINO DE CUOTA: PÁTZCUARO - LÁZARO CÁRDENAS  
TRAMO: PÁTZCUARO - URUAPAN  
DEL KM 62+070 AL KM 64+170  
Origen: MORELIA, MICH.



### VOLÚMENES DE OBRA

VOLÚMEN DE CORTE:	6,959.94 m <sup>3</sup>
VOLÚMEN DE GAVIÓN:	5,380.00 m <sup>3</sup>
VOLÚMEN DE RELLENO CON MATERIAL PÉTRICO:	1,627.03 m <sup>3</sup>
VOLÚMEN DE RELLENO CON MATERIAL DE BANCO DE PRÉSTAMO:	994.16 m <sup>3</sup>
VOLÚMEN DE PLANTILLA DE CONCRETO F'C:	100 kg/cm <sup>2</sup> : 156.00 m <sup>3</sup>
VOLÚMEN DE BANQUETA DE CONCRETO F'C:	150 kg/cm <sup>2</sup> : 26.00 m <sup>3</sup>
VOLÚMEN DE EXCAVACIÓN PARA CONTRACUNETA:	72.80 m <sup>3</sup>
VOLÚMEN DE CONCRETO PARA CONTRACUNETA F'C:	150 kg/cm <sup>2</sup> : 22.33 m <sup>3</sup>
VOLÚMEN DE CONCRETO PARA CUNETA F'C:	150 kg/cm <sup>2</sup> : 19.50 m <sup>3</sup>
LONGITUD DE TUBO PARA DREN :	240.00 m

DEL KM. 63+930 AL KM 64+170 (PLANO 2)

DEL KM 62+070 AL KM 64+170  
CAMINO DE CUOTA: PÁTZCUARO - LÁZARO CÁRDENAS  
TRAMO: PÁTZCUARO - URUAPAN

Origen: MORELIA, MICH.