



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MEXICO

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
ARAGON**

**PROYECTO EJECUTIVO DEL VIADUCTO EN EL
KM 57+200 DE LA CARRETERA TLAPA-
MARQUELIA, MUNICIPIO DE MALINALTEPEC,
ESTADO DE GUERRERO.**

DESARROLLO DE UN CASO PRÁCTICO

Que para obtener el título de

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

Ivone Primo Hermenegildo

DIRECTOR DE CASO PRÁCTICO

Ing. Gabriel Álvarez Bautista



México, 2017



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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.

A mi familia:

Mario, he tenido la bendición de tenerte como padre, todos sabemos el esfuerzo, las malas experiencias que pasaste y el sacrificio que das por nosotras, eres una persona maravillosa y sin ti no hubiera logrado seguir adelante con este sueño, gracias por motivarme y apoyarme en seguir adelante, alcanzar mis metas y fijarme objetivos. Eres un ejemplo para mí y desde pequeña siempre te he visto como mi héroe, espero algún día ser como tú y en un futuro tener un compañero con esas virtudes tan únicas que pocas personas tienen.

Cenobia, te agradezco por todos esos regaños y presiones que me diste a lo largo de mi niñez y etapa adulta, eres una gran madre; siempre al pendiente de cada uno, dándonos todo tu amor y protegiéndonos de cualquier cosa, sin tus consejos y fuerza esto no hubiera pasado. Seguiré tu ejemplo y en algún futuro espero ser una madre y esposa como tú.

Alicia Isabel, soy bendecida por tener una hermana como tú que siempre está para apoyarme y escucharme cuando lo necesito, eres una mujer muy especial, gracias por estar siempre al pendiente de mí, aún nos falta mucho y sé que conmigo estarás para enfrentarme a lo que sigue.

Constantino †, sé que desde algún lugar me observas y estás feliz de este momento, tú confiabas en mí: recuerdo tus consejos y el mensaje que me dejaste y gracias por esos momentos tan bonitos que vivimos, ahora eres parte de este logro. Fuiste un abuelo maravilloso y segundo padre para mí.

Alicia, gracias por darme tu cariño y preocuparte por mí durante el lapso que me mantuve lejos de mis padres, eres una gran abuela. Tu amor y esfuerzo me ayudo a seguir adelante cuando estaba lejos de casa.

Familia, a lo largo de los años hemos pasado por sacrificios, etapas de tristeza y alejamientos, pero todas esas experiencias nos han fortalecido y nos han brindado lecciones de vida que nunca olvidaremos, las cuales nos forman de carácter para seguir enfrentando lo que viene.

Aún nos quedan caminos por recorrer y experiencias por vivir. Ésta es una etapa importante para mí, y les agradezco por acompañarme y ser parte fundamental en mi desarrollo personal y profesional.

Para concluir estos agradecimientos hacia ustedes, me gustaría recordarles esta frase que desde pequeña la han escuchado de mi parte: “¡Los amo, hasta la luna, el sol y las estrellas!”.

A mis profesores:

A lo largo de mi vida como alumna he aprendido mucho de ustedes, todo mi conocimiento se los debo. Me motivaron para que continuara esforzándome y buscara diferentes formas para seguir formándome en lo académico y personal.

Gracias por su paciencia, cariño y consejos que me dieron en mi época de estudiante. Su dedicación y esfuerzo han dado frutos, y espero ser un orgullo para ustedes, porque sin la transmisión de su conocimiento, esto no lo hubiera logrado.

También va dedicado a ustedes, con mucho amor respeto y admiración que se merecen.

Ing. Gabriel Álvarez, le agradezco en especial por su apoyo en esta última etapa de mi trayectoria escolar, gracias por preocuparse y aconsejarme cada oportunidad que tenía, fue uno de mis mejores maestros y espero algún día ser un buen ingeniero como usted. Sé que lo que vimos en el aula no es lo mismo comparado con lo que hay a fuera, pero sus consejos me servirán para salir a delante y levantarme cuando sea necesario, le quiero y aprecio mucho.

INTRODUCCIÓN

PROYECTO EJECUTIVO DEL VIADUCTO EN EL KM 57+200 DE LA CARRETERA TLAPA-MARQUELIA MUNICIPIO DE MALINALTEPEC, ESTADO DE GUERRERO.

Independientemente del uso y condiciones climáticas por las que una vialidad se encuentra expuesta, para que ésta soporte esas condiciones necesita pasar por pruebas de laboratorio para que el material sea apto en el diseño de pavimentos.

Si se le diera más cuidado al material y los lineamientos del diseño, la carretera tendría una vida útil más duradera.

Este caso práctico fue realizado con motivo de darle más énfasis al desarrollo geológico y geotécnico de un Proyecto Ejecutivo, desarrollando las secciones importantes que se necesitan para ejecutar, en éste caso, una reconstrucción en uno de los tramos carreteros de Tlapa-Marquelia, Guerrero.

Se dan propuestas y alternativas que se recomiendan implementar, como por ejemplo; en el caso de los materiales, diseño de cunetas y pavimentos, haciendo hincapié en las pruebas de laboratorio que se necesitan para que el material se adapte y cumpla con las normas implementadas y puedan hacer de esa carretera una infraestructura viable.

Se espera que el ingeniero civil tome conciencia sobre los daños que pueda tener en un futuro por un mal diseño o por no implementar las debidas pruebas que una infraestructura debe de llevar antes de realizarse, es por eso que me gustaría recalcar la responsabilidad que tenemos al momento de ejecutar una obra.

Contenido

I. ESTUDIO TOPOGRÁFICO	1
I.1. DESCRIPCIÓN DE LOS TRABAJOS	2
I.2. DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO	3
ANEXO 1. PLANOS TOPOGRÁFICOS	4
PLANTA Y PERFIL TOPOGRÁFICO DEL KM 57+180 AL KM 57+560.....	4
SECCIONES TOPOGRÁFICAS DEL KM 57+180 AL KM 57+560	4
ANEXO 2: ILUSTRACIONES	7
II. ESTUDIO GEOLÓGICO	10
II.1. MARCO GEOLÓGICO REGIONAL	11
II.2. TECTÓNICA.	12
II.3. SISMICIDAD Y GEOLOGÍA DEL SITIO.	13
II.4. FOTOGEOLOGÍA	14
II.5. ESTRATIGRAFÍA.	15
II.6. CONCLUSIONES DEL ESTUDIO GEOLÓGICO.	16
ANEXO 3: ILUSTRACIONES	18
III. ESTUDIO HIDROLÓGICO-HIDRÁULICO	24
III.1. OBSERVACIONES DE CAMPO.	25
III.2. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN	25
III.3. DETERMINACIÓN DEL GASTO DE DISEÑO	26
III.4. REVISIÓN HIDRÁULICA DE LAS OBRAS DE DRENAJE	29
III.5. CONCLUSIONES DEL ESTUDIO HIDROLÓGICO-HIDRÁULICO.	31
ANEXO 1: ILUSTRACIONES	32
ANEXO 2: MEMORIA DE CÁLCULO	38
IV. ESTUDIO GEOTÉCNICO	46
IV.1. CONDICIONES GEOTÉCNICAS	47
IV.2. GEOLOGÍA DEL SITIO	47
IV.3. CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA DEL MACIZO ROCOSO	48
IV.4. TRABAJOS DE CAMPO	49
IV.5. MODELO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO	50

IV.6. MECANISMOS DE INESTABILIDAD	52
IV.7. PARÁMETROS DE DISEÑO	52
IV.8. PROPUESTA PARA RECUPERAR ALINEAMIENTO DE LA CARRETERA	53
IV.9. CAPACIDAD DE CARGA	53
IV.10. CONCLUSIONES DEL ESTUDIO GEOTÉCNICO	61
ANEXO 1: ILUSTRACIONES	63
ANEXO 2: REPORTE FOTOGRÁFICO	73
ANEXO 3: CLASIFICACIÓN RMR, SEG-01, SEG-02, SEG-03.....	78
ANEXO 4: ANÁLISIS GEOTÉCNICOS	83
V. PROYECTO EJECUTIVO	90
V.1. ESPECIFICACIONES GENERALES	119
V.2. ESPECIFICACIONES PARTICULARES.....	120
V.3. CONCLUSIONES DEL PROYECTO EJECUTIVO.....	123
ANEXO 1: PLANOS EJECUTIVOS	124
PROYECTO GEOMÉTRICO, PLANTA Y PERFIL	124
PROYECTO GEOMÉTRICO, SECCIONES TRANSVERSALES DEL KM 57+260 AL KM 57+380	124
PROYECTO GEOMÉTRICO, SECCIONES TRANSVERSALES DEL KM 57+390 AL KM 57+490	124
CABALLETE 1, KM 57+320	124
CABALLETE 2, KM 57+440	124
APOYOS INTERMEDIOS.....	124
LOSAS Y DIAFRAGMA.....	124
PARAPETO.....	124
BIOGRAFÍA.....	133

TABLA DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1. Geología regional del sur de México: Estados de Guerrero y Oaxaca	19
Ilustración 2. Geología general del sitio estudiado.....	20
Ilustración 3. Imágenes aéreas analizadas.....	22
Ilustración 4. Planta geológica del sitio km 57+380.....	21
Ilustración 5. Sección geológica transversal del km 57+336.....	22
Ilustración 6. Sección geológica transversal del km 57+412.....	23
Ilustración 7. Localización del sitio del km 57+20.....	33
Ilustración 8. Cárcava de erosión del lado derecho de la vialidad en el km 57+380	34
Ilustración 9. Cuencas de aportación.....	35
Ilustración 10. Propuesta para reconstruir cunetas dañadas.	36
Ilustración 11. Características de los lavaderos.	37
Ilustración 12. Croquis de localización del sitio en estudio.	64
Ilustración 13. Cárcava de erosión del lado derecho de la vialidad.....	65
Ilustración 14. Cuneta destruida existente del lado derecho de la vialidad.....	65
Ilustración 15. Sección geológica del sitio	66
Ilustración 16. Ubicación de los sondeos.....	67
Ilustración 17. Mecanismo de Inestabilidad	68
Ilustración 18. Puente Viaducto.....	69
Ilustración 19. Gráfica de capacidad de carga vs diámetro de la pila.....	70
Ilustración 20. Gráfica de asentamiento vs diámetro de la pila	70
Ilustración 21. Recomendación para evitar erosión en surcos	71
Ilustración 22. Recomendaciones para la vegetación de la ladera.....	72
Ilustración 23. Bulbos de presión.....	91
Ilustración 24. Bulbos de presión bajo un rodillo metálico.	92
Ilustración 25. Tipos usuales de patas de cabra de rodillos.....	94
Ilustración 26. Compactación con rodillo pata de cabra.	94
Ilustración 27. Compactación con rodillo pata de cabra: efecto del área de contacto de las patas en el peso volumétrico seco y en el contenido de agua óptimo.	95
Ilustración 28. Gráfica de composición granulométrica base.....	112
Ilustración 29. Gráfica de composición granulométrica, carpeta asfáltica.....	114

I. ESTUDIO TOPOGRÁFICO

La carretera Tlapa-Marquelia presenta una inestabilidad entre los kilómetros 57+320 al 57+420 que reduce el ancho de la calzada a un carril y pone en riesgo la seguridad de los usuarios. La inestabilidad se asocia a la evolución de una cárcava de erosión por los escurrimientos superficiales y la descarga de las distintas obras de drenaje existentes por carecer de estructuras de disipación y amortiguamiento que mitiguen la erosión de la ladera.

Por lo anterior se realiza elaboración de los estudios técnicos que permitan efectuar el diagnóstico de la problemática para poder desarrollar el proyecto de estabilización y con ello mejorar las condiciones de seguridad de la carretera.

Objetivo. Efectuar el levantamiento topográfico del sitio del km 57+200, (planimetría y altimetría) incluyendo las características y condiciones geométricas de la carretera y del derecho de vía, el señalamiento y las estructuras existentes.

Alcances. Descripción de los trabajos de campo realizados y se presentan los planos correspondientes a la planta topográfica, los perfiles de la vialidad y las secciones transversales al eje de la carretera.

I.1. DESCRIPCIÓN DE LOS TRABAJOS

Levantamiento topográfico. El levantamiento topográfico del sitio, altimétrico y planimétrico, se efectuó tomando como referencia dos bancos de nivel arbitrarios BN-1 y BN-2, instalados antes y después de la inestabilidad cuyas coordenadas se muestran en la Tabla 1. Coordenadas de Banco de Nivel.

Tabla 1. Coordenadas de Banco de Nivel

	x	y	Z
BN-01	539,973.29	1,903,264.12	2005.73
BN-02	539,859.65	1,903,019.42	1983.419

La planimetría incluyó el levantamiento de: estructuras, postes, escurrimientos, lavaderos, cunetas, bordillos, instalaciones aéreas y subterráneas, señalamientos y todos aquellos elementos existentes en la zona que puedan interferir con el proyecto de estabilización.

En el Anexo 1 se presentan los planos topográficos del levantamiento en el que se incluyen: la planta del sitio con curvas de nivel a cada metro, el perfil al eje de la carretera y las secciones transversales a cada 20.0 m.

Adicionalmente se incluyen tres secciones más que se utilizarán para los análisis de estabilidad; en el Anexo 2 se presenta el reporte fotográfico de los trabajos realizados.

En la Tabla 2. Relación de Planos se presenta el listado de los planos que se incluyen en el Anexo 1.

Tabla 2. Relación de Planos

PLANO	NOMBRE
T-01	PLANTA Y PERFIL TOPOGRÁFICO
T-02	SECCIONES TRANSVERSALES DEL KM+060 AL 57+560

I.2. DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO

En la Tabla 3. Equipo empleado se describe el equipo que se empleó para llevar a cabo los trabajos de topografía.

Tabla 3. Equipo empleado

Cantidad	Descripción	Modelo	Marca
1	Computadora	610	Compac
1	Estación Total	Focus 8	SPECTRA PRECISION
1	Trípode	GST 20	NIKON
3	Bastón		NIKON
3	Prisma		NIKON
1	Cinta métrica		TRUPPER
2	Flexómetro		TRUPPER

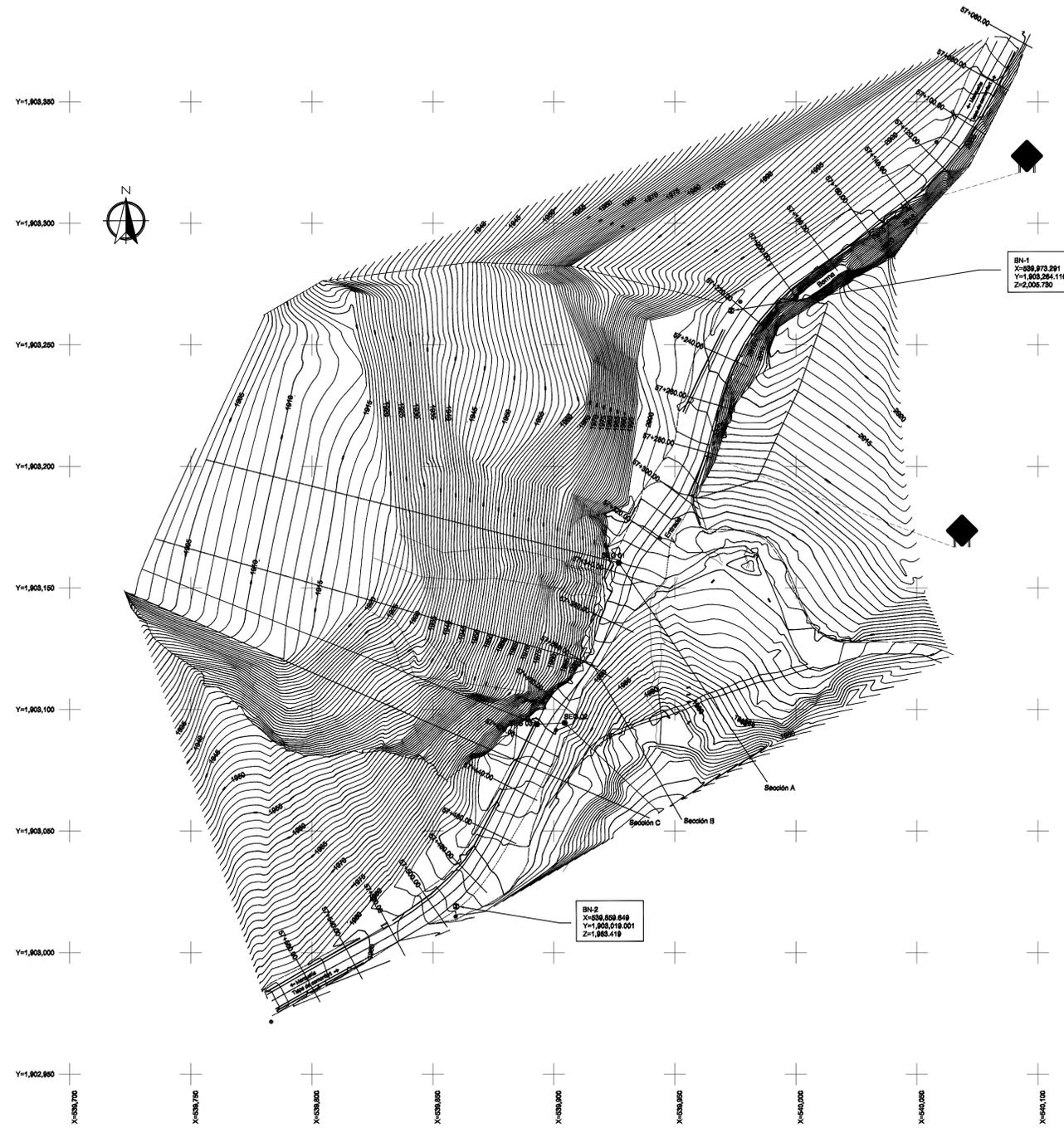
Comentarios.

Las secciones transversales del corte se determinaron perpendiculares al eje de la carretera a cada 20.0 m, excepto las secciones A y B que servirán para efectuar los análisis de estabilidad y el perfil longitudinal de la carretera se determinó al eje del camino.

ANEXO 1. PLANOS TOPOGRÁFICOS

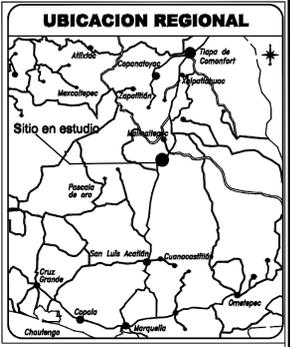
PLANTA Y PERFIL TOPOGRÁFICO DEL KM 57+180 AL KM 57+560

SECCIONES TOPOGRÁFICAS DEL KM 57+180 AL KM 57+560

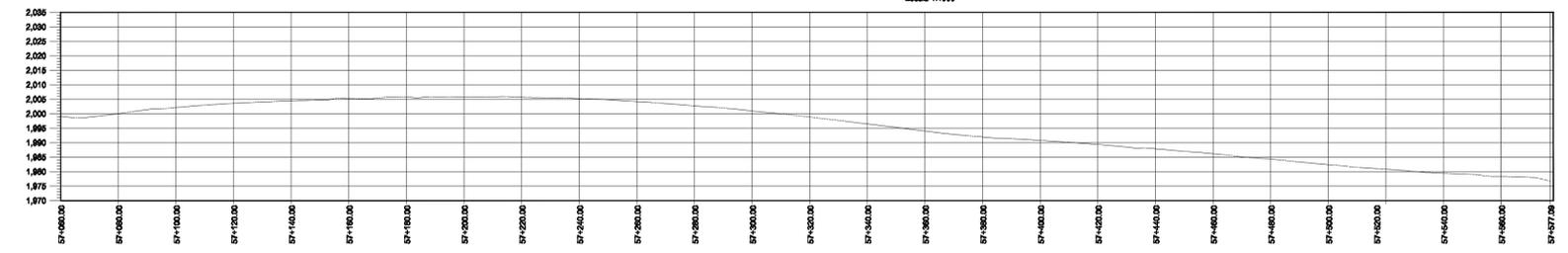


- SIMBOLOGIA:**
- HOMBRO DEL TALUD
 - - - - - PIE DE TALUD
 - ⊙ BANCO DE NIVEL
 - ==== CUNETETA DE CONCRETO SIMPLE
 - CURVA DE NIVEL

- NOTAS:**
- 1.- LAS COORDENAS X,Y,Z ESTÁN REFERIDAS A DOS BANDOS DE NIVEL ARBITRARIOS FORMADOS CON CLAVOS SOBRE MOJERAS DE CONCRETO.
 - 2.- EL BN-01 SE LOCALIZA A UN COSTADO DE LA CARRETERA EN EL KM 57+223 Y EL BN-02 A UN COSTADO DE LA CARRETERA EN EL KM 57+492, SUS UBICACIONES SE MUESTRA EN LA PLANTA DEL PLANO T-01.
 - 3.- LAS COORDENAS DE LOS BANDOS DE NIVEL SON:
 BN-01
 X = 558,873.291
 Y = 1,803,284.118
 Z = 2,005.730
 BN-02
 X = 558,868.649
 Y = 1,803,018.001
 Z = 1,985.418
 - 4.- LOS CADENAMIENTOS QUE APARECEN EN LOS PLANOS SE DETERMINARON TOMANDO COMO REFERENCIA LA SEÑAL QUE INDICA EL KM 57+000
 - 5.- CURVAS DE NIVEL PRINCIPALES A CADA 5 m Y SECUNDARIAS A CADA 1 m.
 - 6.- EL NORTE ES MAGNÉTICO.



PLANTA TOPOGRÁFICA
CORTE DEL KM 57+200



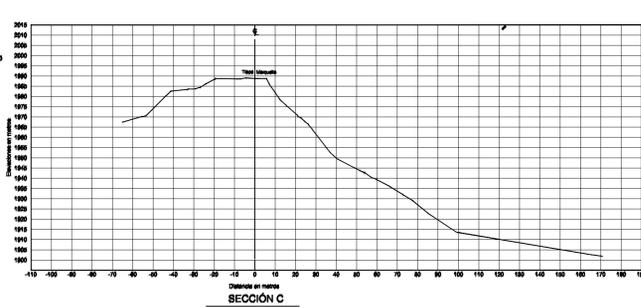
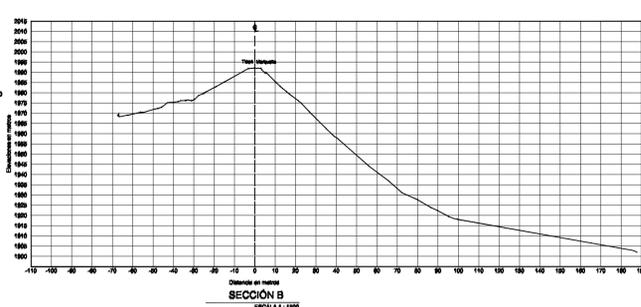
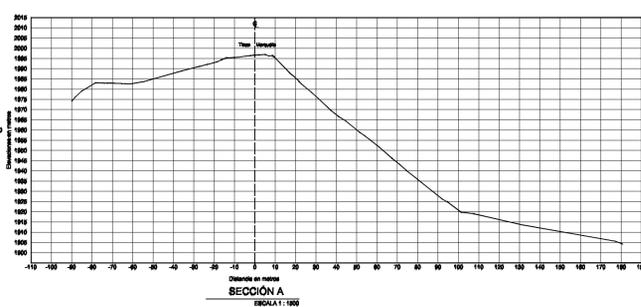
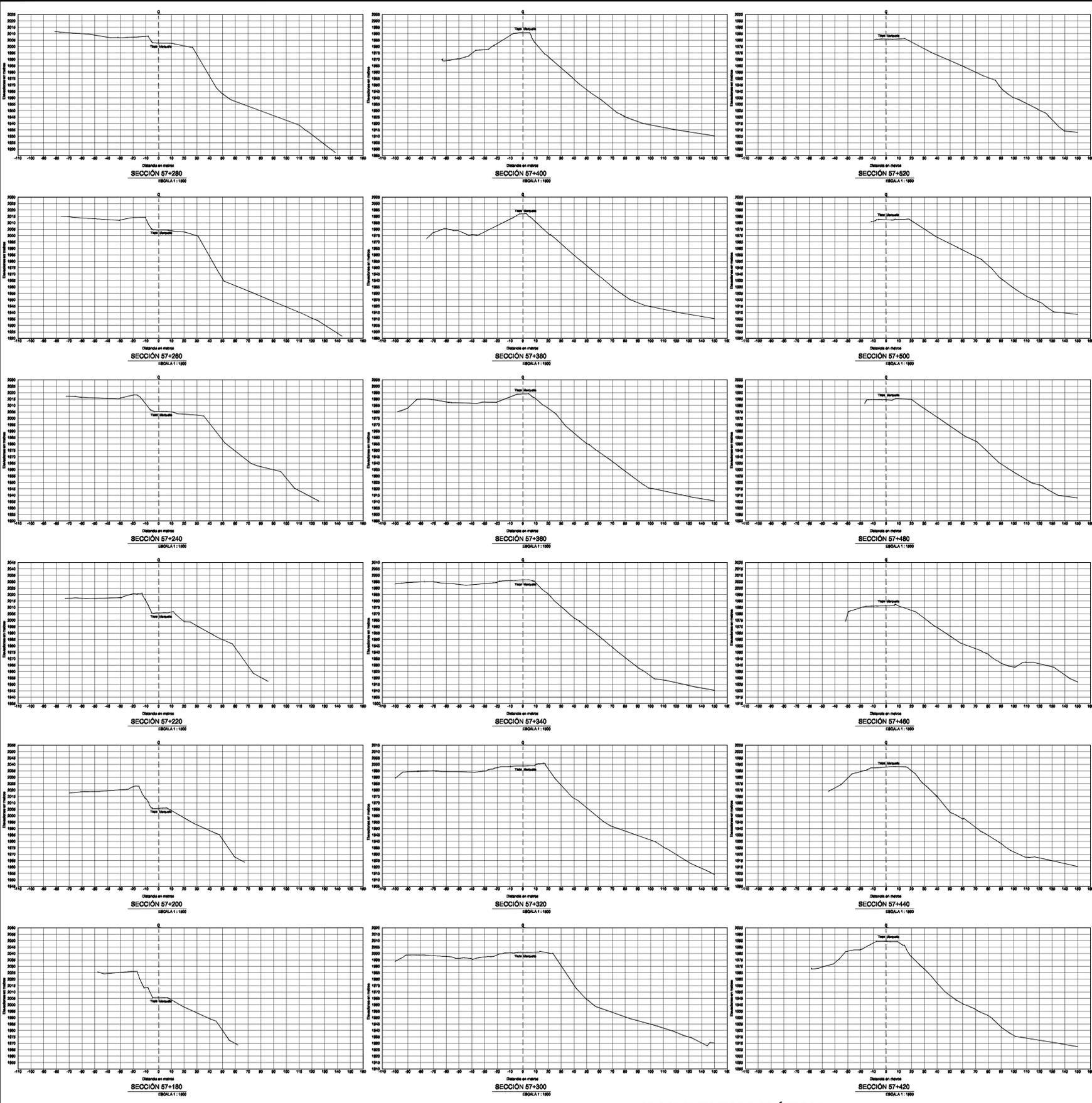
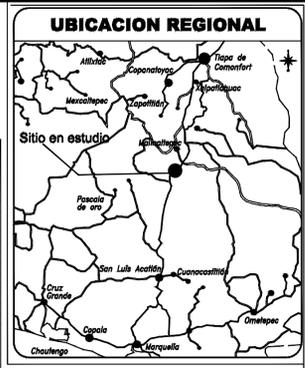
PERFIL TOPOGRÁFICO
DEL KM 57+050 AL KM 57+580

**PROYECTO EJECUTIVO DEL VIADUCTO
EN EL KM. 57+200 DE LA CARRETERA
TLAPA-MARQUELIA
REGION: MONTAÑA
MUNICIPIO: MALINALTEPEC
ESTADO: GUERRERO**

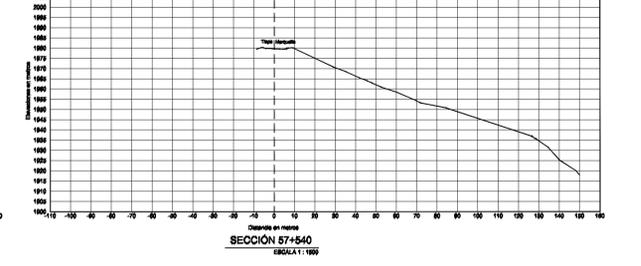
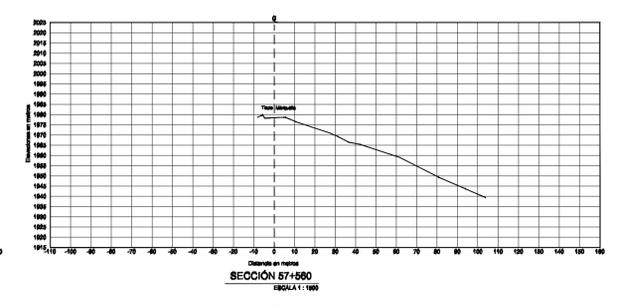
PLANO:
PLANTA Y PERFIL TOPOGRÁFICO
DEL KM 57+180 AL 57+580

PLANO:
T01

NO TOMAR COTAS CON ESCALIMETRO



SECCIONES ADICIONALES
VIADUCTO DEL KM 57+200



SECCIONES TOPOGRÁFICAS
CORTE DEL KM 57+400

Escala 1:1000

**PROYECTO EJECUTIVO DEL VIADUCTO
EN EL KM. 57+200 DE LA CARRETERA
TLAPA-MARQUELIA
REGION: MONTAÑA
MUNICIPIO: MALINALTEPEC
ESTADO: GUERRERO**

PLANO:
SECCIONES TOPOGRÁFICAS
DEL KM 57+180 AL KM 57+560
NO TOMAR COTAS CON ESCALIMETRO

PLANO:
T02

ANEXO 2: ILUSTRACIONES



Foto 1. Banco de nivel instalado para levantamiento topográfico



Foto 2. Equipo de topografía utilizado en el levantamiento topográfico.



Foto 3. Lado izquierdo



Foto 4. Lado derecho

Condiciones topográficas del sitio del km 57+380

II. ESTUDIO GEOLÓGICO

La carretera Tlapa-Marquelia presenta una inestabilidad entre los kilómetros 57+320 y 57+420 que reduce el ancho de la calzada a un carril y pone en riesgo la seguridad de los usuarios. La inestabilidad se asocia a la evolución de una cárcava de erosión por los escurrimientos superficiales y la descarga de las distintas obras de drenaje existentes por carecer de estructuras de disipación y amortiguamiento que mitiguen la erosión de la ladera.

Por lo anterior se solicitó la elaboración de los estudios técnicos que permitan efectuar el diagnóstico de la problemática para poder desarrollar el proyecto de estabilización y con ello mejorar las condiciones de seguridad de la carretera.

Objetivo. Describir el marco geológico regional y local de la zona aledaña al km 57+380 y determinar su influencia con la inestabilidad existente.

Alcances. Descripción de la geología regional y local de la zona en estudio, tomando como base las cartas topográficas editadas por el INEGI, fotografías aéreas de 1997 escala 1:30 000 y recorridos de inspección en el campo efectuados el mes de marzo de 2013.

II.1. MARCO GEOLÓGICO REGIONAL

Geográficamente el sitio se ubica en las coordenadas 17° 12' 52.13" latitud norte y 98° 39' 39" de longitud oeste, a una altura de 2186 m sobre el nivel del mar.

Geología regional. La geología del sur de México es extremadamente compleja, en parte porque afloran algunas de las rocas más antiguas dentro del territorio y en parte por los intensos procesos de deformación, plegamiento, falla, intrusión, alteración y erosión que ha sufrido.

Aunque se han realizado numerosos estudios en los estados de Guerrero, Oaxaca y en general en el sur de México, que han tratado de subdividir las unidades geológicas en complejos y terrenos metamórficos. Todavía no existe un modelo geológico que explique total y satisfactoriamente la complejidad de la región.

Para efectos del presente estudio se tomó como base el mapa propuesto por (F Ortega-Gutiérrez, 1999), Ilustración 1. Geología regional del sur de México: Estados de Guerrero y Oaxaca, en él se divide el basamento en el sur de México en tres diferentes terrenos: Mixteco, Zapoteco y Xolapa; el terreno atravesado por la carretera estudiada es el Mixteco. Las rocas metamórficas e ígneas del Paleozoico que conforman el basamento de la porción norte de este terreno se han agrupado dentro de lo que se conoce como Complejo Acatlán y se asocian a depósitos sedimentarios marinos en geosinclinal metamorfizados.

El Complejo Acatlán se ha subdividido en dos diferentes grupos; el Grupo Petlalcingo y el Grupo Piaxtla, el primero se divide a su vez en: Migmatitas Magdalena, Formación Chazumba y Formación Cosoltepec y el Grupo Piaxtla se divide en: Formación Xayacatlan, Granitoides Esperanza y Formación Tecomate.

Discordantemente sobre estas unidades metamórficas se encuentran rocas volcánicas epimetamórficas del Jurásico inferior conocidas como Formación Taxco Viejo; sobre estas vulcanitas se encuentran lechos rojos del Jurásico medio conocidos como grupo Tecocoyunca y sedimentos marinos del Jurásico superior de las formaciones Acahuizotla y Acuitlapan y finalmente sedimentos marinos del Cretácico inferior y superior que se correlacionan con la formaciones Morelos y Mezcala respectivamente.

En el mapa geológico general, Ilustración 2. Geología general del sitio estudiado., se observa una sola unidad geológica. Se trata de un esquisto de coloración gris verdosa con escamas tectónicas e intrusiones aplíticas que en conjunto se consideran dentro del Complejo Acatlán, que cubre la totalidad del mapa geológico.

En este mapa se puede apreciar que la carretera atraviesa una región con unidades litoestratigráficas afectadas por tectónica, cabalgaduras e intensa erosión; se puede ver en las cercanías del sitio estudiado numerosas huellas de derrumbes y deslizamientos, algunos de los cuales ya se han estabilizado, pero que con cualquier modificación (obra civil, deforestación o fenómeno meteorológico extraordinario) puede reactivar o empeorar algunos deslizamientos y derrumbes, como ha sucedido en los últimos años y sucede actualmente en varios puntos de la carretera.

II.2. TECTÓNICA.

La complejidad geológica también se asocia a un “caos” desde el punto de vista tectónico; para simplificarlo se consideran sólo los eventos ocurridos desde finales del Mesozoico e inicios del Terciario; estos eventos están asociados a la subducción de las placas Farallón y Cocos las cuales dieron lugar a dos orogénias: la laramídica y la oaxaqueña, la primera se verificó en el Eoceno-Oligoceno y la segunda en el Mioceno.

Debe tenerse en cuenta que antes de estas dos últimas orogenias existieron a lo largo de toda la historia previa de la tierra múltiples eventos tectónico-orogénicos que deformaron, plegaron, cabalgaron e intrusieron la secuencia litológica completa hasta entonces.

La orogenia laramídica fue la responsable de la formación de los pliegues y cabalgaduras característicos de la Sierra Madre Oriental pero que en el sur de México no es tan fácil de distinguir al estar sobreimpuestas deformaciones asociadas a la orogenia oaxaqueña que formaron arcos cóncavos hacia el sur empujados hacia el norte desde la trinchera mesoamericana entre Chiapas y Guerrero.

Así la carretera atraviesa una franja ancha deformada y tectonizada a partir de numerosos fenómenos que han formado una mezcla compleja de rocas que comprenden edades desde el Precámbrico hasta el Terciario y se relacionan a través de estructuras diversas también muy complejas.

II.3. SISMICIDAD Y GEOLOGÍA DEL SITIO.

De acuerdo con el (CFE, 2008), el periodo de retorno para evaluar el peligro sísmico del sitio se encuentra entre 350 y 1000 años, lo que significa que es de alta sismicidad.

Para verificar el entorno geológico local se realizó un análisis fotogeológico de imágenes aéreas de la región en pares estereoscópicos, así como un análisis de la morfología general reportada por INEGI en sus cartas topográficas escala 1:50000 (Xalpatlahuac y Metlatonoc), en donde se vaciaron los resultados de la fotogeología para formar el mapa geológico general de la Ilustración 2. Geología general del sitio estudiado..

II.4. FOTOGEOLOGÍA

Se analizaron las imágenes aéreas que cubren la zona de la carretera y sus alrededores, se contó con estereoscópicos a partir de los cuales se pudo visualizar el paisaje desde “arriba” y en tercera dimensión, en la *Ilustración 3.*

Imágenes aéreas analizadas se puede observar algunas de las imágenes estudiadas.

Con estos estereoscópicos de varias alturas se pudo analizar el relieve, la morfología, los accidentes geológicos, las unidades litológicas, así como los rasgos estructurales y tectónicos presentes en la región.

Con las imágenes altas se pudo observar el relieve regional, apreciándose en ellas cordones alineados casi norte-sur, pero que se encuentran profundamente disectados por una densa red de drenaje que ha actuado sobre las unidades litológicas a través de largo tiempo.

Aunque no se llegan a apreciar en la fotogeología pliegues o esquistosidad dada la complejidad de dichas estructuras, si fue posible observar estructuras mayores como cabalgaduras y un relieve muy perturbado.

Se observa en general una mezcla compleja de unidades intensamente deformadas y afectadas por profunda erosión y también se pueden ver, en algunas zonas, lineamientos tectónicos mayores y fracturamiento.

El relieve irregular se formó a través de numerosos fenómenos erosivos y deslizamientos constantes por lo que continuamente está modificándose el paisaje; es común ver circos y trazas de deslizamientos así como derrubios y numerosos bordes más o menos afilados que ponen de manifiesto una estabilidad crítica que puede ser fácilmente alterada.

II.5. ESTRATIGRAFÍA.

Se realizaron 3 sondeos de exploración geotécnica para conocer las unidades litoestratigráficas en el subsuelo, averiguar la consistencia y calidad de los materiales pétreos que las conforman y observar las estructuras presentes que expliquen los problemas de estabilidad verificados en el sitio.

Los sondeos alcanzaron entre 19 y 30 m de profundidad y cortaron la secuencia arriba descrita, geotécnicamente se describen como sigue:

- Superficialmente los rellenos y suelos residuales son los más suaves presentando consistencia relativamente blanda que requirieron el menor número de golpes para atravesarlos.
- Enseguida se encuentra un esquisto de color gris verdoso derivado de capas de areniscas y lutitas afectadas por un metamorfismo de facies de esquistos verdes, es característica su textura esquistosa que produce planos suaves y pulidos, esta unidad se correlaciona con el Esquisto Acatlán. Los esquistos están fracturados y alterados y se comportan como materiales suaves, sólo algunos horizontes son más consistentes y requirieron como máximo hasta 50 golpes para realizar los avances del sondeo de penetración estándar.
- Finalmente se observa una secuencia de lutitas y margas pizarrosas de coloración negra, su textura es pizarrosa y también presenta planos suaves y pulidos y debe estar constituida por una proporción importante de materia orgánica evidenciada por su color negro, se correlaciona con la formación Acuitlapan del Jurásico superior. Las pizarras resultan ser de mejor calidad, probablemente debido a su confinamiento, ya que se necesitaron hasta más de 50 golpes para atravesarlos.

En la Ilustración 5. Sección geológica transversal del km 57+336 se presentan 2 secciones geológicas del sitio, elaboradas con base en la información aportada por los 3 sondeos geotécnicos y también reportan la secuencia en la que se encuentran las unidades litoestratigráficas.

II.6. CONCLUSIONES DEL ESTUDIO GEOLÓGICO.

La geología está constituida por un esquisto de color gris verdoso muy alterado y fracturado que descansa sobre una pizarra más joven a través de un contacto por cabalgadura.

En las imágenes más bajas se pudieron observar algunos detalles de las elevaciones topográficas, son más evidentes los deslizamientos y las incisiones profundas labradas por los arroyos y corrientes fluviales; también se pudo visualizar que la región ha sido intensamente deforestada, lo cual impacta negativamente en los procesos erosivos y como consecuencia en la estabilidad de las laderas.

El sitio del km 57+380 se localiza en el flanco SW de un pico de altura moderada que ha sido intensamente atacado por la erosión; la carretera rodea esta elevación, pero en su extremo sur corre por un borde al dirigirse hacia otro pico de tal manera que lo hace por un afilado borde que es atacado por sus dos flancos por los procesos erosivos avanzados que se observan en la región.

El sitio se ubica casi en un borde que funciona como parteaguas local, este borde ha evolucionado sobre un macizo rocoso constituido por esquistos desarrollados por fenómenos regionales que dieron lugar a un metamorfismo en facies de esquisto verde; se trata de una roca del Paleozoico que se encuentra muy alterada y fracturada y debe pertenecer al Complejo Acatlán.

Debajo de los esquistos se observó una secuencia pizarrosa de coloración negra constituida por lutitas y margas carbonosas desarrolladas originalmente en una cuenca jurásica restringida en donde se acumuló importante volumen de materia orgánica que posteriormente sufrió deformación y ligero metamorfismo, esta secuencia se correlaciona con la formación Acuitlapan.

En este sitio se observó un deslizamiento asociado a los fenómenos erosivos y a la posición de las unidades litoestratigráficas, por un lado tenemos una cabalgadura que forma un plano inclinado hacia el SW y por otro la dirección general de la esquistosidad y algunos planos de estratificación que se conservan todavía están inclinados en la misma dirección, la cual resulta ser desfavorable para toda esta ladera.

Este deslizamiento también impulsado por fenómenos erosivos y a la mala calidad de los materiales rocosos involucrados se desarrolló a través de una falla circular que ha movido cierto volumen de roca y tiende a desgastar el filo sobre el que corre la carretera localmente; en la *Ilustración 4. Planta geológica del sitio km 57+380*, se presenta la planta topográfica con la geología del sitio en ella se puede visualizar esta condición, así como en las secciones geológicas de la *Ilustración 5. Sección geológica transversal del km 57+336*.

La mala calidad de la roca, la deforestación de las montañas y los escurrimientos superficiales son los factores principales que han favorecido la formación y evolución de cárcavas que se transforman en deslizamientos locales progresivos que afectan a la carretera.

ANEXO 3: ILUSTRACIONES

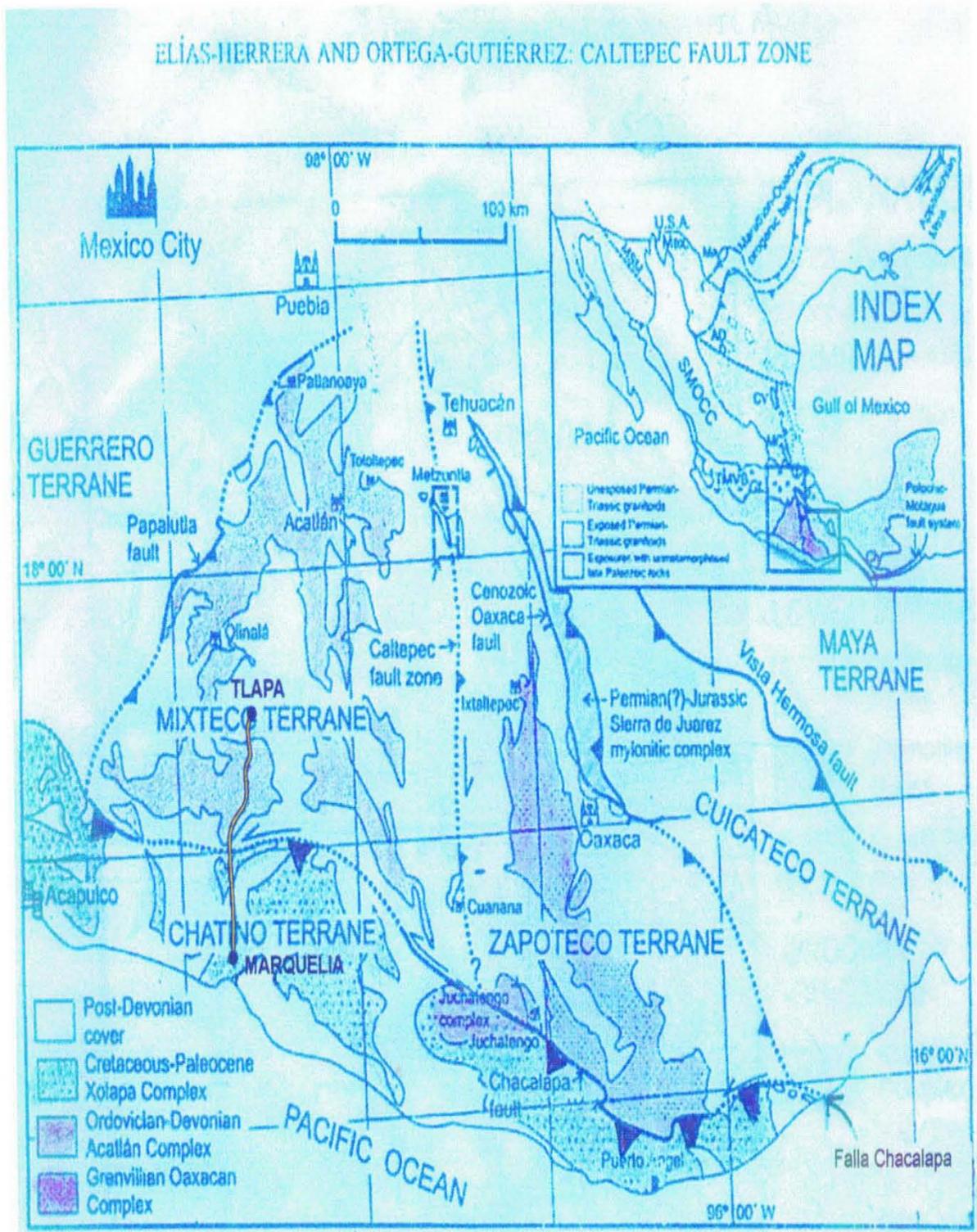
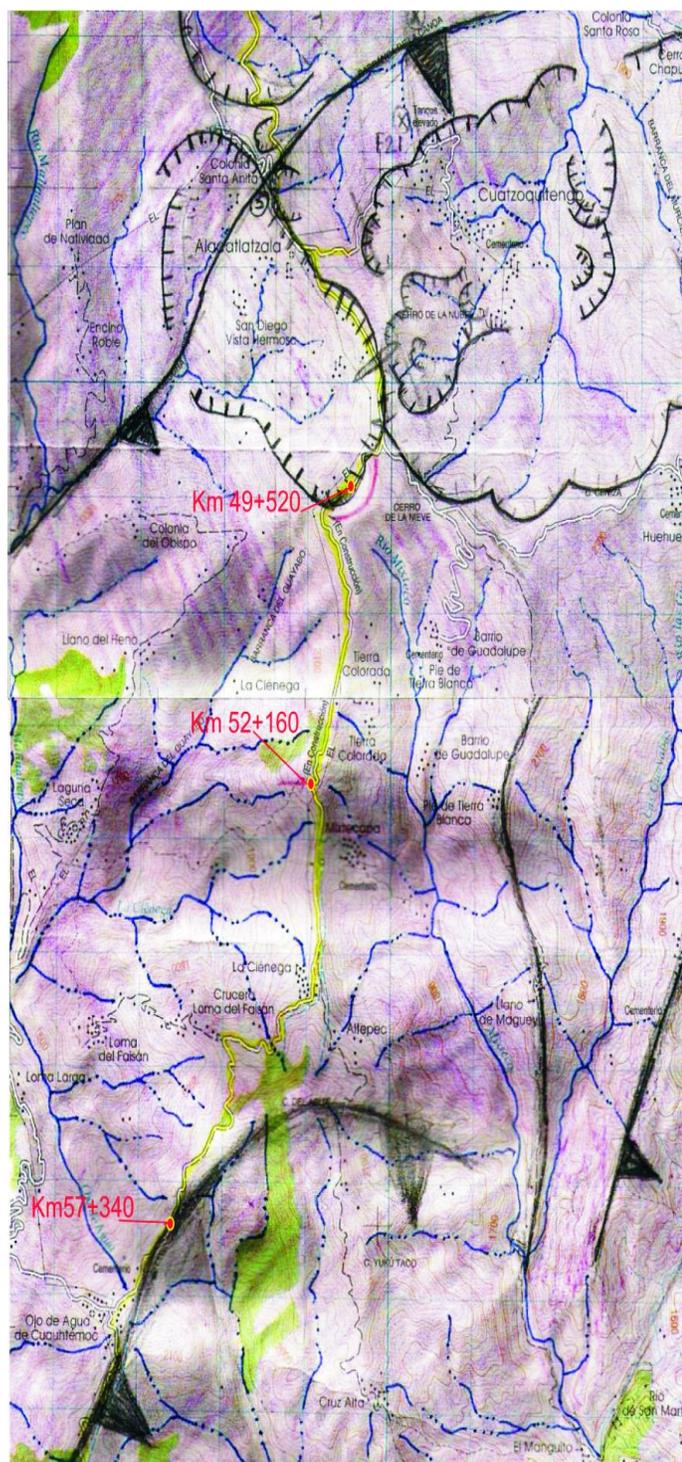


Ilustración 1. Geología regional del sur de México: Estados de Guerrero y Oaxaca



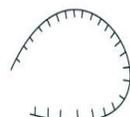
SIMBOLOGÍA



Complejo Acatlán: esquistos con escamas



Traza de cabalgadura



Circo de deslizamiento



Arroyo



Carretera

Ilustración 2. Geología general del sitio estudiado.



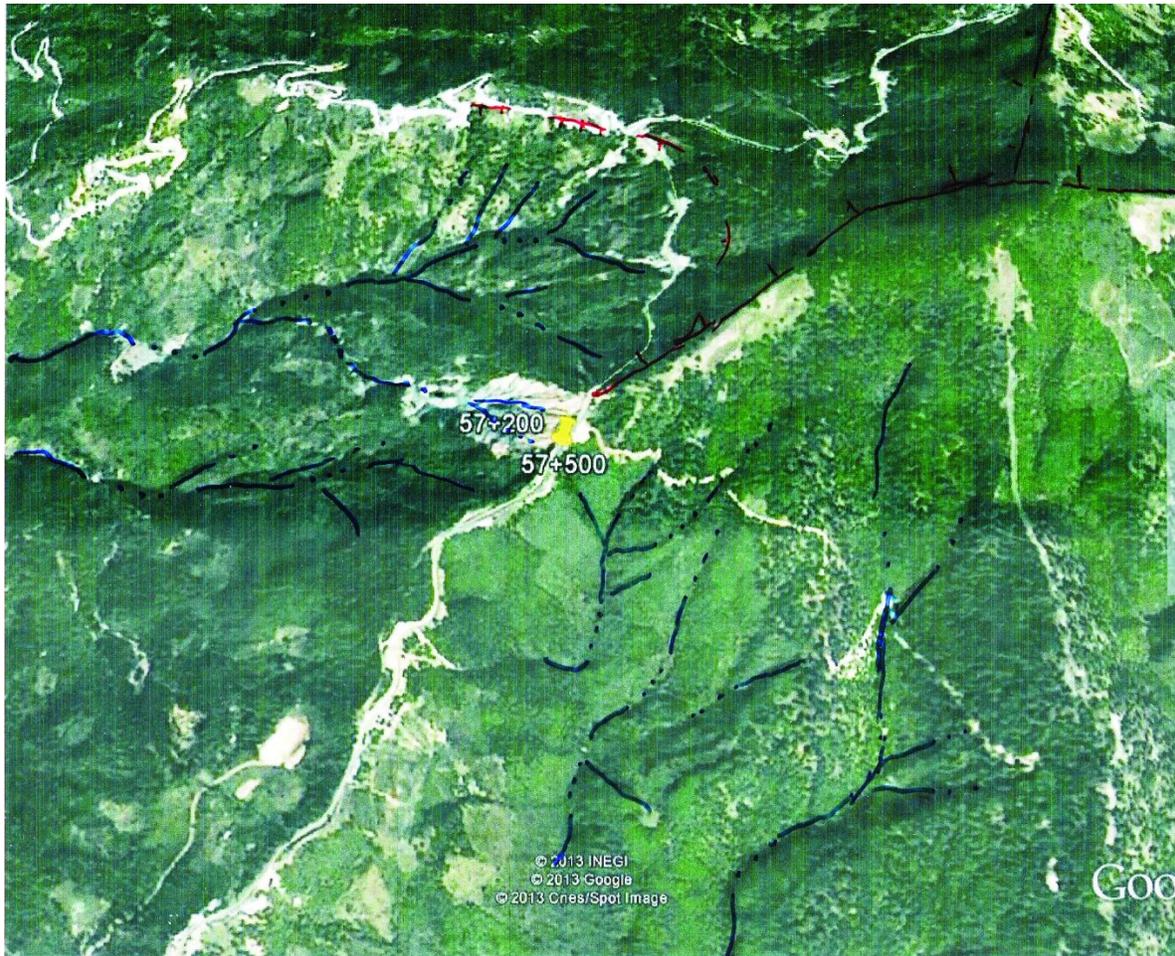


Ilustración 3. Imágenes aéreas analizadas

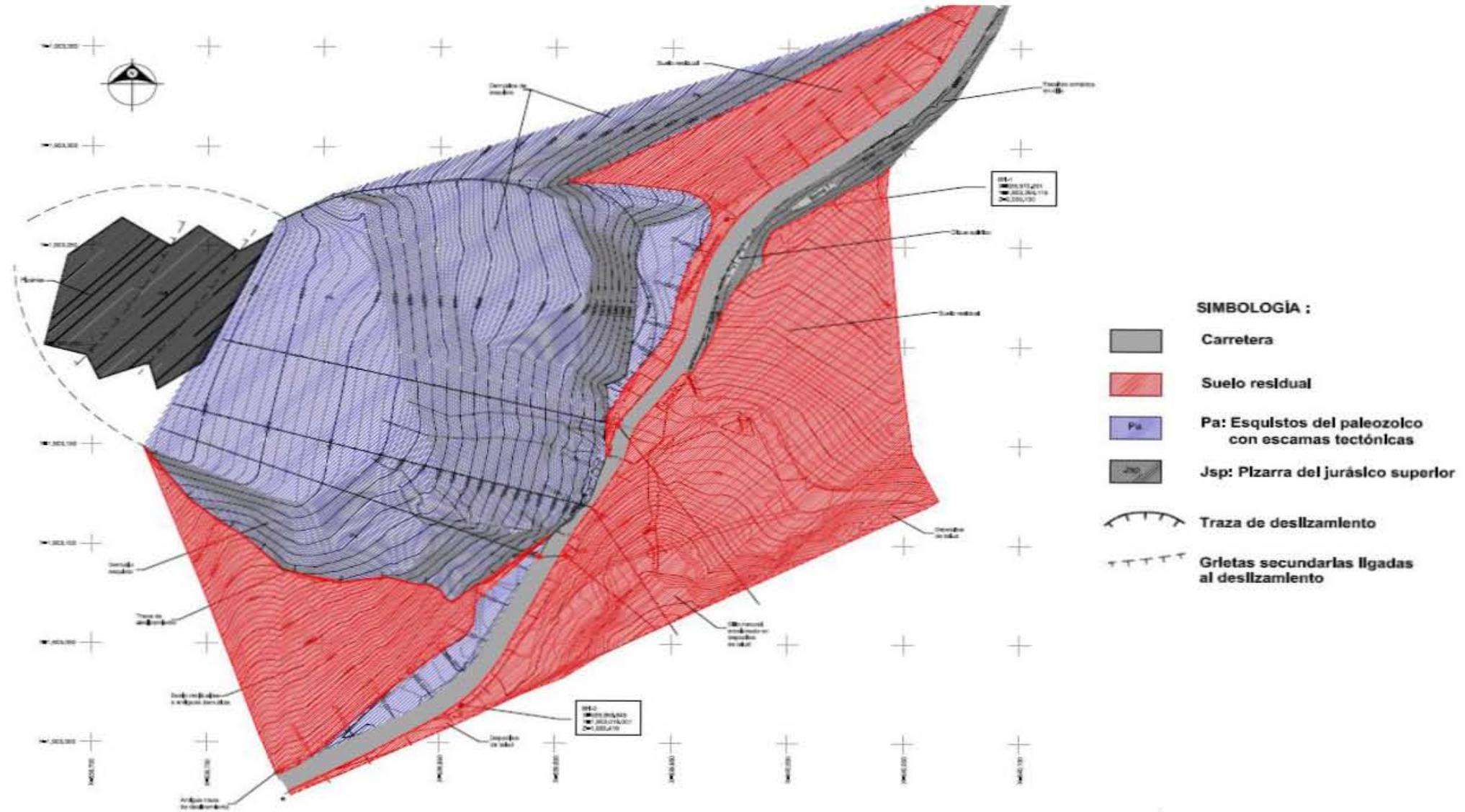


Ilustración 4. Planta geológica del sitio km 57+380

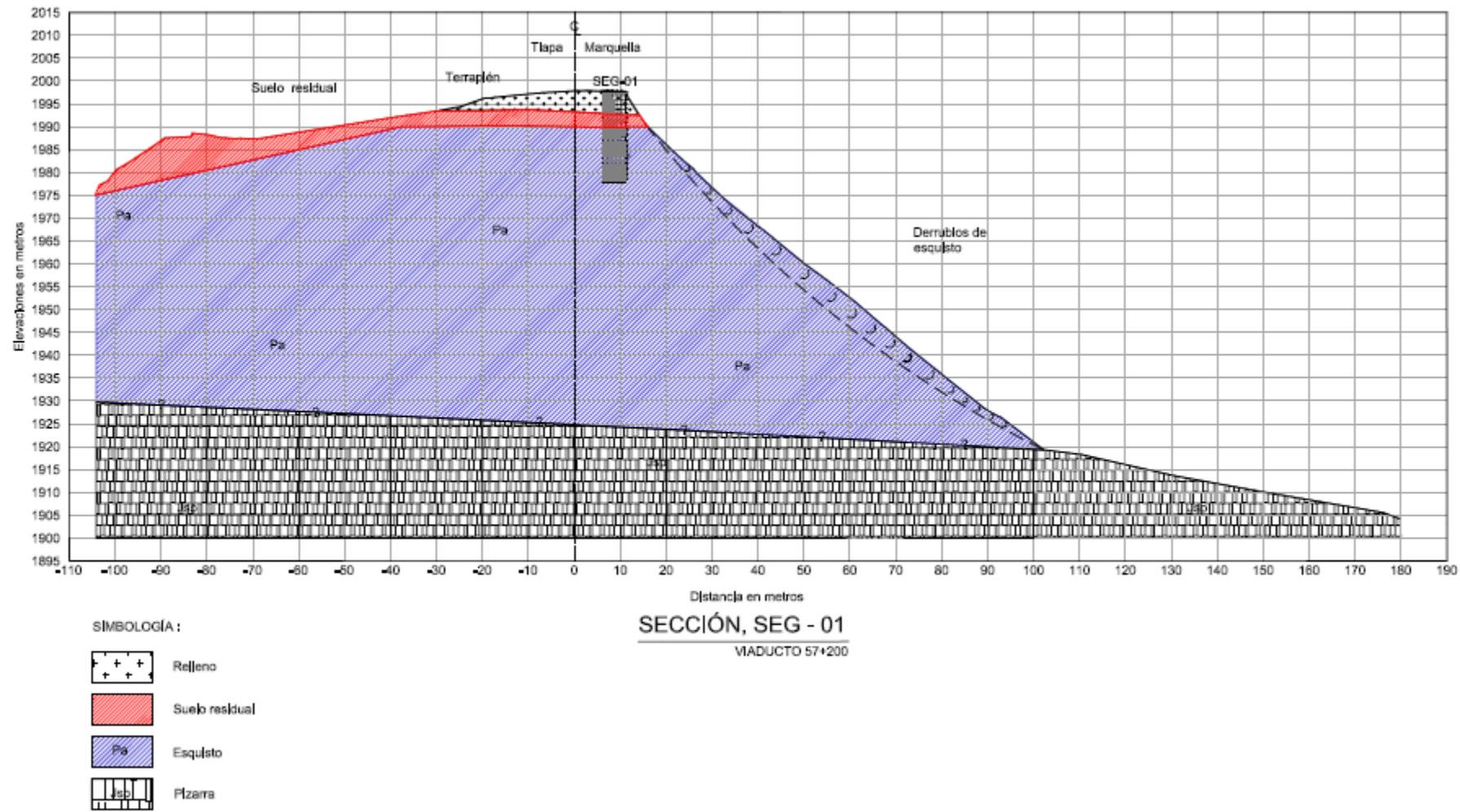


Ilustración 5. Sección geológica transversal del km 57+336

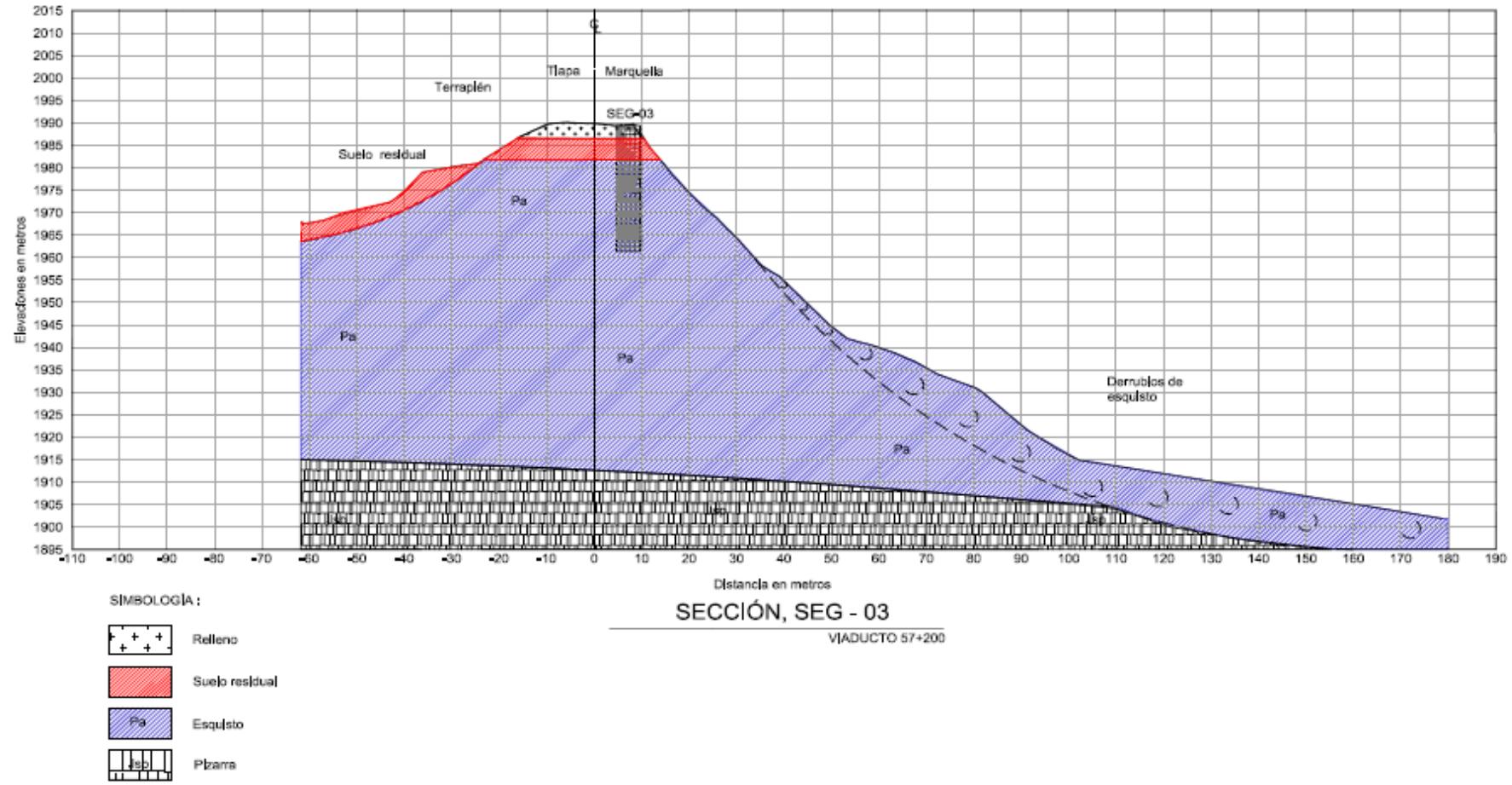


Ilustración 6. Sección geológica transversal del km 57+412

III. ESTUDIO HIDROLÓGICO-HIDRAÚLICO

La carretera Tlapa-Marquelia presenta una inestabilidad entre los kilómetros 57+320 y 57+420 que reduce el ancho de la calzada a un carril y pone en riesgo la seguridad de los usuarios. La inestabilidad se asocia a la evolución de una cárcava de erosión por los escurrimientos superficiales y la descarga de las distintas obras de drenaje existentes por carecer de estructuras de disipación y amortiguamiento que mitiguen la erosión de la ladera.

Por lo anterior, se solicitó la elaboración de los estudios técnicos que permitan efectuar el diagnóstico de la problemática para poder desarrollar el proyecto de estabilización y con ello mejorar las condiciones de seguridad de la carretera.

Objetivo. Analizar las precipitaciones y condiciones hidrográficas de las cuencas de aportación para determinar el gasto de diseño y evaluar las condiciones actuales de las obras de drenaje existentes, las adicionales que se requieran y en general de todos los elementos que conforman las obras complementarias ubicadas en el sitio del km 57+200.

Alcances. Descripción de los trabajos de campo y gabinete que sirvieron para definir las condiciones hidrológicas del sitio del km 57+380, el gasto de diseño y las recomendaciones para mejorar el drenaje pluvial en el sitio entre los km 57+320 y 57+420.

III.1. OBSERVACIONES DE CAMPO.

El sitio del km 57+380 se localiza en la carretera de Tlapa-Marquelia en un puerto o desfiladero, Ilustración 7. Localización del sitio del km 57+20, del lado derecho existe una cárcava de erosión que ha reducido el ancho de calzada, Ilustración 8. Cárcava de erosión del lado derecho de la vialidad en el km 57+380 y ha sido una de las causas que han propiciado la evolución de la cárcava.

III.2. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN

Área de aportación. Se identificaron dos cuencas de aportación en el sitio indicadas con los números I y II; para delimitar las cuencas de aportación y determinar su área, se empleó la planta topográfica a partir de las cuales también se obtuvo la longitud de los cauces y las pendientes, Ilustración 9. Cuencas de aportación.

En la Tabla 4. Características de las cuencas identificadas, se resumen las características de las dos cuencas identificadas, el área I corresponde a la ladera por arriba del nivel de calzada y la II a la vialidad cuyos escurrimientos son conducidos por una cuneta que se localiza en el lado derecho.

Tabla 4. Características de las cuencas identificadas

Cuenca:	I	II	
		Vialidad	
Ac=	0.00223	0.001	Km2
L=	0.02	0.12	Km
Cota superior=	2020	2005	msnm
Cota inferior=	2005	1997	msnm
Desnivel=	15	8	m
S=	0.75	0.0667	
C=	0.2	0.95	

Precipitación. Se recopiló la información de intensidad de lluvia de la publicación: “ (DGPSTC-SCT, 1991), para la estación “Malinaltepec” que se encuentra muy cercana al sitio en estudio. La Tabla 5. Resumen de intensidades (mm/hra). SCT, 2000. Estación Malinaltepec., muestra las características de dicha estación climatológica.

Tabla 5. Resumen de intensidades (mm/hra). SCT, 2000. Estación Malinaltepec.

		Duración					
		MALINALTEPEC					
Tr		5	10	20	30	60	minutos
años		0.08	0.17	0.33	0.5	1	horas
10		200	140	110	95	50	
20		240	170	130	110	60	
25		250	1800	135	120	65	
50		260	200	150	130	70	
100		300	225	170	155	80	

III.3. DETERMINACIÓN DEL GASTO DE DISEÑO

Para determinar el gasto de diseño se empleó el método Racional Americano, mediante la siguiente expresión:

Ecuación 1

$$Q_p = 0.2778 C i A_c$$

Dónde:

Q_p Gasto máximo posible que puede presentarse en la cuenca cuando la duración de la precipitación es igual o mayor que el tiempo de concentración. Conocido también como gasto de equilibrio, en l/s.

C Coeficiente de escurrimiento que representa la fracción de la lluvia que escurre en forma directa. Para las condiciones de la cuenca en estudio su valor se selecciona de acuerdo al tipo de suelo y vegetación.

i Intensidad de lluvia, en mm/hra

Ac Área de la cuenca por drenar, en km^2

Coeficiente de escurrimiento. Los valores recomendados del coeficiente de escurrimiento para suelos con praderas y pendientes escarpadas y para superficies recubiertas son de 0.20 y 0.95, respectivamente.

Intensidad de lluvia. La selección de la intensidad de lluvia de diseño depende de la duración de la tormenta, la condición más crítica se presenta cuando la duración es igual al tiempo de concentración. El tiempo de concentración es el tiempo que tarda en llegar el escurrimiento desde el punto más alejado del área de aportación, al sitio de estudio de interés. Los tiempos de concentración se determinaron considerando velocidades medias de 1.5 m/s para la ladera y 2 m/s para el agua que escurre por la vialidad, t_{c1} , la fórmula de Kirpich, t_{c2} , y la fórmula de Rowe t_{c3} .

Ecuación 2

$$t_{c1} = \frac{L}{3600 v}$$

Ecuación 3

$$t_{c2} = \frac{0.000325L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

Ecuación 4

$$t_{c3} = \left[\frac{0.86L^3}{H} \right]^{0.385}$$

Dónde:

t_{c1} , t_{c2} y t_{c3} Tiempos de concentración, en horas.

L Longitud del cauce principal, en m y km para la Ecuación 4.

H Desnivel del cauce principal, en m.

v Velocidad media del flujo en el cauce principal, en m/s.

S Pendiente del cauce principal.

De acuerdo con las ecuaciones y en la Tabla 4. Características de las cuencas identificadas, los tiempos de concentración resultaron ser los que se muestran en la Tabla 6. Tiempos de concentración para las cuencas identificadas.

Tabla 6. Tiempos de concentración para las cuencas identificadas.

Cuenca:	I	II		
Velocidad=	1.5	2		m/s
t_{c1} =	0.22	1		minutos
t_{c2} =	0.22	2.21		minutos Kirpich
t_{c3} =	0.22	2.2		minutos Rowe
Promedio:	0.22	1.8		minutos

Con la información anterior se determinó el gasto de diseño, para un periodo de retorno de 50 años, considerando las intensidades obtenidas de la publicación (DGPSTC-SCT, 1991) y una duración de 5 minutos para ambas cuencas. Con fines comparativos se estimaron los gastos con el método de las envolventes de gastos máximos de Creager y Lowry. En la Tabla 7. Comparación de gastos obtenidos con tres diferentes métodos. (l/s), se presentan los resultados obtenidos en los análisis.

Tabla 7. Comparación de gastos obtenidos con tres diferentes métodos. (l/s)

Cuenca	Racional Americano	Creager	Lowry
I	32	19	69
II	66	4	30

III.4. REVISIÓN HIDRÁULICA DE LAS OBRAS DE DRENAJE

La revisión de las obras de drenaje se efectuó para ambas cuencas que influyen directamente en el sitio, por lo cual los escurrimientos serán conducidos por una cuneta de sección tipo que se reconstruirá del lado derecho e izquierdo de la calzada, Ilustración 10. Propuesta para reconstruir cunetas dañadas., antes y después del puente viaducto. La revisión de las obras de drenaje se efectuó con el gasto obtenido con el Método Racional Americano, empleando la fórmula de Manning para flujos permanentes, mediante la siguiente expresión:

Ecuación 5

$$Q = \frac{A}{n} s^{1/2} R^{2/3}$$

Dónde:

Q Capacidad máxima de la obra de drenaje, en m³/s.

A Área mojada, en m².

n Coeficiente que depende de la rugosidad de la pared.

S Pendiente de la obra de drenaje.

R Radio hidráulico en m, en función del tirante hidráulico.

En los análisis se consideró que las cunetas trabajan al 80%. En la Tabla 8. Revisión de las obras de drenaje, se presenta una comparativa de las capacidades de las obras de drenaje y de los gastos de diseño que deben conducir.

Tabla 8. Revisión de las obras de drenaje

Obra hidráulica	Capacidad de la obra trabajando al 80%, l/s	Gasto de diseño, l/s
Cuneta lado A	406	99
Cuneta lado B	406	99

Analizando los resultados obtenidos se concluye que la geometría propuesta para las cunetas fue suficiente para conducir los gastos obtenidos para un periodo de retorno de 50 años.

En este sitio se recomienda reconstruir las cunetas de ambos lados y la del lado derecho desviarla por debajo del puente y unirlas con un lavadero para que ambas descarguen del lado izquierdo, Ilustración 11. Características de los lavaderos., y evitar que el agua llegue a la cárcava.

III.5. CONCLUSIONES DEL ESTUDIO HIDROLÓGICO-HIDRÁULICO.

En el sitio en estudio se identificaron dos cuencas de aportación y sólo una tiene influencia directa en la erosión.

Los métodos de envolventes de gastos máximos toman en cuenta sólo el área de la cuenca. Existen una gran cantidad de fórmulas de este tipo, pero las más usadas en México son las de Creager y Lowry. Son de gran utilidad en casos en que se requieran solo estimaciones gruesas de los gastos máximos probables, o bien cuando se carezca casi por completo de información.

La extinta (CPNH-SARH, 1971) calculó los valores de los coeficientes para 37 regiones de la República Mexicana. Estos métodos no se asocian a un período de retorno específico en sus resultados, por la forma en que se desarrolla la metodología se deduce que corresponden a los gastos máximos registrados en el período estudiado, por lo que, en este caso, se deben considerar sólo como referencia.

Los gastos de diseño para las cuencas I y II, resultaron ser de 32 l/s y 66 l/s respectivamente.

ANEXO 1: ILUSTRACIONES

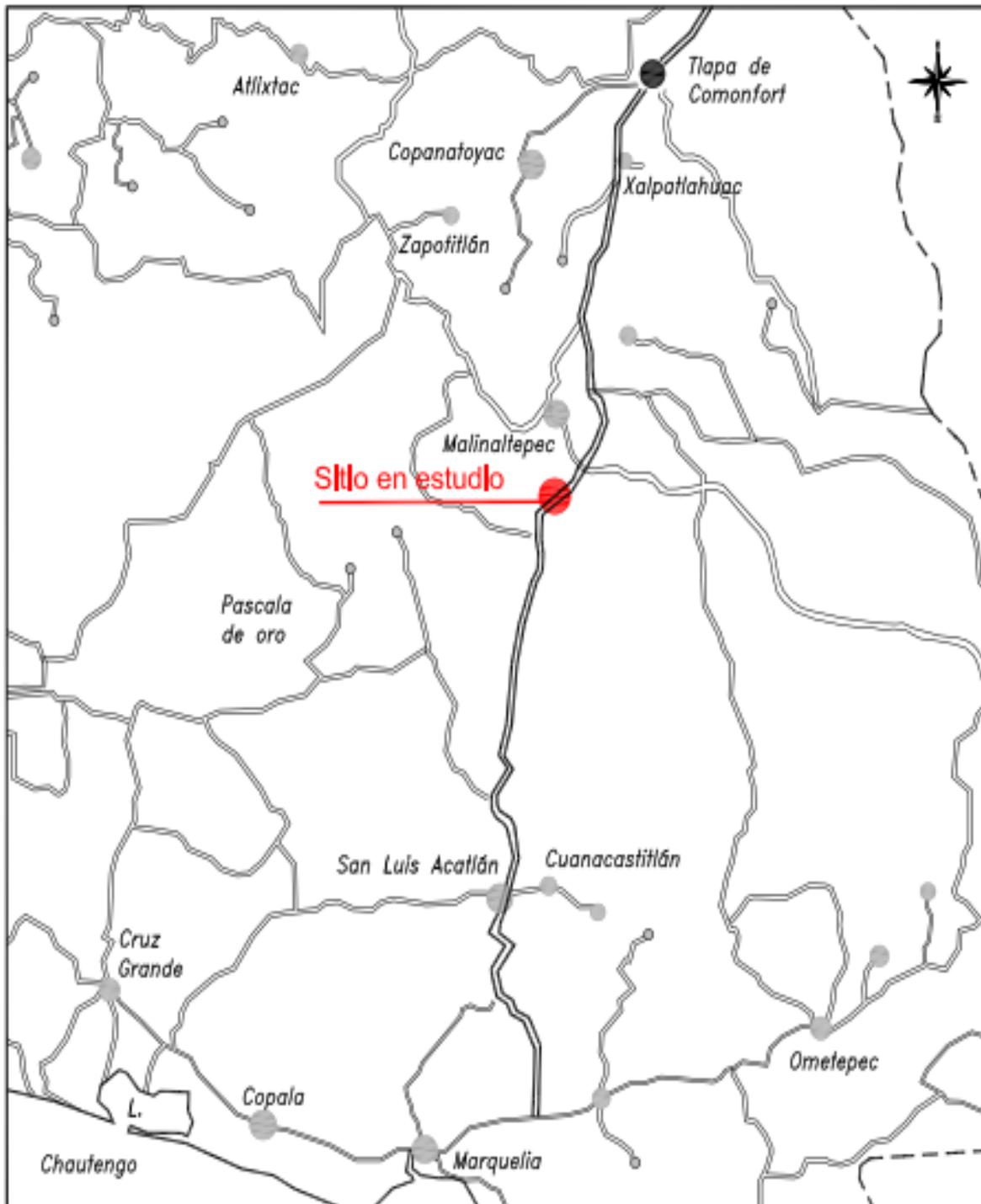


Ilustración 7. Localización del sitio del km 57+20



Ilustración 8. Cárcava de erosión del lado derecho de la vialidad en el km 57+380

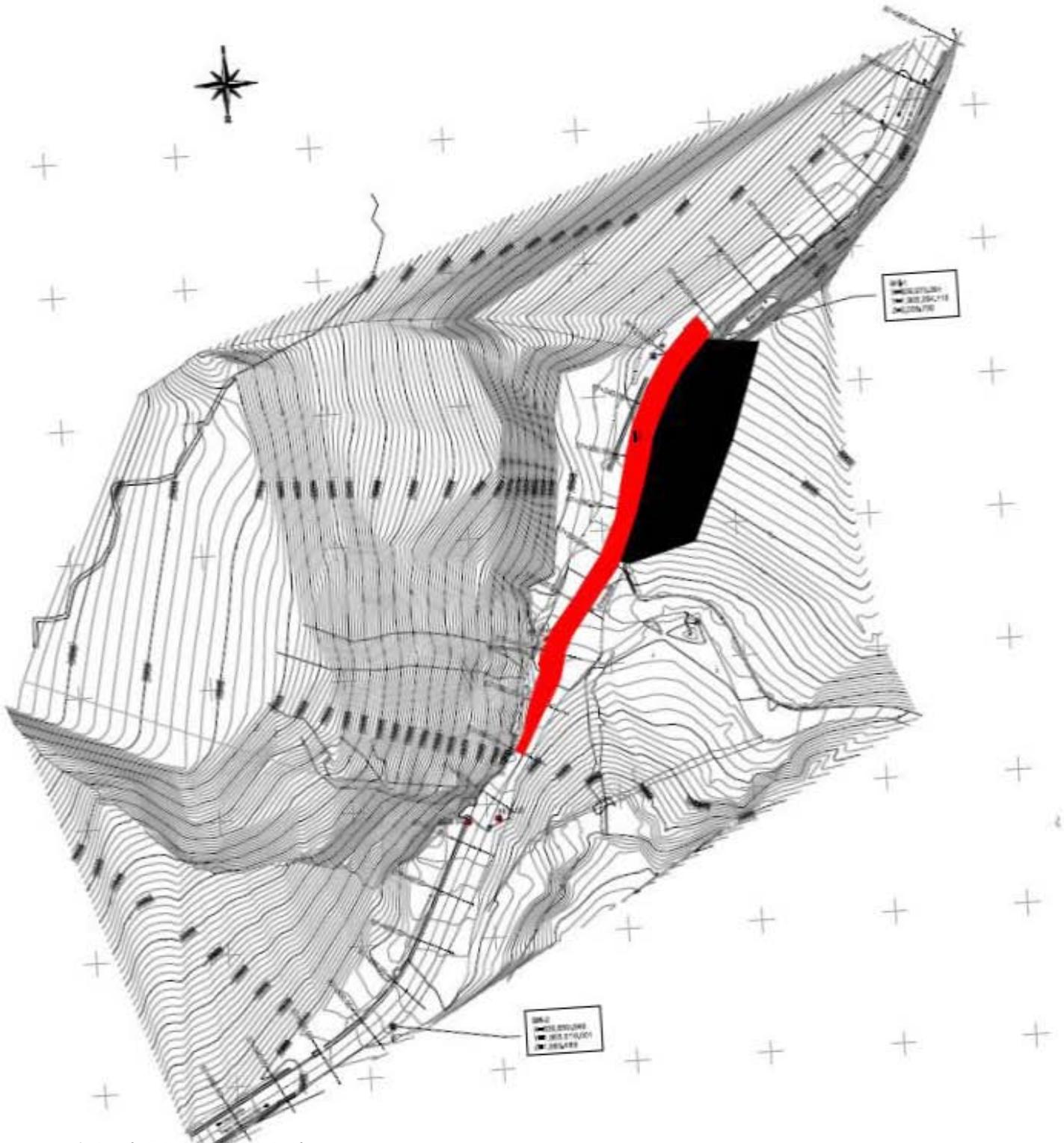
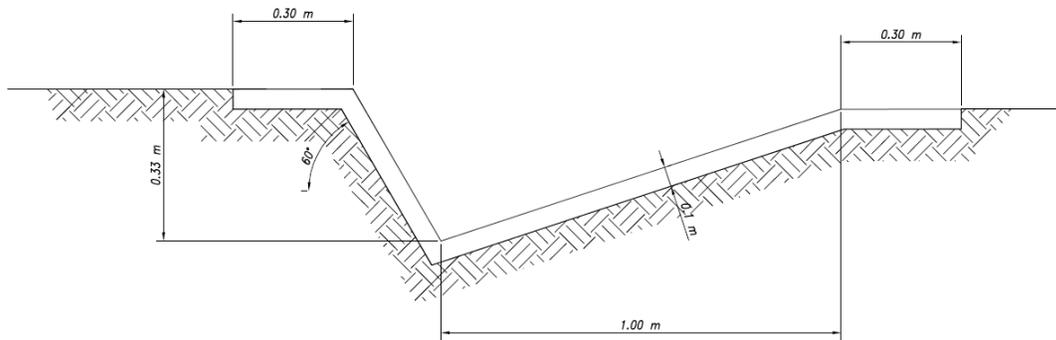


Ilustración 9. Cuencas de aportación



DETALLE

Sin Escala

Ilustración 10. Propuesta para reconstruir cunetas dañadas.

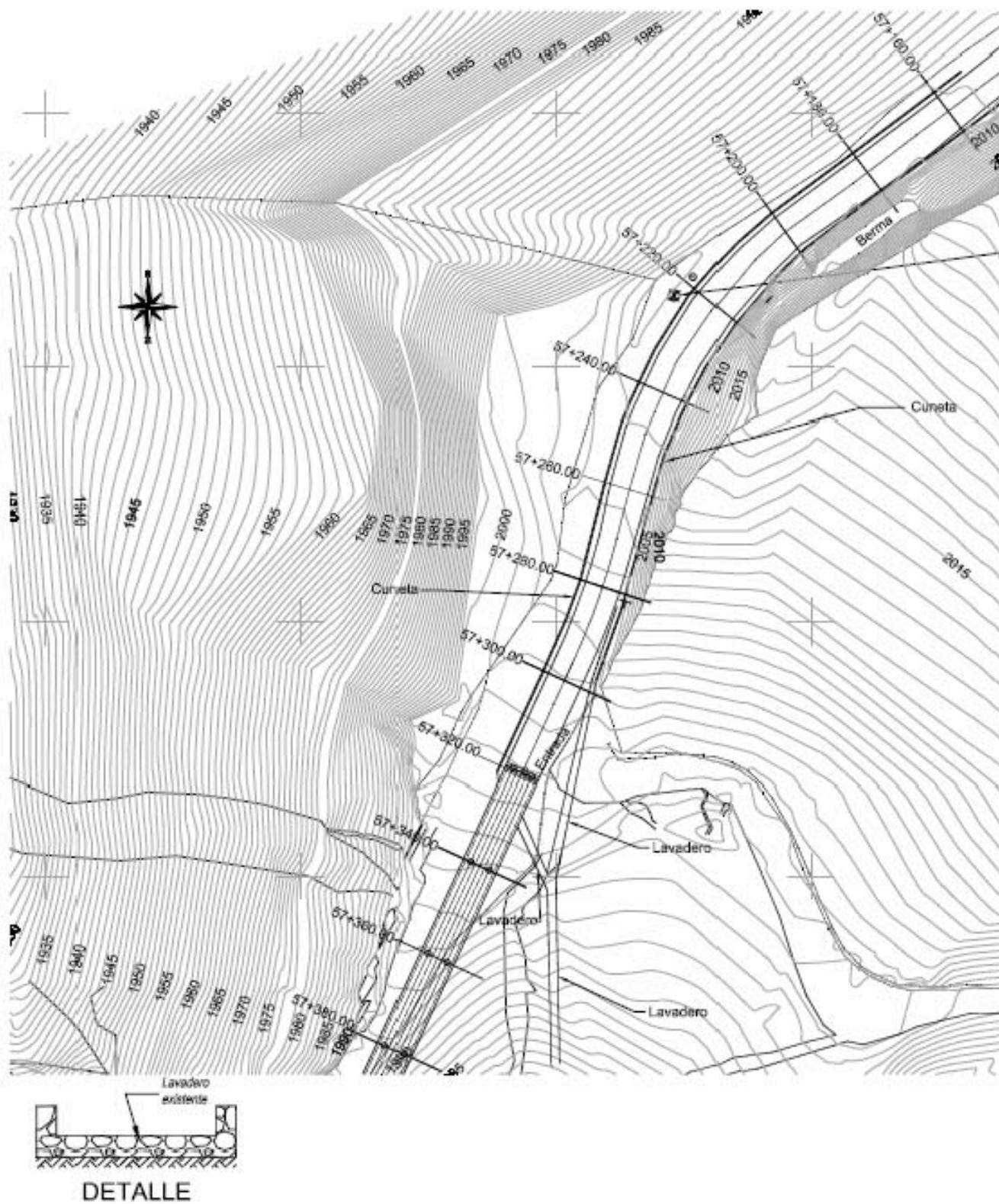


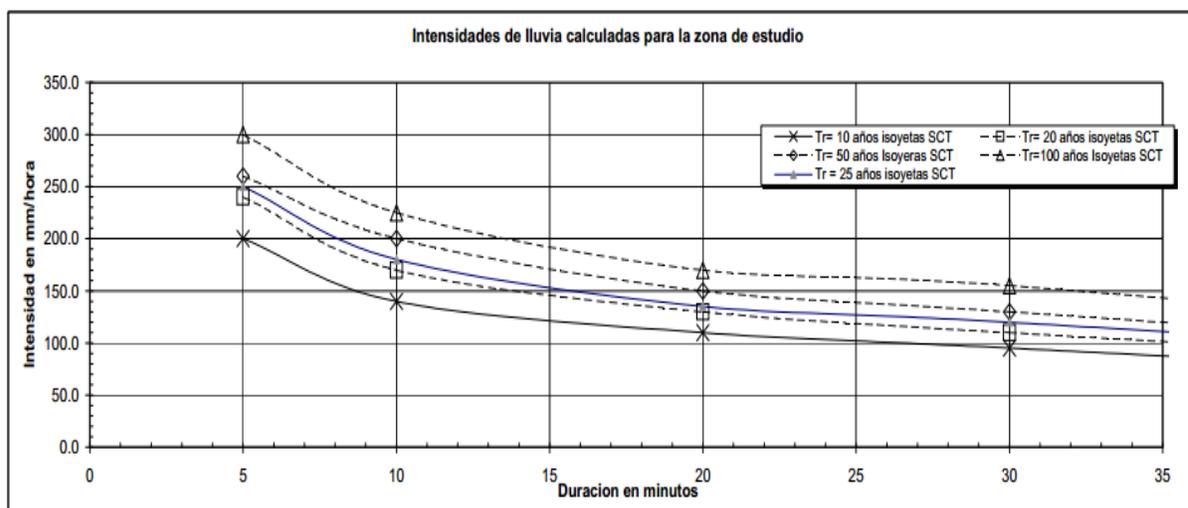
Ilustración 11. Características de los lavaderos.

ANEXO 2: MEMORIA DE CÁLCULO

- 1) Resumen de intensidades, en mm/hora, obtenidas de la publicación: isoyetas de intensidades-duración-frecuencia de la República Mexicana, de la SCT, edición 2000 para la Estación Climatológica de Malinaltepec Guerrero.

		Duración					
		Malinaltepec					
Tr		5	10	20	30	60	
años		0.08	0.17	0.33	0.5	1	min.
10		200	140	110	95	50	horas
20		240	170	130	110	60	
25		250	180	135	120	65	
50		260	200	150	130	70	
100		300	225	170	155	80	

- 2) Calculo de gastos asociados a las precipitaciones calculadas, los métodos utilizados para la estimación de los gastos son aplicables para cuencas pequeñas, menores a 25 km^2 .



2.1 Fórmula Racional.

Este modelo toma en cuenta, además del área de la cuenca, la altura o intensidad de la precipitación y es hoy en día muy utilizado, particularmente en el diseño de drenajes urbanos. Para considerar la condición de poca o nula permeabilidad se utilizará la precipitación efectiva calculada. La fórmula racional es la siguiente:

$$Q_p = 0.2778 C i A_c$$

Q_p Gasto máximo posible que puede presentarse en la cuenca cuando la duración de la precipitación es igual o mayor que el tiempo de concentración.

También se le conoce como gasto de equilibrio en m^3/s .

C Coeficiente de escurrimiento que representa la fracción de la lluvia que escurre en forma directa. Para las condiciones de la cuenca bajo estudio su valor se selecciona de acuerdo el tipo de suelo y vegetación

i Intensidad de la lluvia en mm/h

A_c Área de la cuenca en km^2 .

El tiempo de concentración, t_c , es el tiempo que requiere una partícula de agua en desplazarse desde el punto más alejado de la cuenca hasta el sitio en estudio. Se puede determinar con las siguientes formulas:

$$t_{c1} = \frac{L}{3600 v} \quad \text{Fórmula general}$$

$$t_{c2} = \frac{0.000325 L^{0.77}}{v^{0.385}} \quad \text{Fórmula de la USSCS (Kirpich)}$$

$$t_{c3} = \left[\frac{0.86 L^3}{H} \right]^{0.385} \quad \text{Fórmula de Rowe}$$

Datos de las áreas de aportación:

Cuenca:	I	II	
		Vialidad	
Ac=	0.00223	0.001	Km ²
L=	0.02	0.12	Km
Cota superior=	2020	2005	msnm
Cota inferior=	2005	1997	msnm
Desnivel=	15	8	m
S=	0.75	0.0667	
C=	0.2	0.95	

Matorral con bosque bajo caducifolio, suelo areno-limoso con fragmentos de roca y pendientes escarpadas. Coeficiente de escurrimiento seleccionado=0.2 para el terreno natural y 0.95 para la vialidad.

Las pendientes prácticamente se pueden considerar uniformes, por lo que se puede determinar:

$$S = \frac{\text{desnivel}}{\text{longitud}}$$

Cuenca	I	II	
Los tiempos de concentración calculados son:			
Velocidad	1.5	2	m/s
t_{c1}	0.22	1	minutos
t_{c2}	0.22	2.21	minutos Fórmula de Kirpich
t_{c3}	0.22	2.2	minutos Fórmula de Rowe
Promedio	0.22	1.8	minutos

Para que se alcance la condición de gasto de equilibrio, la duración de la lluvia deberá ser igual o mayor que el tiempo de concentración.

Gastos máximos calculados con la formula racional en litros por segundo para intensidades obtenidas con las intensidades publicadas por la SCT.

CUERPO A

CUENCA: I

Tr años	D u r a c i ó n				
	5 0.08	10 0.17	20 0.33	30 0.50	60 1.00
10	24.78	17.35	13.63	11.77	6.19
20	29.74	21.06	16.11	13.63	7.43
25	30.97	22.30	16.73	14.87	8.05
50	32.21	24.78	18.58	16.11	8.67
100	37.17	27.88	21.06	19.20	9.91

CUENCA: II

Tr años	D u r a c i ó n				
	5 0.08	10 0.17	20 0.33	30 0.50	60 1.00
10	51	35	28	24	13
20	61	43	33	28	15
25	63	46	34	30	16
50	66	51	38	33	18
100	76	57	43	39	20

Estos métodos toman en cuenta solo el área de la cuenca. Existen una gran cantidad de fórmulas de este tipo, pero las más usadas en México son las de Creager y Lowry. Son de enorme utilidad en casos en que se requieran solo estimaciones gruesas de los gastos máximos probables, o bien cuando se carezca casi por completo de información. La extinta SARH ha calculado los valores de los coeficientes para 37 regiones de la República Mexicana.

Fórmula de Creager

$$q = 1.303C_c(0.386A_c)^\alpha A_c^{-1}$$

$$\alpha = \frac{0.936}{A_c^{-1}}$$

Dónde:

q Gasto por unidad de área km^2

Q Gasto máximo en m^3/s $Q = qA_c$

C_c : Coeficiente empírico regionalizado para la República Mexicana

= 100

CUENCA:		I	II	
A_c	área de la cuenca en Km^2 =	0.002230	0.001	Km^2
El gasto calculado con la fórmula de Creager es:		0.018578	0.0043	m^3/s

Fórmula de Lowry

$$q = \frac{C_L}{(A_c + 259)^{0.85}}$$

Dónde:

q Gasto por unidad de área km^2

Q Gasto máximo en m^3/s $Q = qA_c$

C_c Coeficiente empírico regionalizado para la República Mexicana

$$= 3500$$

	CUENCA:	I	II	
A_c -área de la cuenca en Km^2 =		0.002230	0.001	Km^2
El gasto calculado con la fórmula de Lowry es:		0.06935	0.030	m^3/s

Capacidad de las Obras de Drenaje

Análisis de flujo permanente mediante la fórmula de Manning:

$$Q = \frac{A}{n} S^{\frac{1}{2}} R^{\frac{2}{3}}$$

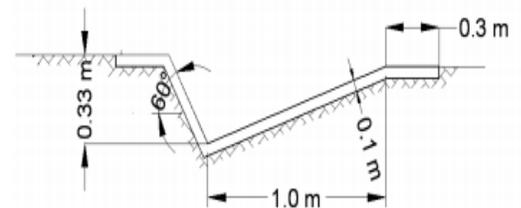
Coeficiente de rugosidad para concreto:

$$n = 0.015$$

Revisión de las cunetas existentes en las autopistas trabajando al 80%

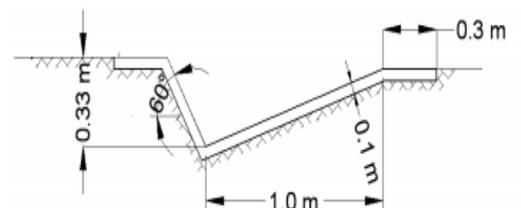
CUNETAS LADO DERECHO				
Pendiente	Radio hidráulico m	Área hidráulica m ²	Capacidad de la contracuneta m ³ /seg	Gasto por conducir m ³ /seg
0.0660	0.105625187	0.1063374	0.41	0.099

OK



CUNETAS LADO IZQUIERDO				
Pendiente	Radio hidráulico m	Área hidráulica m ²	Capacidad de la contracuneta m ³ /seg	Gasto por conducir m ³ /seg
0.0660	0.105625187	0.1063374	0.41	0.099

OK



SECCIÓN DE LA CUNETAS

IV. ESTUDIO GEOTÉCNICO

La carretera Tlapa-Marquelia presenta una inestabilidad entre los km 57+320 al 57+420 que reduce el ancho de la calzada a un carril y pone en riesgo la seguridad de los usuarios. La inestabilidad se asocia a la evolución de una cárcava de erosión por los escurrimientos superficiales y la descarga de las distintas obras de drenaje existentes por carecer de estructuras de disipación y amortiguamiento que mitiguen la erosión de la ladera.

Por lo anterior se realiza elaboración de los estudios técnicos que permitan efectuar el diagnóstico de la problemática para poder desarrollar el proyecto de estabilización y con ello mejorar las condiciones de seguridad de la carretera.

Objetivo. Analizar los aspectos de la geología y la hidrogeología del proyecto que se vienen analizando en los capítulos anteriores. Esta información será utilizada en la formulación de alternativas del proyecto, evaluación y selección de alternativas preferidas.

Alcances. Se describen los trabajos de campo realizados y se presentan los planos correspondientes a la planta topográfica, los perfiles de la vialidad y las secciones transversales al eje de la carretera.

IV.1. CONDICIONES GEOTÉCNICAS

El sitio en estudio corresponde a un puerto o desfiladero localizado en un tramo recto con una pendiente descendiente hacia Marquelia, geográficamente se ubica en las coordenadas 17° 12' 52.13" latitud norte y 98° 39' 39" de longitud oeste, a una altura de 2186 m sobre el nivel del mar, Ilustración 12. Croquis de localización del sitio en estudio. ; del lado derecho existe una cárcava de erosión que ha reducido el ancho de calzada. Ilustración 13. Cárcava de erosión del lado derecho de la vialidad.

A la derecha de la vialidad existe una cuneta que descarga en el km 57+345 y se infiere ha sido una de las causas que ha propiciado la evolución de la cárcava, Ilustración 14. Cuneta destruida existente del lado derecho de la vialidad.

IV.2. GEOLOGÍA DEL SITIO

La carretera Tlapa-Marquelia se construyó sobre una franja de formaciones tectonizadas y molidas, pertenecientes a las edades geológicas: Jurásico, Triásico, Paleozoico y Precámbrico. Esta franja, de unos 20 a 30 km de ancho, bordea el flanco poniente del basamento Oaxaqueño en los límites de Oaxaca y Guerrero, en dirección norte-sur.

El hecho de haber construido la carretera dentro de esta franja donde casi toda la roca está triturada y a veces, hasta molida y reducida a polvo como producto de la actividad de los empujes geológicos, da como resultado la presencia de derrumbes y deslizamientos naturales de enormes proporciones.

La geología del sitio está constituida por un esquisto verdoso, muy alterado y fracturado, de edad Paleozoica y debe pertenecer al Complejo Acatlán; adicionalmente existe una secuencia pizarrosa de coloración negra correlacionada con la formación Acuitaban, Ilustración 15. Sección geológica del sitio.

IV.3. CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA DEL MACIZO ROCOSO

La clasificación geomecánica del macizo rocoso se efectuó mediante la observación directa en campo, utilizando el criterio desarrollado por Bieniawski en 1973, también conocido como clasificación RMR (Rock Mass Rating), en el que se toman en cuenta los siguientes parámetros geológicos-geotécnicos:

- Resistencia de la matriz rocosa: determinada a partir de valores típicos registrados en la literatura.
- Índice de calidad de la roca, RQD.
- Familias de discontinuidades.
- Separación de discontinuidades.
- Características de las discontinuidades: longitud, abertura, rugosidad, relleno, alteración.
- Condiciones hidrogeológicas.

A cada uno de estos parámetros se les asigna una puntuación, se obtiene la sumatoria y se efectúa una corrección por la orientación de las fracturas para finalmente obtener el índice de calidad RMR, que varía de 0 a 100, como se muestra en la Tabla 9. Clasificación RMR.

Tabla 9. Clasificación RMR

Clase	I	II	III	IV	V
Calidad	Muy buena	Buena	Media	Mala	Muy mala
Puntuación	100-81	80-61	60-41	40-21	<20

La clasificación RMR del esquisto resultó ser roca de mala calidad, obtuvo una puntuación de 25, en el Anexo 3 se presenta el formato empleado que permitió evaluar la ladera.

IV.4. TRABAJOS DE CAMPO

Recorridos de inspección.

Se efectuaron varios recorridos de inspección en los que se identificaron las características geológico—geotécnicas de la ladera y determinar la ubicación más apropiada de los sondeos para definir la estratigrafía del sitio.

Sondeos de exploración.

Se realizaron tres sondeos de exploración geotécnica a profundidades variables entre 19.60 y 30.10 metros para determinar las características geotécnicas de la masa potencialmente inestable que afecta a la ladera y carretera.

Para ello se emplearon técnicas de la penetración estándar (SPT) con recuperación de muestras alteradas, el muestreo con barril Wire Line para obtener núcleos de roca y conocer su calidad. La ubicación de los sondeos se muestra en la Ilustración 16. Ubicación de los sondeos

Para la ejecución de los sondeos se utilizó una perforadora Long Year 34, tal como se ilustra en el reporte fotográfico del Anexo 3.

En la Tabla 10. Sondeos de exploración geotécnica., se muestran las características de cada uno de los sondeos y en el Anexo 4 se presentan las columnas estratigráficas de mismos.

Tabla 10. Sondeos de exploración geotécnica.

SONDEO	UBICACIÓN	PROFUNDIDAD (m)
SEG-1	Km 57+413, lado A	19.6
SEG-2	Km 57+413, lado B	30.1
SEG-3	Km 57+328, lado A	27.19

IV.5. MODELO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

Interpretación estratigráfica.

La estratigrafía del sitio se definió a partir del estudio geológico, de la interpretación de los sondeos de exploración y de los diferentes recorridos de inspección efectuados en campo, con los que se preparó el modelo geológico geotécnico que se presenta en el Anexo 3.

Se detectaron tres unidades y un relleno superficial que constituye la estructura del pavimento y el terraplén constituido por limo de color rojizo y consistencia muy firme: Las tres unidades son:

- Suelos residuales (producto de la alteración del esquisto) constituidos por arcilla de color café rojizo de consistencia muy dura.
- Esquisto muy alterado y fracturado de color gris verdoso con algunas zonas oxidadas gris oscuro. El esquisto se deriva del metamorfismo de capas de areniscas y lutitas.

- Pizarra de color negro intrusionadas en el esquisto en forma de lentes. Como referencia, este estrato solamente se detectó en el levantamiento geológico.

A continuación, se presenta una descripción de los materiales y contactos detectados en cada sondeo:

Sondeo de exploración geotécnica SEG-1.

De 0.0 a 1.00 m Relleno constituido por limo arenoso de color verde con grumos de arcilla.

De 1.0 a 5.00 m Terraplén conformado por limo de color rojizo de consistencia muy firme.

De 5.00 a 8.00 m Suelo residual formado por arcilla color café rojizo de consistencia muy dura y dura.

De 8.00 a 19.60 m Esquisto de color gris verdoso, muy alterado y fracturado con algunas zonas oxidadas de color marrón.

Sondeo de exploración geotécnica SEG-2.

De 0.0 a 3.00 m Terraplén conformado por limo rojizo con materia orgánica mal compactado.

De 3.00 a 10.00 m Suelo residual constituido por arcilla color café rojizo de consistencia firme y muy firme.

De 15.00 a 21.00 m Esquisto de color gris verdoso, muy alterado y fracturado con algunas zonas oxidadas de color marrón.

De 21.00 a 30.10 m Esquisto de color gris verdoso, muy alterado y fracturado con algunas zonas oxidadas de color marrón, con minerales de cuarzo y feldespatos.

Sondeo de exploración geotécnica SEG-3.

De 0.0 a 0.20 m Estructura de pavimento

De 0.20 a 4.00 m Terraplén conformado por arcilla color rojizo de consistencia firme.

De 4.00 a 8.00 m Suelo residual formado por arcilla de color café rojizo de consistencia muy firme a dura.

De 8.00 a 20.50 m Esquisto de color gris verdoso, muy alterado y fracturado con algunas zonas oxidadas de color marrón.

De 20.50 a 27.20 m Esquisto de color gris verdoso, muy alterado y fracturado con algunas zonas oxidadas de color marrón, con minerales de cuarzo y feldespatos.

IV.6. MECANISMOS DE INESTABILIDAD

La inestabilidad se asocia a la evolución de una cárcava de erosión favorecida por la deforestación de la ladera, por los escurrimientos superficiales y la descarga de las distintas obras de drenaje existentes por carecer de estructuras de disipación y amortiguamiento que mitiguen la erosión del puerto, Ilustración 17. Mecanismo de Inestabilidad.

IV.7. PARÁMETROS DE DISEÑO

Los parámetros de resistencia de los suelos residuales y de los esquistos se obtuvieron mediante valores reportados en la literatura en función del RMR (Rock Mass Rating) de esta forma se tiene que:

Para el esquisto alterado y fracturado con confinamiento

(Para un RMR= 25, (I, 2008))

$$c = 13 \text{ t/m}^2$$

$$\phi = 18^\circ$$

$$\gamma = 1.90 \text{ t/m}^2$$

Para el relleno y los suelos residuales café rojizo (I, 2008)

$$c = 5 \text{ t/m}^2$$

$$\phi = 10^\circ$$

$$\gamma = 1.70 \text{ t/m}^2$$

En el Anexo 3 se presenta la clasificación RMR del macizo rocoso realizada para determinar las propiedades mecánicas de los materiales representativos del sitio.

IV.8. PROPUESTA PARA RECUPERAR ALINEAMIENTO DE LA CARRETERA

Tomando en cuenta que la cárcava de erosión ha invadido prácticamente el trazo de la carretera se propone modificar el alineamiento de la vialidad hacia el lado izquierdo por medio de un puente viaducto de 120 metros de longitud con 6 tramos de 20.0 metros cada uno, en cada apoyo se colocaran dos pilas de cimentación de 1.20 metros de diámetro, Ilustración 18. Puente Viaducto.

IV.9. CAPACIDAD DE CARGA

La capacidad de carga total de la pila es la suma de las siguientes componentes:

1. La capacidad por punta debida al desplante de la pila.
2. La capacidad por fricción que se desarrolla en la longitud del fuste.

Capacidad por punta

La capacidad de carga última por punta puede estimarse mediante la siguiente expresión, adaptada a partir de las investigaciones de Reese y O'Neill (Reese, 1988):

Ecuación 6

$$q_{pu} = 2N_{SPT}$$

Dónde:

q_{pu} Capacidad de carga última por punta en kg/cm^2

N_{SPT} Número de golpes obtenido en la prueba de penetración estándar en el estrato de apoyo.

Con el valor de q_{pu} se calculan las capacidades para diferentes diámetros de pilas con la expresión:

Ecuación 7

$$Q_{pu} = q_{pu}A_p$$

Dónde:

Q_{pu} Capacidad de carga última por punta

A_p Área de la punta de la pila

Los valores de capacidad de carga última para diferentes diámetros de pila se resumen como se ejemplifica en la Tabla 11. Resumen de los valores de Capacidad de Carga Última por Fricción para los diferentes diámetros de la pila.

Fricción lateral

La capacidad por fricción lateral sobre las pilas se estima con la siguiente expresión. (Tamez, 2001)

Ecuación 8

$$FP = \pi d \Sigma h_i F_L$$

Dónde:

FP Capacidad por fricción lateral, t**d** Diámetro de la pila, m**h_i** Espesor del estrato "i" en que se ha dividido la estratigrafía en toda la longitud de la pila, m.**F_L** Fricción lateral unitaria, t/m²

La fricción lateral unitaria en los esquistos se estima con la siguiente expresión:

a) Para suelos cohesivos:

Ecuación 9

$$f_L = c_{uu}$$

Dónde:

c_{uu} Resistencia no drenada del esquisto i, t/m²

Tabla 11. Resumen de los valores de Capacidad de Carga Última por Fricción para los diferentes diámetros de la pila

Diámetro m	Perímetro m	Área m ²	Q _{pu} t	FP t
0.8	2.515	0.5	324	359
1	3.14	0.79	507	449
1.2	3.77	1.13	729	539
1.4	4.4	1.54	993	629
1.6	5.03	2.01	1297	719

Capacidad de carga admisible a compresión

La capacidad de carga admisible de una pila individual corresponde al valor menor de aplicar dos criterios: a) la resistencia estructural y b) la capacidad de carga del suelo de apoyo; aplicando las expresiones que se detallan a continuación en la

Tabla 12. Comparación entre las Capacidades de Carga Admisibles en compresión estructural y por resistencia del suelo en sismo y en la gráfica de la Ilustración 20. Gráfica de asentamiento vs diámetro de la pila ; dichos valores deberán compararse con las cargas de servicio que transmita la estructura sin aplicar ningún factor de carga.

Capacidad de carga por resistencia estructural

La carga axial máxima en la pila debe ser menor o igual que la resistencia del concreto, afectada por un factor de dimensionamiento; en el límite:

Ecuación 10

$$Q_{aESTR} = \frac{f'_c}{F_{DE}} A_p$$

Dónde:

Q_a Capacidad de Carga Admisible

f'_c Resistencia del concreto

F_{DE} Factor de dimensionamiento estructural igual a 1.75 en condiciones estáticas y 1.4 en condiciones sísmicas

A_p Área de la sección transversal de la pila

Capacidad de carga por resistencia del suelo de apoyo.

La carga máxima en la punta de la pila no debe rebasar la capacidad de carga de la roca afectada por un factor de dimensionamiento como se indica en la siguiente ecuación.

Ecuación 11

$$Q_a = \frac{Q_{pu}}{F_{DEp}} + \frac{FP}{F_{DEf}}$$

Dónde:

F_{DPS} Factor de dimensionamiento por punta en condiciones estáticas y con sismo igual a 3.

F_{DFS} Factor de dimensionamiento por fricción en condiciones estáticas de 2 y en condiciones sísmicas igual a 1.8.

Adicionalmente, debe revisarse que el nivel de esfuerzos asociados al sismo en la punta de la pila se mantenga en límites aceptables; para ello, debe verificarse que la relación de plastificación RP sea menor que 0.2:

Ecuación 12

$$R_p = \frac{Q_{aSSIS} - (FP + 0.1Q_{pu})}{0.9Q_{pu}} \leq 0.2$$

En la Tabla 4 se muestran las capacidades estructurales y por resistencia del suelo en condiciones estáticas y sísmicas obtenidas con la Ecuación 10 y Ecuación 11, respectivamente; la capacidad de carga admisible de una pila individual corresponde al valor menor, como se consigna en las últimas columnas de la misma tabla.

Tabla 12. Comparación entre las Capacidades de Carga Admisible en compresión estructural y por resistencia del suelo en sismo

Diámetro m	Condiciones estáticas		Condiciones sísmicas		Q _a ESTÁTICA	Q _a SISMICA
	Q _a E t	Q _a s t	Q _a E SIS t	Q _a S SIS t	t	t
0.8	861.7	287.8	1077.1	307	287.8	307.7
1	1346.4	393.5	1638	418.4	393.5	418.4
1.2	1938.8	512.7	2423.5	542.7	512.7	542.7
1.4	2638.9	645.4	3298.7	680.4	645.4	680.4
1.6	3446.8	791.7	4308.5	831.6	791.7	831.6

Capacidad de carga admisible a tensión

La capacidad a tensión corresponde a la capacidad por fricción lateral dividida por un factor de dimensionamiento $F_{DT} = 1.8$

Ecuación 13

$$Q_{aTENSIÓN} = \frac{FP}{F_{DT}}$$

Resumen de las capacidades de carga

Las capacidades de carga admisible a compresión en condiciones estáticas y sísmicas y la de tensión se presentan en la Tabla 13. Capacidad de Carga Admisible en pilas y en la gráfica de la Ilustración 19. Gráfica de capacidad de carga vs diámetro de la pila; dichos valores deberán compararse con las cargas de servicio que transmita la estructura sin aplicar ningún factor de carga.

Tabla 13. Capacidad de Carga Admisible en pilas

Diámetro m	COMPRESION		TENSION
	Qa estática t	Qa sísmica t	Qa tensión t
0.8	288	308	200
1	393	418	250
1.2	513	543	299
1.4	645	680	349
1.6	792	832	399

Análisis de asentamientos

El asentamiento total de la pila bajo carga estática δ_T se evalúa como la suma del acortamiento elástico del elemento trabajando como columna corta y el asentamiento originado en el material de apoyo; la expresión de cálculo es la siguiente. (Holguín, 1992) (Suelos, 2001)

Ecuación 14

$$\delta_T = \frac{QL_T}{E_c A_b} + \frac{(3-4\nu)(1+\nu)Q_p}{2\pi E_s d} + \left(\frac{FP-Q_p}{FP}\right)^{0.2} d$$

Dónde:

Q Carga media en la pila

Q_p Carga de trabajo por punta

L_T Longitud total de la pila

E_c Módulo de Young del concreto ($E_c = 14,000 \sqrt{f'c}$)

E_s Módulo de Young del suelo de apoyo

A_b Sección transversal de la pila

ν Relación de Poisson

d Diámetro de la pila

En la Ilustración 20. Gráfica de asentamiento vs diámetro de la pila y en la Tabla 14. Asentamiento y módulo de reacción estático para una carga igual a la admisible, se muestran los asentamientos estimados para pilas de diferentes diámetros bajo una carga igual a la admisible; debe aclararse que el valor mínimo necesario para que se desarrolle la capacidad por fricción es del 2% del diámetro de la pila.

Tabla 14. Asentamiento y módulo de reacción estático para una carga igual a la admisible

Diámetro m	Qa estática t	δ_e cm	δ_s cm	δ_T cm	k t/cm
0.8	288	0	1.3	1.3	225
1	393	0	1.8	1.8	225
1.2	513	0	2.3	2.3	225
1.4	645	0.1	2.8	2.9	221
1.6	792	0.1	3.3	3.4	232

También se incluyen los módulos de reacción estáticos “k”, que se definen como la carga, aplicada en la cabeza de la pila, necesaria para generar un asentamiento unitario:

Ecuación 15

$$k = \frac{Q_a}{\delta_T}$$

Dónde:

- k** Módulo de reacción de las pilas en t/cm
- Q_a** Capacidad de carga admisible en condiciones estáticas
- δ_T** Asentamiento total de la pila

IV.10. CONCLUSIONES DEL ESTUDIO GEOTÉCNICO

Control de erosión en escurrimiento. A lo largo de los surcos de erosión detectados del lado izquierdo, colocar obstáculos con piedras y/o boleos para reducir la velocidad del agua y evitar que continúen erosionándose, Ilustración 21. Recomendación para evitar erosión en surcos

Vegetación de la cárcava. Se formarán terrazas en toda la superficie de la cárcava formando líneas de pequeñas bermas que sirvan para retener tierra y con ello promover el crecimiento de la vegetación. En las terrazas se sembrarán plantas, arbustos y árboles de la región tales como: pastos cola de caballo, sauces y pinos pátula, cuyas raíces proporcionarán un refuerzo natural a la ladera. Adicionalmente se construirá un murete para evitar que el agua escurra por la zona erosionada, Ilustración 22. Recomendaciones para la vegetación de la ladera.

El sitio en estudio se localiza en un puerto o desfiladero, localizado en un tramo recto y la inestabilidad se asocia a la evolución de una cárcava de erosión favorecida por la deforestación de la ladera, por los escurrimientos superficiales y por la descarga de la cuneta, por carecer de estructuras de disipación y amortiguamiento.

La geología del sitio está constituida por un esquisto verdoso, muy alterado y fracturado, de edad Paleozoica y debe pertenecer al Complejo Acatlán; adicionalmente existe una secuencia pizarrosa de coloración negra correlacionada con la formación Acuitlapan.

Los parámetros de resistencia de los materiales que afloran en el corte se determinaron a partir de valores reportados en la literatura en función del RMR (Rock Mass Rating).

La inestabilidad se asocia a la evolución de una cárcava de erosión favorecida por la deforestación de la ladera, por los escurrimientos superficiales y la descarga de las distintas obras de drenaje existentes, por carecer de estructuras de disipación y amortiguamiento que mitiguen la erosión del puerto.

Para recuperar el alineamiento vertical y horizontal de la vialidad se propone la construcción de un puente viaducto con una longitud de 120 metros, formado por 6 claros de 20.0 metros cada uno, cada apoyo se cimentará con 2 pilas de 1.20 metros de diámetro y 21.0 metros de longitud.

Para garantizar la vida útil del puente viaducto se deberá vegetar la lade

ANEXO 1: ILUSTRACIONES

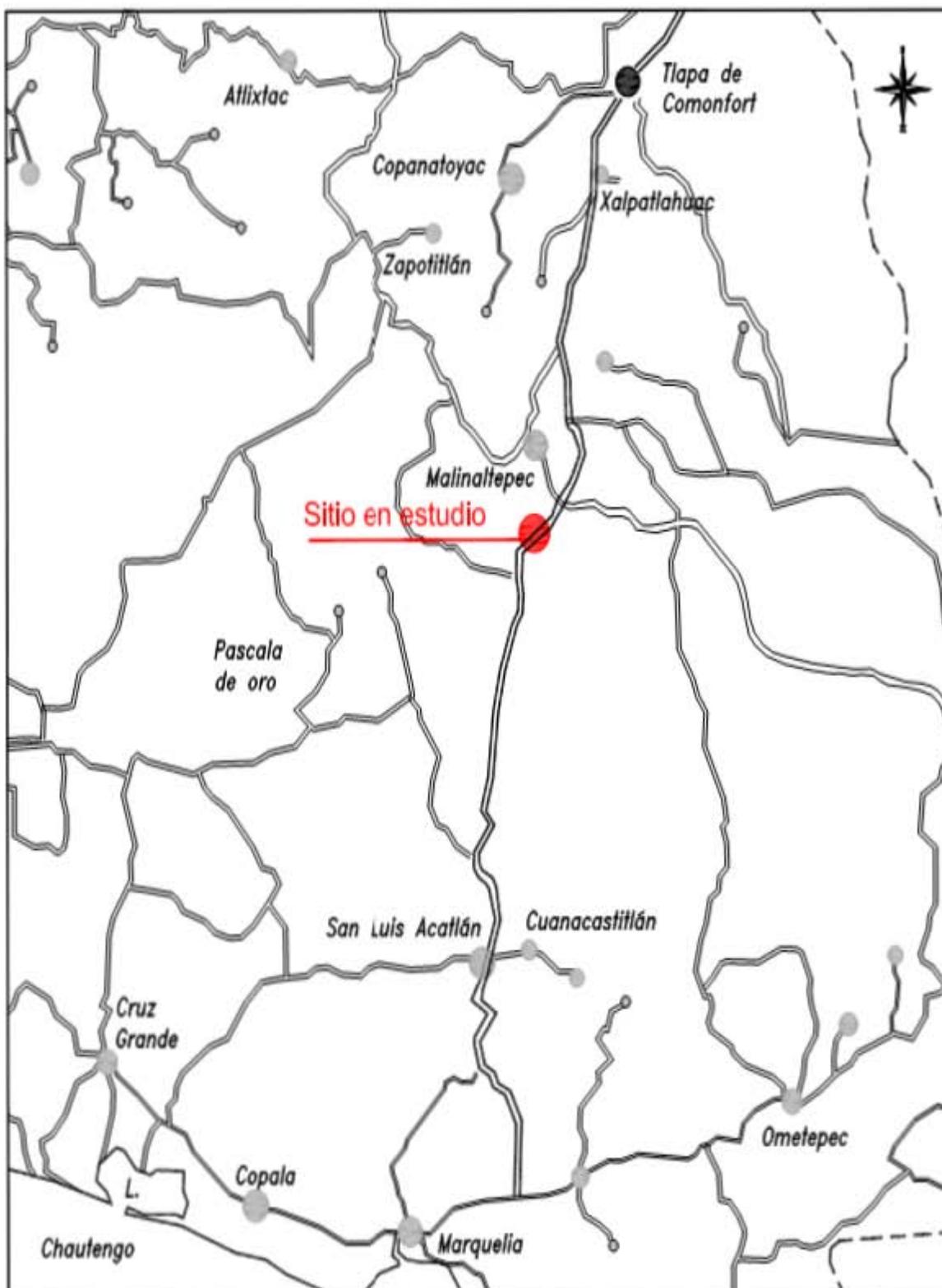


Ilustración 12. Croquis de localización del sitio en estudio.



Ilustración 13. Cárcava de erosión del lado derecho de la vialidad



Ilustración 14. Cuneta destruida existente del lado derecho de la vialidad

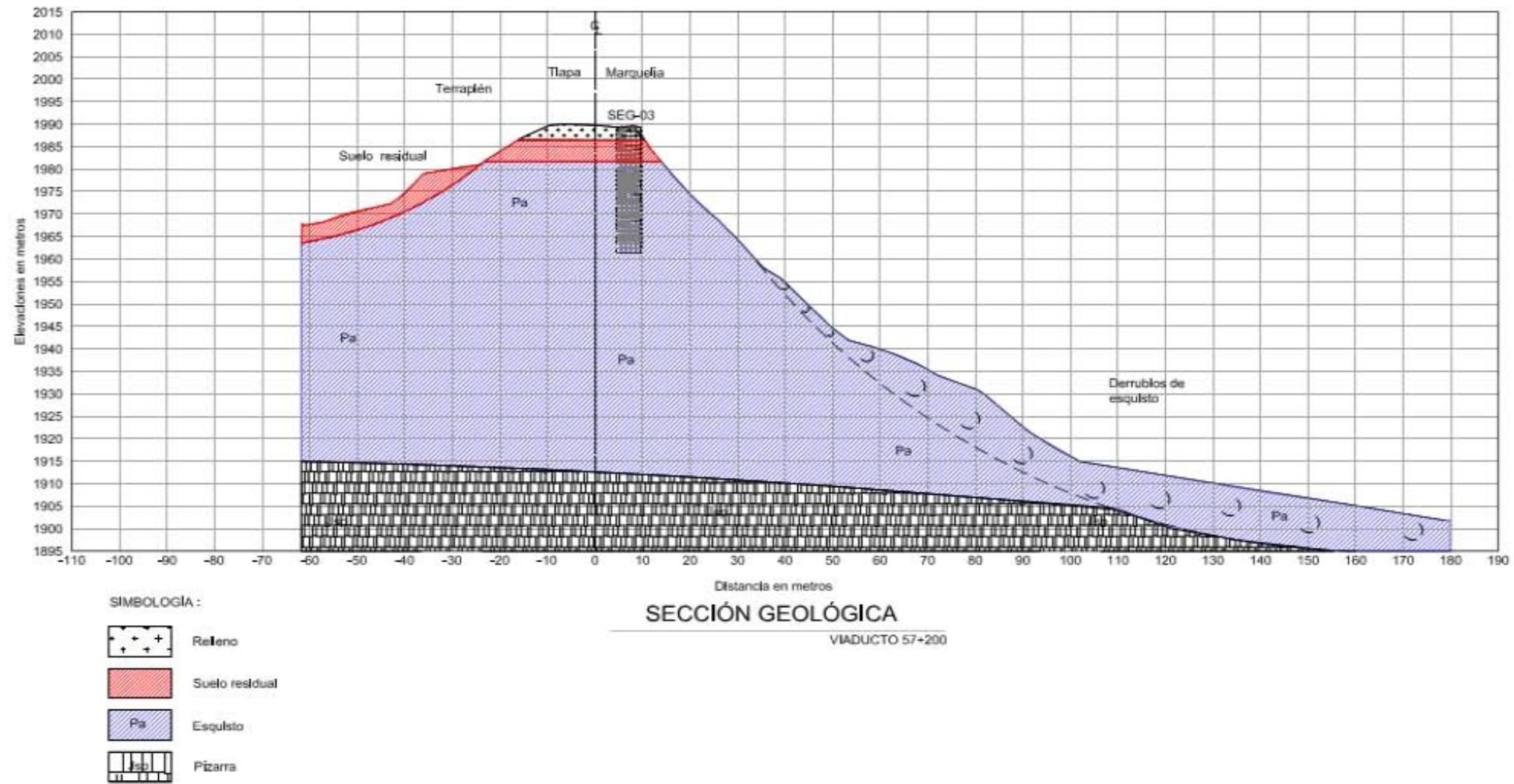


Ilustración 15. Sección geológica del sitio

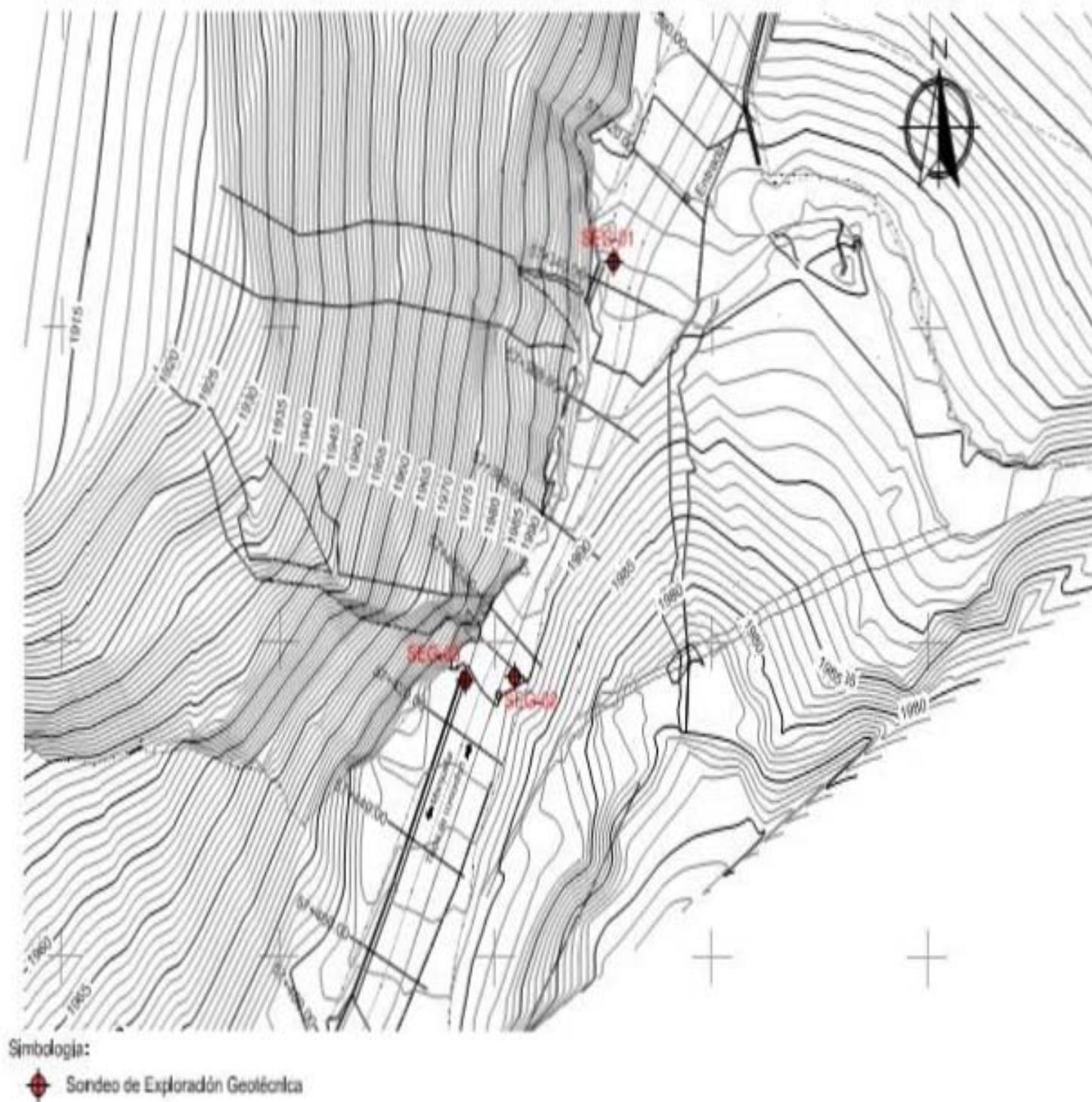


Ilustración 16. Ubicación de los sondeos

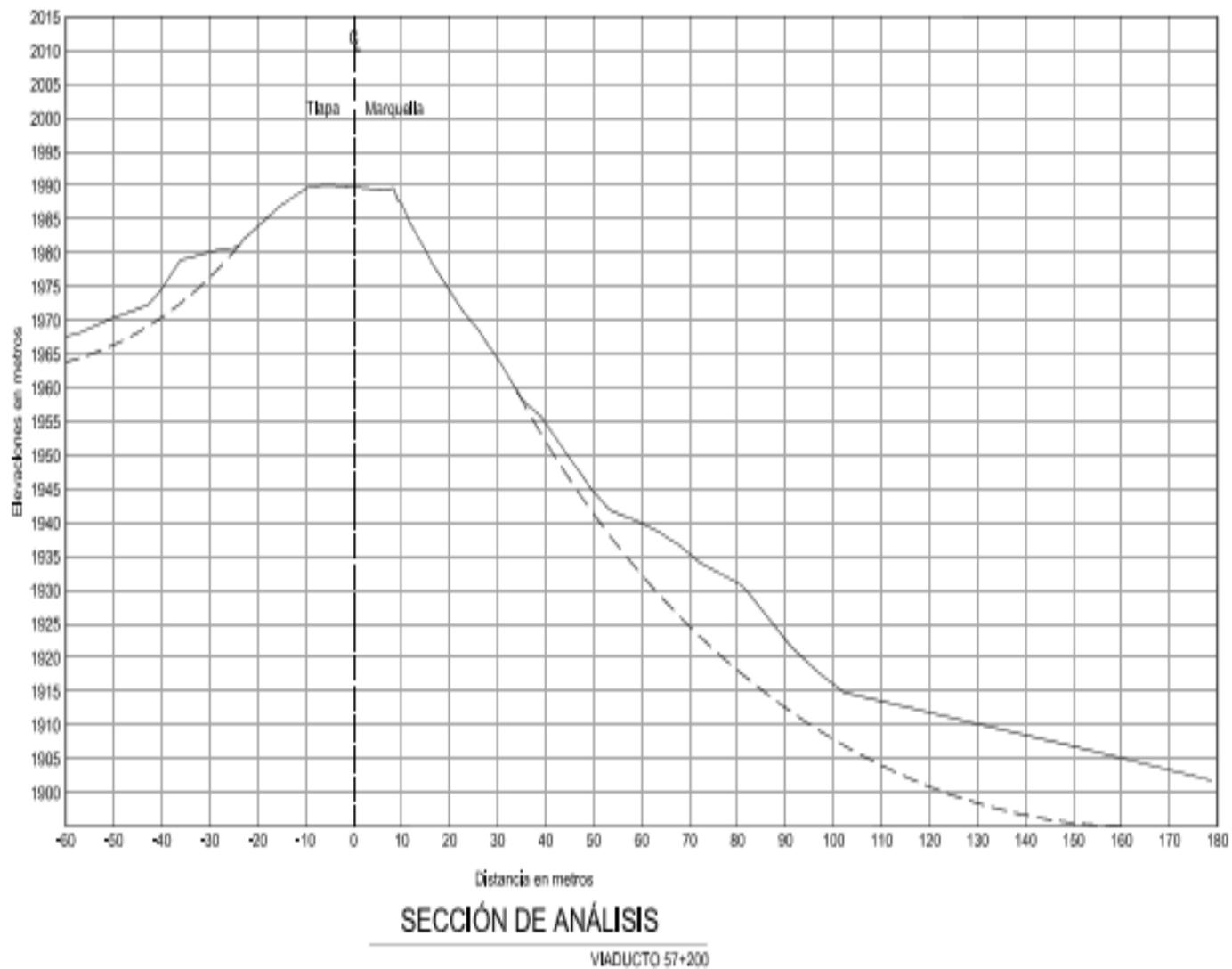


Ilustración 17. Mecanismo de Inestabilidad



Ilustración 18. Puente Viaducto

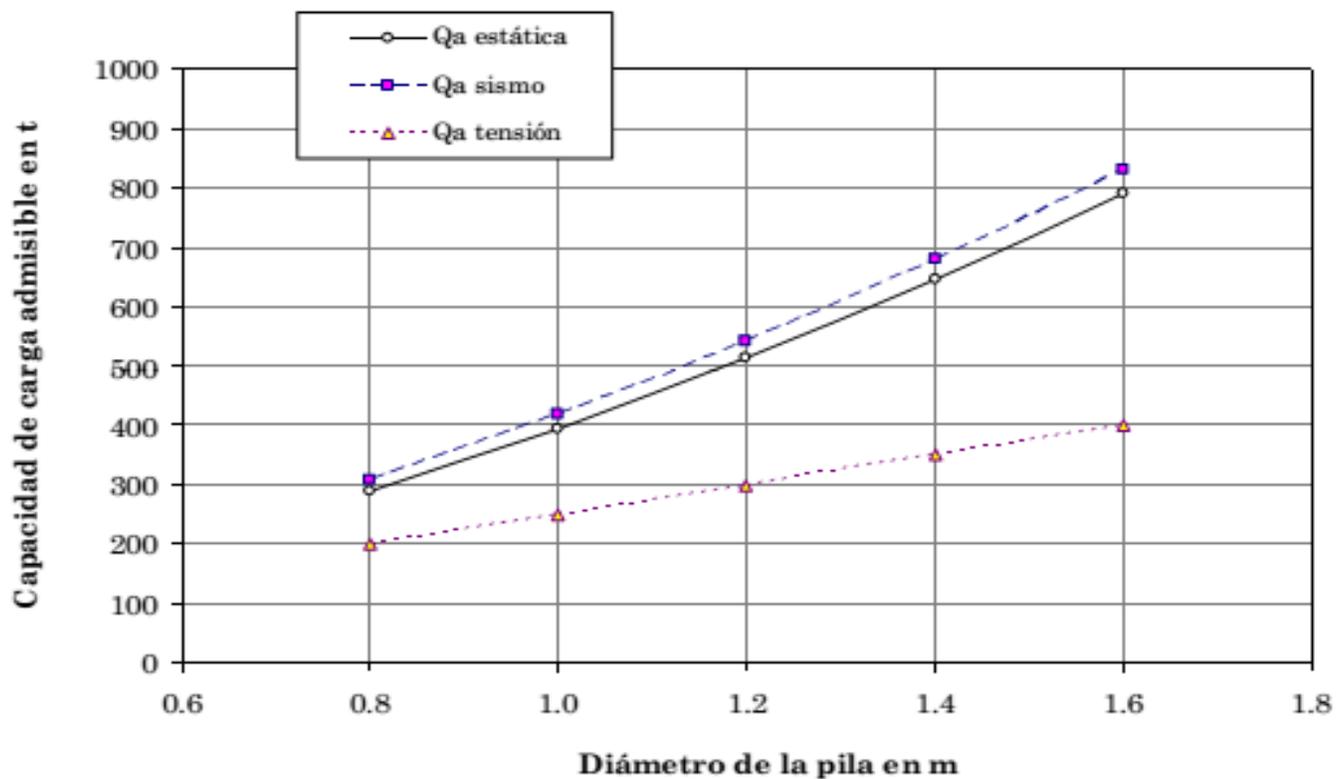


Ilustración 19. Gráfica de capacidad de carga vs diámetro de la pila

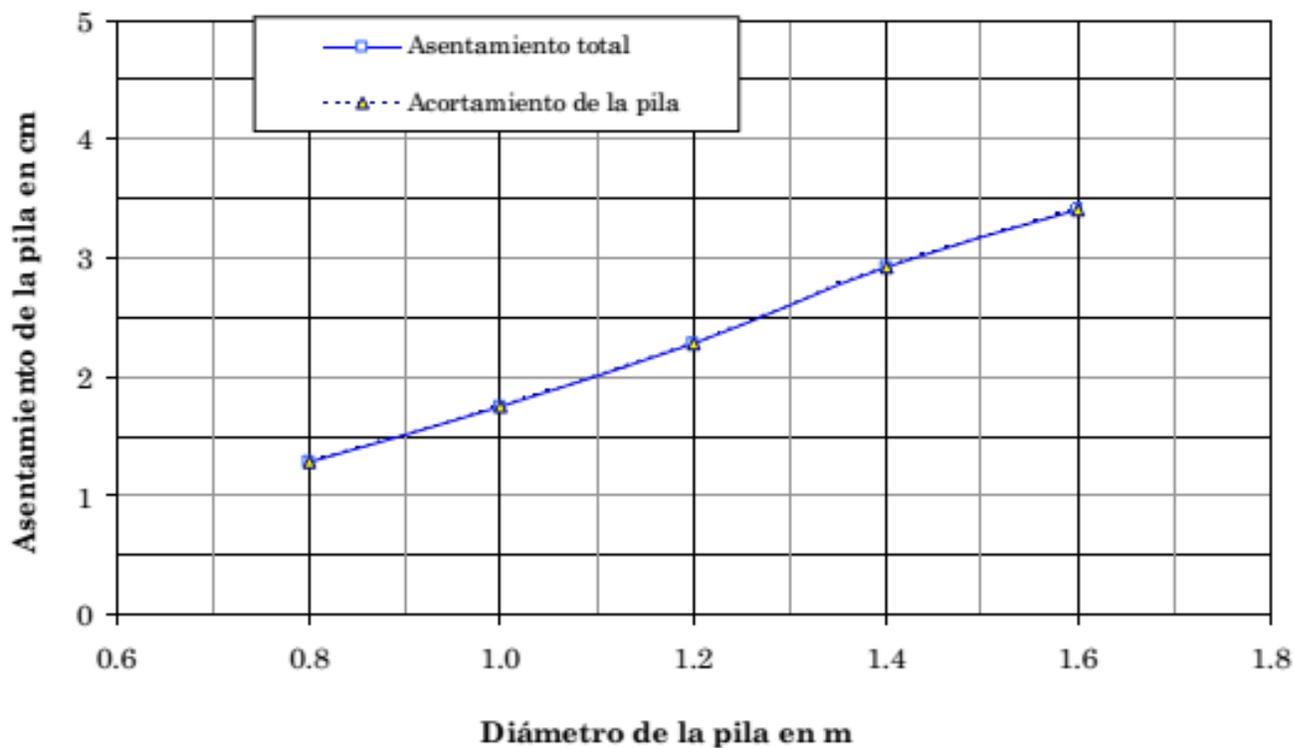


Ilustración 20. Gráfica de asentamiento vs diámetro de la pila

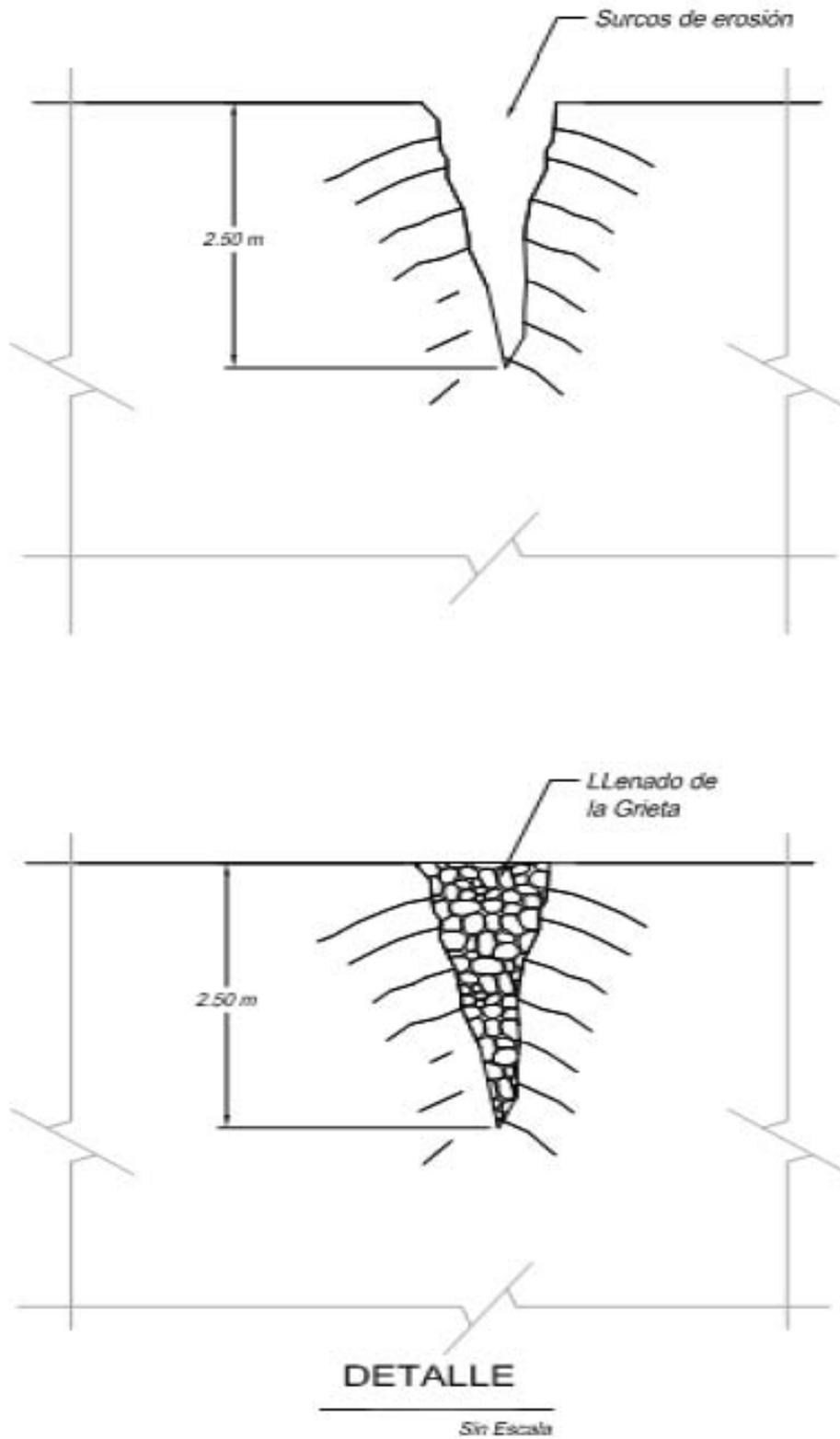
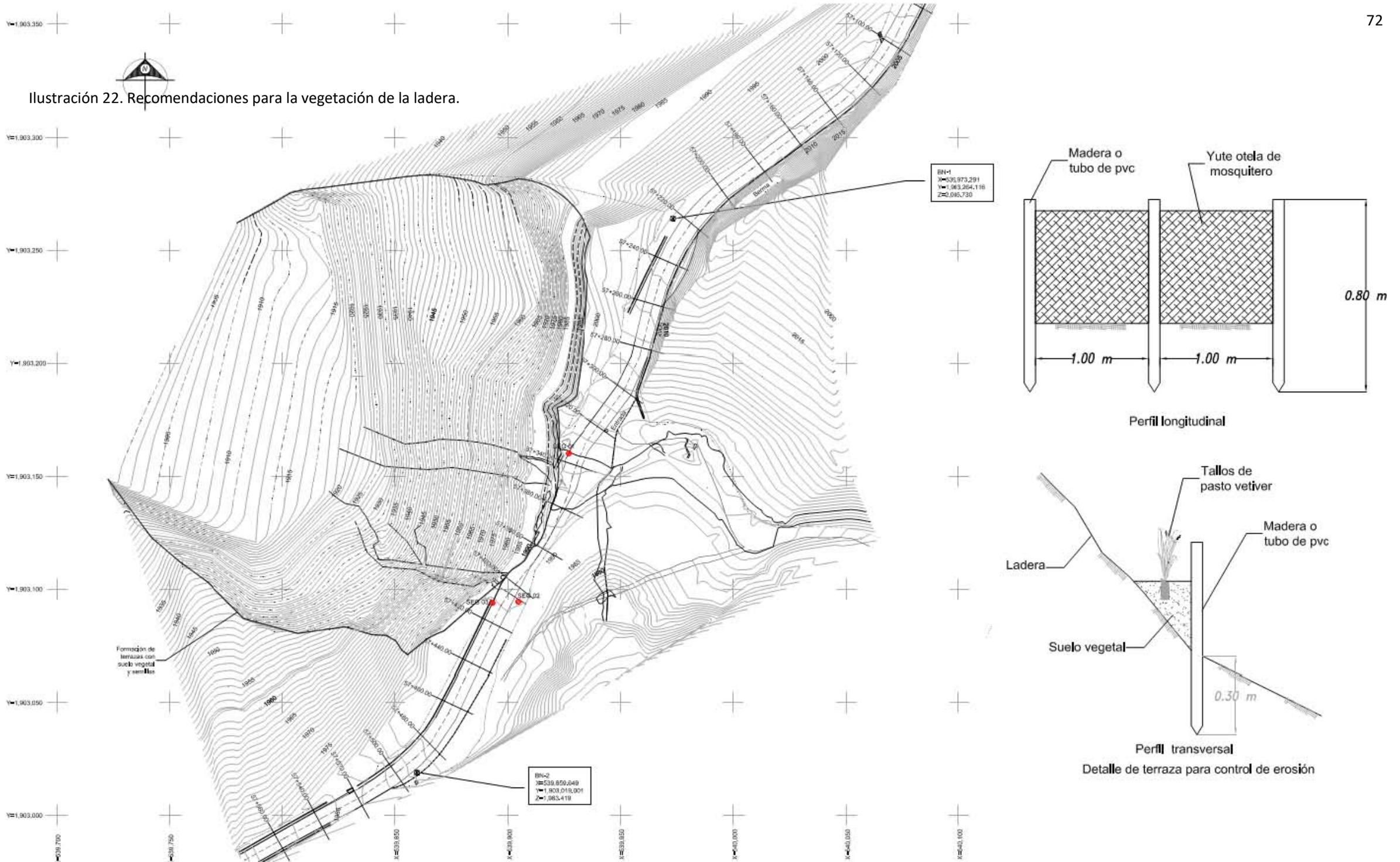


Ilustración 21. Recomendación para evitar erosión en surcos

Ilustración 22. Recomendaciones para la vegetación de la ladera.



ANEXO 2: REPORTE FOTOGRÁFICO



Foto 5. Sondeo de Exploración Geotécnica (SEG-01)



Foto 6. Sondeo de Exploración Geotécnica (SEG-02)



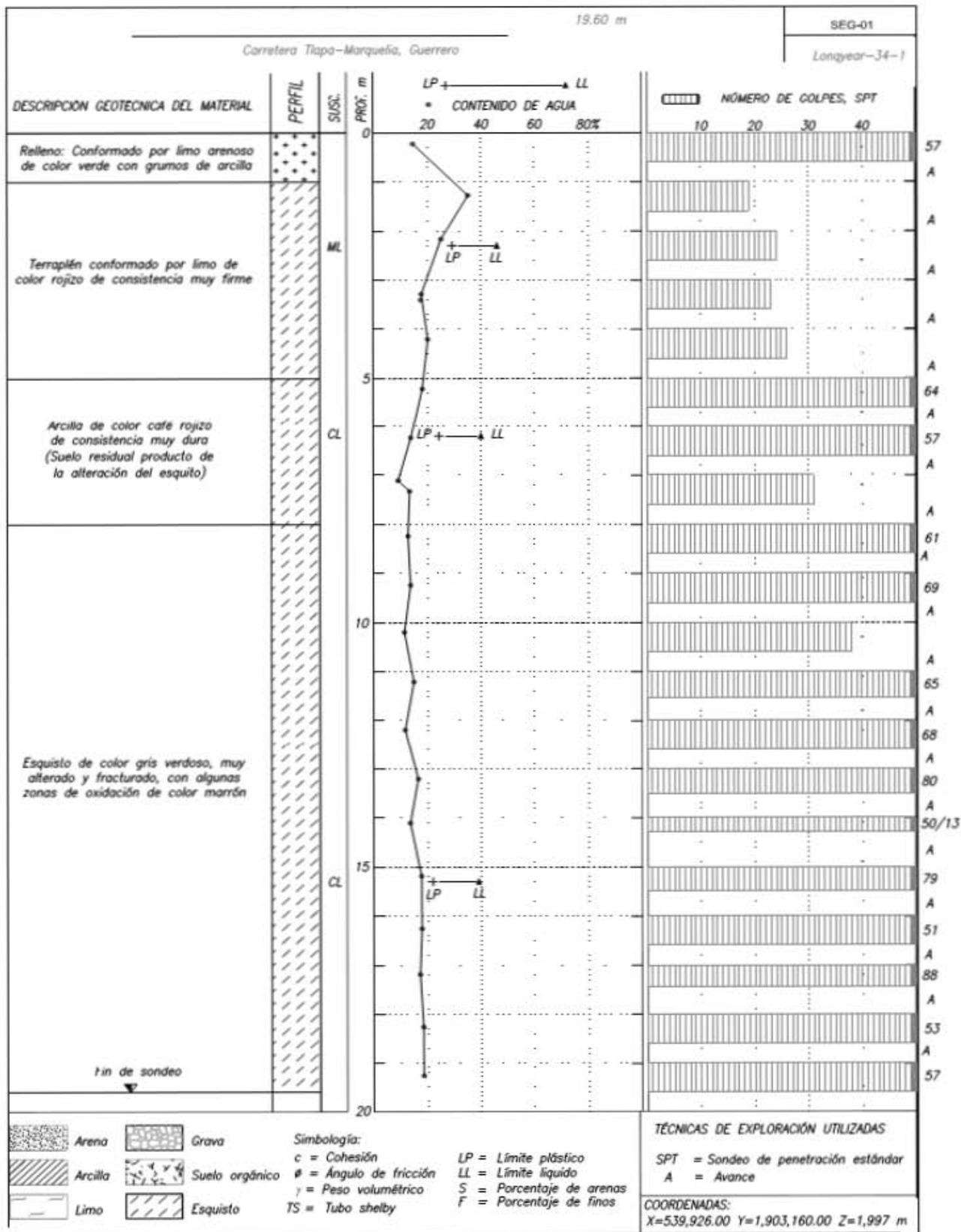
Foto 7. Sondeo de Exploración Geotécnica (SEG-03)



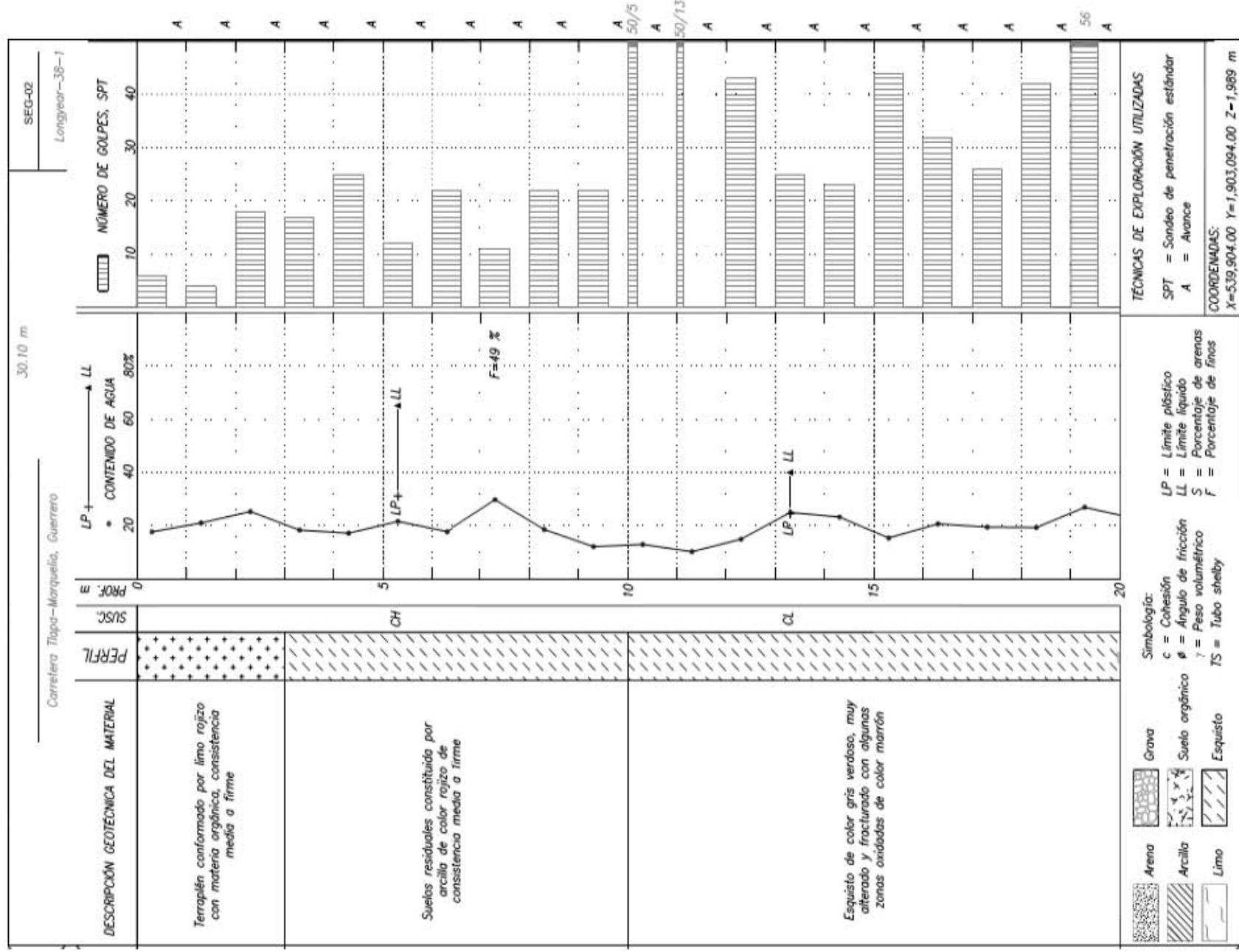
Foto 8. Maniobras de Equipos para realizar sondeos.

ANEXO 3: CLASIFICACIÓN RMR, SEG-01, SEG-02, SEG-03

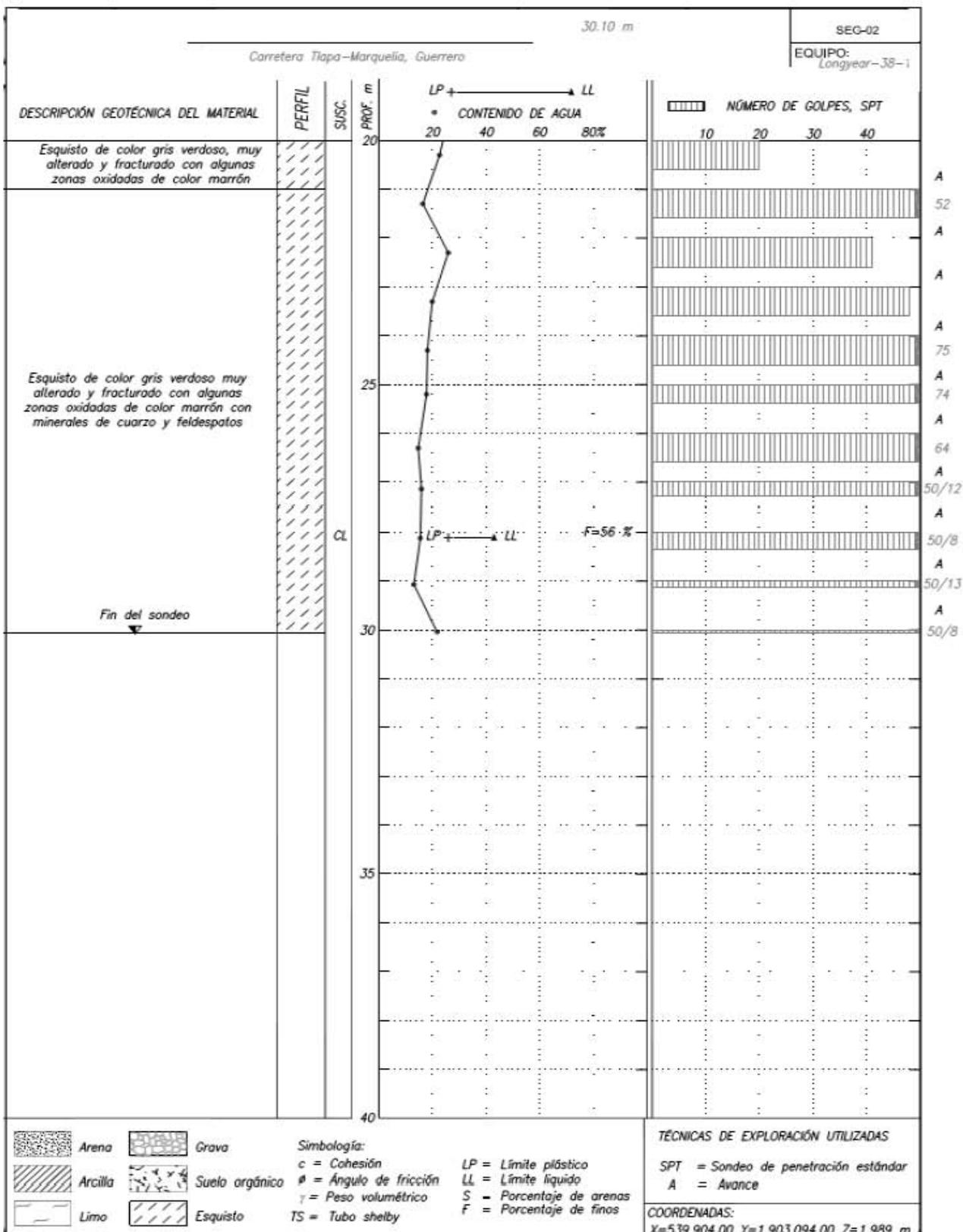
CLASIFICACIÓN RMR										
SITIO: KM 57+380			LOCALIZACIÓN: KM 57+380							
GEOLOGÍA: ESQUISTO ALTERADAO				ALTURA: 95 m		LONGITUD: 60 m		INCLINACIÓN: 110 m		
FOTO										
PARÁMETROS DE CLASIFICACIÓN								CALIFICACIÓN		
1	RESISTENCIA DE LA MATRIZ ROCOSA (kg/cm ²)	ENSAYO DE CARGA PUNTUAL	> 100	100 - 40	40 - 20	20 - 10	COMPRESIÓN SIMPLE (kg/cm ²)			1
		COMPRESIÓN SIMPLE	> 2500	2500 - 1000	1000 - 500	500 - 250	250-50	50-10	<10	
PUNTUACIÓN			15	12	7	4	2	1	0	2
2	RQD	90 % - 100 %	75 % - 90 %	50 % - 75 %	25 % - 50 %	< 25 %				
PUNTUACIÓN			20	17	13	6	3			5
3	SEPARACIÓN ENTRE FRACTURAS	> 2 m	0,6 - 2 m	0,2 - 0,6 m	0,06 - 0,2 m	< 0,06 m				
PUNTUACIÓN			20	15	10	8	5			
4	ESTADO DE LAS DISCONTINUIDADES	LONGITUD DE LA DISCONTINUIDAD	<1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m			0
		PUNTUACIÓN	6	4	2	1	0			
		ABERTURA	NADA	< 0,1 mm	0,1 - 1,0 mm	1 - 5 mm	> 5 mm			0
		PUNTUACIÓN	6	5	3	1	0			
		RUGOSIDAD	MUY RUGOSA	RUGOSA	LIGERAMENTE RUGOSA	ONDULADA	SUAVE			0
		PUNTUACIÓN	6	5	3	1	0			
		RELLENO	NINGUNO	RELLENO DURO < 5 mm	RELLENO DURO > 5 mm	RELLENO BLANDO < 5 mm	RELLENO BLANDO > 5 mm			6
		PUNTUACIÓN	6	4	2	2	0			
ALTERACIÓN	INALTERADA	LIGERAMENTE ALTERADA	MODERADAMENTE ALTERADA	MUY ALTERADA	DESCOMPUESTA			1		
PUNTUACIÓN	6	5	3	1	0					
5	AGUA FREÁTICA	ESTADO GENERAL	SECO	LIGERAMENTE HÚMEDO	HÚMEDO	GOTEANDO	AGUA FLUYENDO			10
		PUNTUACIÓN	15	10	7	4	0			
SUMA=								25		
CORRECCIÓN POR LA ORIENTACIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES										
DIRECCIÓN Y BUZAMIENTO	MUY FAVORABLES	FAVORABLES	MEDIAS	DESFAVORABLES	MUY DESFAVORABLES	NO APLICA PARA CIMENTACIONES				
TALUDES	0	-5	-25	-50	-60					
TOTAL=								25		
CLASIFICACIÓN										
CLASE	I	II	III	IV	V					
CALIDAD	MUY BUENA	BUENA	MEDIA	MALA	MUY MALA					
PUNTUACIÓN	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 20					
CLASIFICACIÓN V: MUY MALA										



SONDEO DE EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA SEG-01



SONDEO DE EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA SEG-02



SONDEO DE EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA SEG-02

ANEXO 4: ANÁLISIS GEOTÉCNICOS

Datos				FACTORES DIMENSIONALES	
Profundidad del nivel de aguas freáticas:	NAF=	30	m		
Profundidad del fondo de la excavación:	D exc=	10	m		
Profundidad de desplante:	D f=	21	m	CONDICIONES ESTATICAS	
Longitud de la pila:	L=	11	m	Para la carga Q_{pu} :	
Ángulo de fricción interna del material de apoyo de la punta:	ϕ =	18	grados	$F_{DPe} = 3$	
Número de golpes en el estrato de la punta:	N_{SPT} =	47		Para la resistencia f'_c	
Esfuerzo efectivo al nivel de desplante:	σ_d =	37.5	t/m ²	$F_{DEe} = 1.75$	
Módulo de Young del suelo de apoyo de la punta:	E_s =	1400	t/m ²	Para la fricción positiva:	
Relación de Poisson:	ν =	0.25		$F_{DFP} = 2$	
Factor de capacidad de carga propuesto por Berezantzev:	N_q =	14		CONDICIONES SISMICAS	
Capacidad de carga ultima por punta (criterio de Berezantzev):	$\alpha_T \sigma_d N_q$ =	35	kg/cm ²	Para la resistencia f'_c	
Capacidad de carga ultima por punta (criterio de Reese y O'Neill):	$2N_{SPT}$ =	94	kg/cm ²	$F_{DES} = 1.4$	
Capacidad de carga ultima por punto de DISEÑO:	$q_{pu \text{ diseño}}$ =	65	kg/cm ²	Para la fricción positiva:	
Peso volumétrico del concreto:	γ_c =	2.4	t/m ³	$F_{DFP} = 1.8$	
Estimación de Módulos de Young:				Para la punta ($Q_{pu \text{ sismo}}$):	
$R\delta = \delta f / D = 10$	%			$F_{DPs} = 3$	
$E_s / q_{pu} = cte(\nu) / (8 * r\delta) =$	3.13		Modulo del concreto = $14,000 * (f'_c)^{1/2}$	Para la FP (tension):	
Modulo del suelo, $E_s =$	2016	t/m ²	$E_c =$	2.4E+06	$F_{DT} = 1.8$

TABLA 1. CÁLCULO DE LA FRICCIÓN EN EL FUSTE

ESTRATO	PROFUNDIDAD m		y t/m ³	¿Cohesivo o friccionante? c	C _{uu} t/m ²	φ °	ESPESOR m		z m	P0 t/m ²	u NAF t/m ²	u piezon t/m ²	σ ₀ t/m ²	σ _c t/m ²	f _L t/m ²	β		FL	
	0.00	10.00					18	18								10.0	0.0	0.0	0.0
Excavación C	0.00	10.00	0.00	c	13	18	18	18	10.0	0.0	0.0	0.0	0.0	37.2	13	1.24	143	100	
	10.00	21.00	1.90	c	13	18	18	11.0	20.9	0.0	0.0	0.0	20.9						
	21.00	30.00	1.90									0.0							
																Σ=	143.0	100.0	

Σ h_i= 11.0 m

Fricción media en el fuste, fp= 13.0 t/m²

EXPRESIONES UTILIZADAS:

Fricción media en el fuste: $f_p = \Sigma F_L / \Sigma h_i$ Fricción lateral en cada tramo: $f_L = \Delta h_i * f_L$ SUELO COHESIVO: $f_L = c_{uu}$ SUELO FRICCIONANTE: $f_L = \sigma_c * \tan \phi$ Esfuerzo efectivo del concreto: $\sigma_c = (\gamma_c * z) - \bar{u}$

TABLA 2. CALCULO DE LA FRICCIÓN POSITIVA A LO LARGO DE LA PILA

ESTRATO	PROFUNDIDAD m		F _{L ACUMUL.} t/m	FRICCIÓN POSITIVA (para diferentes diámetros) en t				
	0.00	10.00		0.8	1	1.2	1.4	1.6
Excavación C	0.00	10.00		0.0	0.0	0.0	0.0	0
	10.00	21.00		359.4	449.2	539.1	628.9	718.8
	21.00	30.00	143					

TABLA 3. CÁLCULO DE CAPACIDAD DE CARGA DE PILAS

FP/Qa	CONDICIONES ESTÁTICAS										CONDICIONES SÍSMICAS					
	Diámetro m	Perímetro m	Área, AP m ²	Q _{pu} diseño t	FP t	FP/FDF t	Qa _{comp-est-estr} t	SUELO		DISEÑO		ESTR.	SUELO		DISEÑO	
								Qa _{comp-est-sue} t	Qa _{comp-est-estatica} t	Qa _{comp-est-estr} t	Qa _{comp-est-sue} t		Qa _{comp-est-estatica} t	Qa _{comp-est-estr} t	RP	Qa _{tension} t
1.25	0.8	2.51	0.50	324.2	359.4	179.7	861.7	287.8	287.8	1077.1	307.7	1077.1	307.7	-0.29	199.7	
1.14	1.0	3.14	0.79	506.6	449.2	224.6	1346.4	393.5	393.5	1683.0	418.4	1683.0	418.4	-0.18	249.6	
1.05	1.2	3.77	1.13	729.5	539.1	269.5	1938.8	512.7	512.7	2423.5	542.7	2423.5	542.7	-0.11	299.5	
0.97	1.4	4.40	1.54	992.9	628.9	314.5	2638.9	645.4	645.4	3298.7	680.4	3298.7	680.4	-0.05	349.4	
0.91	1.6	5.03	2.01	1296.8	718.8	359.4	3446.8	791.7	791.7	4308.5	831.6	4308.5	831.6	-0.01	399.3	

EXPRESIONES UTILIZADAS:

CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA:

Capacidad de carga ultima por punta, Q_{pu} diseño:

$$Q_{pu \text{ diseño}} = A_p * q_{pu \text{ diseño}}$$

Fricción positiva:

$$FP = \pi * D * \sum F_L$$

CONDICIONES ESTATICAS

Capacidad de carga admisible a la compresión por resistencia estructural:

$$Qa = (f'_c / F_{DEe}) * A_p$$

Capacidad de carga admisible a la compresion por resistencia del auelo de apoyo:

$$Qa - FP / FDFe = Q_{pu} / FDFPe$$

CONDICIONES SÍSMICAS

Capacidad de carga estructural admisible a la compresión en condiciones sísmicas:

$$Qa_{comp-sis-estructural} = (f'_c / F_{DES}) * A_p$$

Capacidad de carga del suelo admisible a la compresión en condiciones sísmicas:

$$Qa_{comp-sis-suelo} = (Q_{pu} / F_{DPs}) + (FP / F_{DFs})$$

Relación de plastificación:

$$Rp = [Qa_{comp-sismica} - (FP + 0.1 Q_{pu})] / 0.9 Q_{pu}$$

Capacidad de carga admisible a la tensión:

$$Qa_{tension} = Fp / F_{DT}$$

TABLA 4. CÁLCULO DE ACORTAMIENTO ELÁSTICO DE LA PILA DEBIDO A LA FRICCIÓN DESARROLLADA BAJO LA CARGA ADMISIBLE

ESTRATO	PROFUNDIDAD m	F L ACUMUL. t/m	FRICCIÓN POSITIVA (para diferentes diámetros) en t					
			0.8	1	1.2	1.4	1.6	
Excavación C	0.00 10.00 21.00 30.00	143	359.4 0.0	449.2 0	539.1 0	628.9 0	718.8 0	0.1 0.1
δ_{ef}			0	0	0	0	0	0.08

ESTRATO	PROFUNDIDAD m	F L ACUMUL. t/m	CARGA AXIAL EN LA PILA (para diferentes diámetros) en t					
			0.8	1	1.2	1.4	1.6	
Excavación C	0.00 10.00 21.00 30.00	143						
δ_{ef}								

TABLA 5. CÁLCULO DE CARGA AXIAL, ASENTAMIENTO TOTAL Y MÓDULO DE REACCIÓN

DIAMETRO m	ÁREA, AP m ²	Qa comp- estática t	FP t	Qa - FP t	δ _{eF} cm	δ _{eP} cm	δ _e cm	δ _s cm	δ _T cm	K t/cm
0.8	0.50	287.8	359.4	-71.6	0.00	0.00	0.00	1.3	1.3	225
1.0	0.79	393.5	449.2	-55.8	0.00	0.00	0.00	1.8	1.8	225
1.2	1.13	512.7	539.1	-26.4	0.00	0.00	0.00	2.3	2.3	225
1.4	1.54	645.4	628.9	16.5	0.09	0.00	0.09	2.8	2.9	221
1.6	2.01	791.7	718.8	72.9	0.08	0.00	0.08	3.3	3.4	232

EXPRESIONES UTILIZADAS:

Asentamiento total:

$$\delta_T = \delta_e + \delta_s$$

Acortamiento elástico (elemento trabajando como columna corta):

$$\delta_{eT} = \delta_{eF} + \delta_{eP}$$

Acortamiento elástico debido a la fricción

$$\delta_{eT} = \text{Adiagrama FP desarrollada} / A_p * E_c$$

Asentamiento originado en el suelo:

$$\delta_s = \delta_{eF} + [(3-4\nu) * (1+\nu) * (Q_a - FP) / 2\pi * E_s * d]$$

si $(Q_a / FP) < 1$; $\delta_{sF} = (Q_a / FP) * 0.02 * d$
 si $(Q_a / FP) > 1$; $\delta_{sF} = 0.02 * d$

Módulo de reacción estático:

$$k = Q_a / \delta_T$$

TABLA 6. CÁLCULO DEL COMPORTAMIENTO ELÁSTICO DE LA PILA DEBIDO A LA FRICCIÓN ULTIMA FP

ESTRATO	PROFUNDIDAD m	FLACUMUL. t/m	CARGA AXIAL EN LA PILA (PARA DIFERENTES DIÁMETROS) EN T					
			0.8	1	1.2	1.4	1.6	
Excavación C	0.00 10.00 21.00	143	359.4 0.0	449.2 0	539.1 0	628.9 0	718.8 0	0.1 0.1
δ_{eFP}			0.16	0.13	0.11	0.09	0.08	

ESTRATO	PROFUNDIDAD m	FLACUMUL. t/m	CARGA AXIAL EN LA PILA (para diferentes diámetros) en t					
			0.8	1	1.2	1.4	1.6	
Excavación C	0.00 10.00 21.00	143						
δ_{eFP}								

V. PROYECTO EJECUTIVO

La recuperación del alineamiento vertical y horizontal de la vialidad se efectuará mediante la construcción de un puente viaducto:

Trabajos previos. Previo a los trabajos para recuperar el alineamiento vertical y horizontal de la vialidad se deberá instalar el señalamiento provisional de la obra.

Puente viaducto. Con una longitud total de 120 m, 6 claros de 20 m.

Sub-estructura. Formada con pilas de cimentación de 1.20 m de diámetro y 20 m de longitud, con dos estribos y 5 apoyos intermedios de concreto reforzado.

Superestructura. Formada de travesaños pretensados tipo AASHTO, losas, prelasas y diafragmas de concreto reforzado y parapeto metálico.

Rellenos. Los rellenos se efectuarán con material de banco que cumpla con las características que se indican en la Tabla 19. Características recomendadas para el material que se utilice para el terraplén, tendiendo el material en capas sensiblemente horizontales y uniformes de 30 cm de espesor en estado suelto y deberá compactarse al 95 % de su PVSM referido a la prueba Proctor Estándar, con un 2 % arriba del contenido de agua óptimo medido en la prueba.

Compactación y compactadores.

Los esfuerzos mecánicos empleados en la compactación son una combinación de uno o más de los siguientes efectos:

1. Presión: La aplicación de una fuerza por unidad de área.
2. Impacto: Golpeo con una carga de corta duración, alta amplitud y baja frecuencia.
3. Vibración: Golpeo con una carga de corta duración, alta frecuencia y baja amplitud.

4. Manipulación: Acción de amasado, reorientación de partículas próximas, causando una reducción de vacíos.

De hecho, los cuatro son métodos de aplicar esfuerzos sobre un vacío.

Consideramos una placa rígida, circular de área "A", colocada sobre un suelo, a la que se aplica una carga L, dando una presión de contacto "p".

En el suelo se desarrollan presiones, si unimos los puntos de igual presión, obtenemos superficies llamadas bulbos de presión.

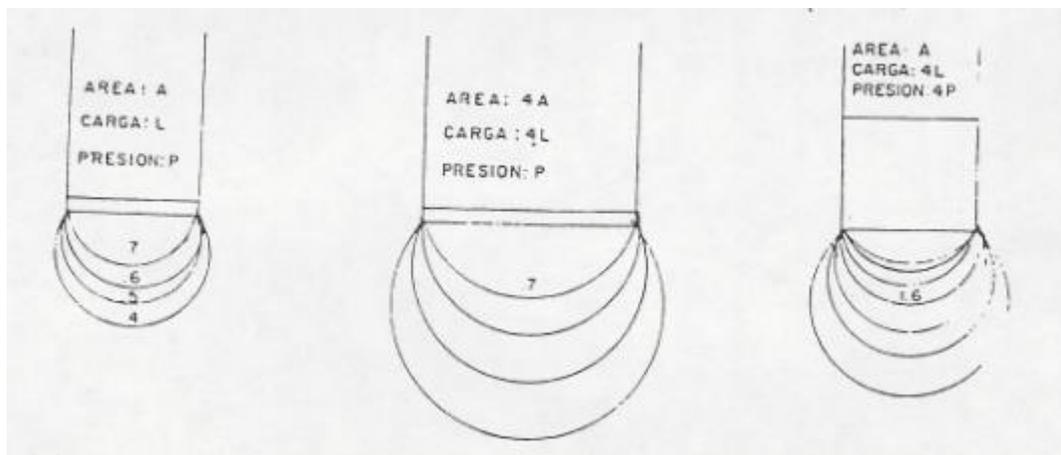


Ilustración 23. Bulbos de presión.

Observe lo siguiente:

Si aumenta el tamaño de la placa, pero la presión permanece constante en el bulbo de presión, aumenta.

Si aumenta la presión y el área permanece constante: la profundidad del bulbo no aumenta significativamente, pero la presión y energía de compactación, si aumenta.

Si consideramos un cierto equipo de compactación, trabajando capas de un determinado espesor:

De 1-2 capas se deduce que es necesario controlar el espesor de las capas para tener suficiente presión y compactación deseada.

De 2 capas se deduce que no podemos aumentar significativamente el espesor de la capa de compactación lastrando excesivamente el equipo.

De 1 capa se deduce que para aumentar el espesor de ésta debemos cambiar el equipo por otro que tenga mayor superficie de contacto, aunque la presión permanezca constante.

La teoría de los bulbos de presión fue desarrollada por Boussinesq para un medio elástico para fines prácticos, todos los suelos son plásticos y la teoría es razonablemente aún para suelos granulares. (Villalaz, 2004)

Tipos de compactadores.

Hay una variedad de equipos de compactación, éstas son algunas de sus características básicas:

1. Rodillos Metálicos.

Un rodillo metálico utiliza solamente presión con un mínimo de manipulación en materiales. Cuando estos rodillos inician la compactación de una capa el área de contacto es más o menos ancha y se forma un bulbo de presión de una cierta profundidad, conforme avanza la compactación, el ancho del área de contacto se reduce, y por lo tanto también se reduce la profundidad del bulbo de presión, aumenta los esfuerzos de compresión en la cercanía de la superficie. Estos son con frecuencias suficientes para triturar los agregados en materiales granulares, invariablemente causan la formación de una costra en la superficie de la capa (encarpetamiento).

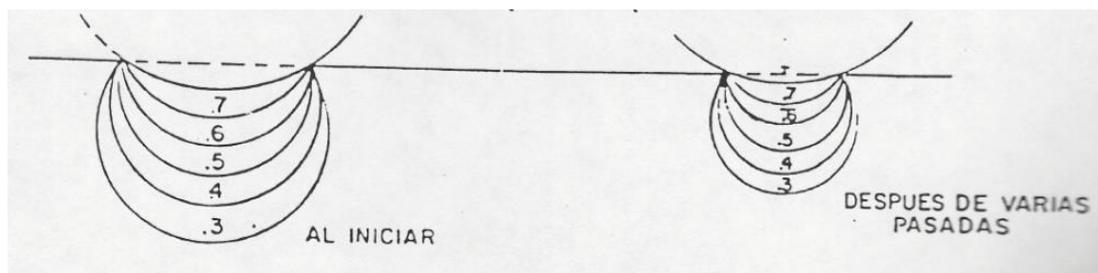


Ilustración 24. Bulbos de presión bajo un rodillo metálico.

Si a esto se agrega la costumbre de hacer riesgos adicionales durante la compactación, para compensar la evaporación, en una capa en donde la penetración del agua es difícil por la misma compacidad del material llegaremos a un estado de estratificación de la humedad, en este momento la formación de la costra es inevitable.

También es costumbre más o menos generalizada, sobre-lastrar estos equipos, con un doble efecto negativo:

- a) El incremento de energía de compactación.
- b) La reducción del contenido de humedad.

De acuerdo con el comportamiento del suelo para estos cambios, deben esperarse altísimos pesos volumétricos que se aprecian como encarpetamientos con los defectos conocidos para esta condición.

2. Rodillos pata de cabra.

Consisten en cilindros dentados con diferentes diseños de "pata", Ilustración 25. Tipos usuales de patas de cabra de rodillos., trabajan en forma eficiente en materiales cohesivos y se dice que compactan de abajo hacia arriba, ya que, al comenzar a transitar sobre el material suelto depositado, se hunden aplicando todo el peso en los niveles inferiores de la capa. Así al aplicar varias pasadas van aflorando porque el incremento de compactación permite que el equipo sea soportado por la capa, para el compactador la última fracción de capa queda generalmente suelta y pasa a formar parte del espesor de la capa siguiente. Con lo anterior se consigue:

- a) Una compactación uniforme.
- b) Una integración entre las capas compactadas, evitando estratificaciones indeseables.

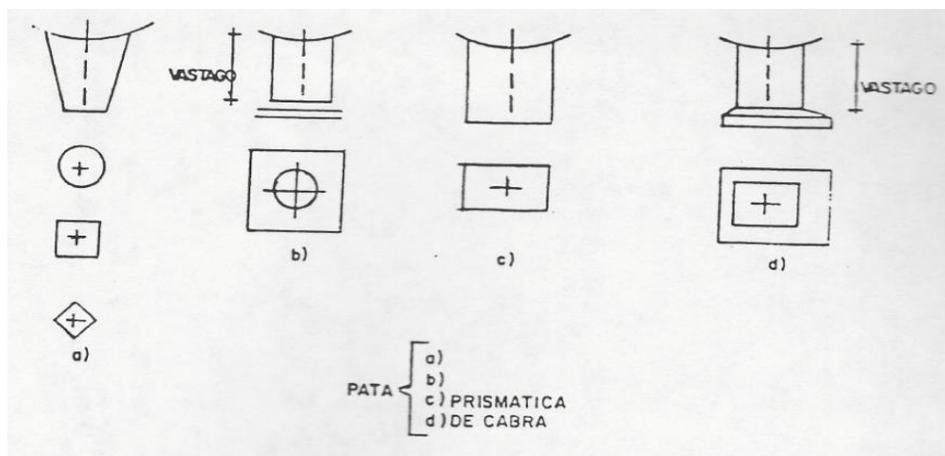


Ilustración 25. Tipos usuales de patas de cabra de rodillos.

El número de pasadas, el tipo de material y el área de la pata. Influye en el peso volumétrico obtenido, así como el contenido de humedad del material.

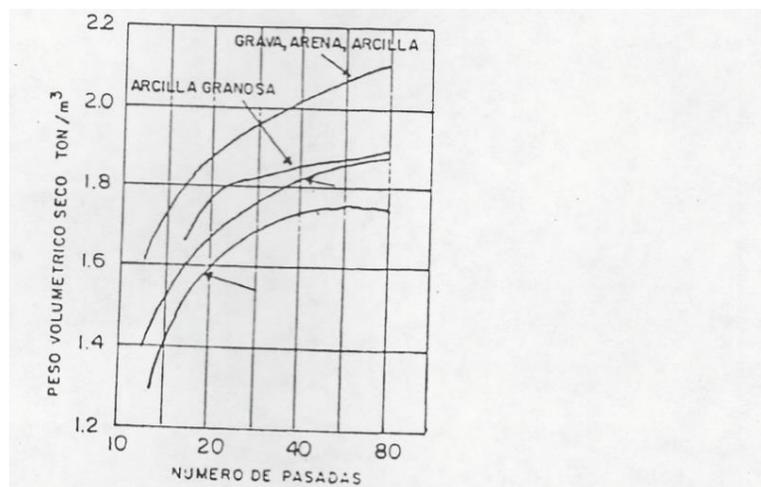


Ilustración 26. Compactación con rodillo pata de cabra.

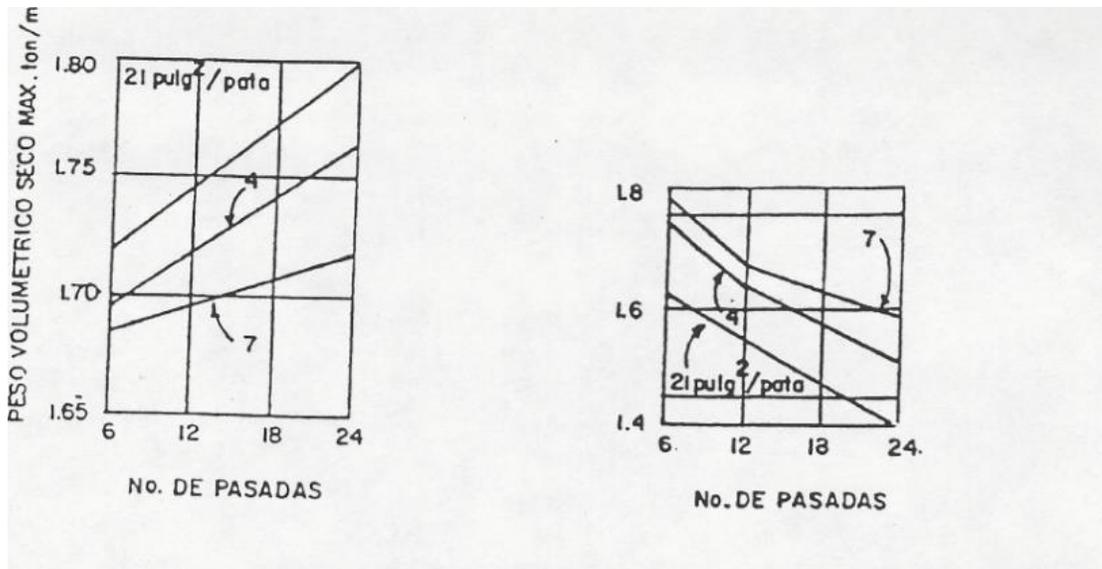


Ilustración 27. Compactación con rodillo pata de cabra: efecto del área de contacto de las patas en el peso volumétrico seco y en el contenido de agua óptimo.

3. Rodillos de Reja.

Este compactador fue desarrollado originalmente para disgregar y compactar rocas poco resistentes a la compresión, como rocas sedimentarias y algunas metamórficas, para hacer caminos de penetración transitables todo el año. El rodillo transita sobre la roca suelta sobre el camino, rompiéndola y produciendo finos que llenan los vacíos formando una superficie suelta y estable. Como una guía la roca que se puede escarificar también se puede disgregar.

Al ser usado este equipo se encontró que era capaz de compactar a alta velocidad una gran variedad de suelo. Los puntos altos de la reja producen efectos de impacto, y cuando es remolcada a alta velocidad, produce efecto de vibración, efecto en materiales granulares. El perfil alterando alto y bajo de la rejilla produce efecto de manipulación por lo que este rodillo también es eficiente en materiales plásticos. Desafortunadamente, como los materiales plásticos suelen ser pegajosos, se atascan de material de huecos de la reja y se reduce la eficiencia.

Estos rodillos, debido a su misma configuración no pueden dejar una superficie tersa como ser una base de una carretera.

4. Rodillo de Impacto (Tamping Roller).

A causa de los problemas de limpieza del rodillo de reja, se diseñó un nuevo rodillo usando los mismos principios: el rodillo de impacto, este es un rodillo metálico, al que se han fijado cerdas saliendo en forma aproximada de una pirámide rectangular truncada.

Estas pirámides no son de la misma altura pues hay unas más altas que otras, siguiendo el modelo de puntos altos y bajos del rodillo de reja esto le da las mismas ventajas, pudiéndose fácilmente por medio de dientes sujetos.

El diseño contempla una fácil entrada y salida de la capa, lo que disminuye la resistencia al rodamiento.

Estos rodillos han probado ser muy eficientes y eliminan estratificación en los terraplenes, esto es importante en corazones impermeables de presas.

El rodillo de impacto ha probado ser uno de los más versátiles y económicos compactadores en terracerías, capaz de compactar eficientemente la mayor parte de los suelos.

5. Rodillos vibratorios.

Estos rodillos funcionan disminuyendo temporalmente la fricción interna del suelo. Como en los suelos granulares (gravas y arenas) su resistencia depende principalmente de la fricción interna (en los suelos plásticos depende de la cohesión), la eficiencia de estos rodillos esta casa limitada a suelos granulares.

La vibración provoca un reacomodo de las partículas del suelo que resulta en un incremento del peso volumétrico, pudiendo alcanzar espesores grandes de la capa (0.80 m).

Estos rodillos pueden producir un gran trabajo de compactación en relación con su peso estático ya que la principal fuente de trabajo es la fuerza dinámica de compactación.

Buscando extender estas ventajas a suelos cohesivos se han desarrollado rodillos de impacto (Tamping Roller) vibratorios, en que la fuerza y la amplitud de la vibración de han aumentado.

Con el mismo objeto se han acoplado dos rodillos vibratorios, “fuera de fase” a un marco rígido para obtener efecto de manipulación. Estos rodillos se clasifican por su tamaño, pequeños hasta 8.000kg. de fuerza dinámica y grandes de más de 9.000 pudiendo llegar hasta 20.000 kg. o más. Los grandes pueden llegar a sobre esforzar suelos débiles por lo que haya que manejarlos con cuidado.

Todos los vibradores deben de manejarse a velocidades de 0.5 a 6 km/h. velocidades mayores no incrementan la producción, y con frecuencia no se obtiene la compactación.

6. Rodillos Neumáticos.

Los rodillos neumáticos son más eficientes y a menudo esenciales para la compactación de sub-bases, bases y carpetas, sus bulbos de presión son semejantes a los de los rodillos metálicos, pero el área de contacto permanece constante por lo que no se produce el efecto de reducción del bulbo.

Por otra parte, en el concepto moderno de un compactador neumático la carga sobre la llanta y la presión de inflado, deben ser las adecuadas para dar la presión de contacto suficiente para ejercer el esfuerzo requerido de

compactación (es aconsejable no alejarse mucho de las recomendaciones del fabricante).

Las presiones de inflado usuales son del orden de 50 psi en compactadores grandes (de 0 a 60 toneladas). La presión de inflado no es igual a la de contacto ya que interviene (en mucho) la rigidez de la llanta inflada.

Los rodillos de neumáticos grandes proveen excelente manipulación en materiales cohesivos, con llantas grandes y cargas grandes son capaces de compactar capas gruesas (0.50 a 0.80 m.), sin embargo, en materiales plásticos pueden causar excesivo desplazamiento del material superficial. Las llantas grandes tienen una cierta tendencia a rebotar con las desigualdades del terreno (degaste).

El gran peso y la resistencia al rodamiento requieren grandes unidades tractoras, y sus velocidades de operación son bajas, resultando normalmente costos altos de compactación.

Aplicaciones.

La selección del compactador más adecuado no siempre es sencilla, ya que depende de muchos factores: tipo de suelo, tipo de trabajo, método de movimiento de tierras, compatibilidad con equipo de otras actividades, compactadores disponibles, continuidad de trabajo, etc.

Es frecuente la combinación de varios equipos que combinen dos diferentes efectos de compactación.

1. Rodillos metálicos y neumáticos.

Físicamente se aplican en carpetas, sub-bases, bases y acabados de terracerías. Se limitan a capas hasta de 0.15 m. excepto los neumáticos grandes de más de 10 toneladas por rueda que pueden compactar capas con un peralte mayor.

2. Patas de Cabra.

Se usa solamente para compactación de suelos cohesivos, y en aquellos lugares en donde la estrategia no es permitida. Solo debe usarse si no hay rodillo de impacto disponible.

3. Rodillo de reja.

Tiene gran número de aplicaciones. Es particularmente efectivo en suelos granulares, su limitación en suelos plásticos es el congestionamiento de la reja. Compacta económicamente capas hasta de 0.20 m., en gravas y arenas de 0.50 m. en rellenos rocosos. Es un excelente disgregador, llenando los huecos con los finos que produce el disgregado.

4. Rodillos de impacto (Tamping Rollers)

Pueden compactar casi todos los suelos. No son muy efectivos en materiales muy sueltos como arenas de duna. Normalmente la capa económica es de 0.20 m. pero son capaces de compactar capas hasta de 0.30 m. y excepcionalmente de 0.50 m.

5. Rodillos vibratorios.

Casi específicos en materiales granulares, donde son muy efectivos en capas de 0.20 a 0.60 m., dependiendo del material. Muy recomendables en bases, sub-bases y terracerías poco plásticas.

Generalidades de la compactación.

Las propiedades de los materiales compactados, puede comprender que para estar seguro de contar con un proyecto adecuado no basta con emplear un estándar de compactación “alto”, basado en un estudio de laboratorio que utilice una prueba de compactación de alta energía específica. La prueba pudiera no ser representativa del modo de compactación que se utilice en el campo, de manera que aun cuando los suelos compactados en el laboratorio con aquel procedimiento tuviesen las propiedades adecuadas pudiera ser que el equipo en el campo obtuviese un suelo con propiedades distintas y quizá poco adecuadas, para el mismo peso volumétrico.

De todos modos, el peso volumétrico en el campo se fija con base en una prueba de laboratorio.

Como ya se dijo, en un proyecto específico suelen fijarse los requerimientos de compactación estableciendo un cierto peso volumétrico seco que se debe alcanzar con el equipo que se utilice. A su vez, el valor de este peso proviene por lo general de un estudio de laboratorio en el que se realizan pruebas de compactación al suelo que haya manejarse; de entre todas las pruebas disponibles se elige aquella que mejor represente el proceso de compactación de campo y que garantice un nivel de compactación suficiente para poder asegurarse el comportamiento deseado al material en el campo. Ha de comentarse, que con frecuencia los ingenieros olvidan el aspecto de representatividad de la prueba de laboratorio que utilizan y les basta ampararse en una prueba suficientemente enérgica como para confiar en que se están estableciendo niveles de compactación lo bastante altos como para obtener en el campo un material de buen comportamiento, independientemente de que rara vez o casi nunca se investigan las técnicas de compactación.

Medidas de protección de las capas compactadas.

Se hará todo lo necesario para evitar que la zona de suelos compactados se humedezca en exceso durante la temporada de lluvias. Es conveniente dar a la superficie de la plataforma una pendiente de cuando menos 5 al millar para drenar adecuadamente los escurrimientos superficiales, evitando cualquier encharcamiento.

En la época de lluvias se adoptarán medidas contra el humedecimiento de los materiales de construcción de la estructura del pavimento, cubriéndolos con láminas de polietileno o lonas.

El no atender estas recomendaciones seguramente se traducirá en una deficiente compactación y un mal comportamiento de las capas del pavimento.

Construcción de pavimentos: Terracerías.

La terracería se define como la estructura formada por excavaciones, terraplenes o rellenos necesarios de una obra vial, con objeto de fijar los niveles y alineamientos de proyecto.

En aquellos casos en que el material abajo del nivel se sub-rasante tenga un Índice Plástico superior a 20, se procederá a mejorarlo con material arenoso en un espesor mínimo de 10 cm.

Excavaciones.

Las excavaciones en caja o en cepa, así como su clasificación por: dureza y grado de dificultades en su ejecución, deberán ser determinadas por escrito y previo a su inicio.

Tipos de Excavación.

1) **Para pavimentos de Obras Viales de Superficie.** Cuando el nivel de sub-rasante sea inferior al del terreno natural existente, de acuerdo con el diseño de espesores y los niveles proyecto, se deberá abrir caja para alojar la estructura del pavimento. El ancho de dicha caja será de 50 cm. más a cada lado del ancho del arroyo, con objeto de que la guarnición siempre se desplante sobre la sub-base o base hidráulica para evitar futuros asentamientos de dicho elemento.

2) Para Obras Viales en rampas abatidas.

a) **Sin muros de contención.** Estas excavaciones se harán en caja hasta nivel de sub-rasante y tendrán un ancho igual al de Obras Viales de Superficie.

b) **Con muros de contención.** Estas excavaciones se harán en caja hasta nivel de sub-rasante y con un ancho medio de 50 cm. más respecto a los paños exteriores de las zapatas.

Para el desplante de los muros la excavación se hará en cepa a mano o por medios mecánicos, respetando los niveles y ancho de proyecto, permitiendo las maniobras de armado, cimbrado, etc.

c) **Cajones.** Estas excavaciones se harán en caja hasta nivel de desplante de las estructuras con un ancho de 50 cm. más con respecto de los paños exteriores de la misma, con objeto de permitir las maniobras de armado, cimbrado, etc.

3) Para muros de Contención y Estructuras aisladas.

Estas excavaciones se harán en cepa a mano o por medios mecánicos hasta el nivel de desplante de la estructura con un ancho de 50 cm. más de los paños exteriores de la misma (excepto en casos específicos indicados en el proyecto).

4) **Para instalaciones.** Estas excavaciones serán en cepa a mano o por medios mecánicos, con anchos y niveles que marquen el proyecto y a partir del nivel de la sub-rasante.

Recomendaciones.

Para la ejecución de las excavaciones en general se deberán tomar en cuenta los estudios de mecánica de suelos y las condiciones de la zona en cuanto a instalaciones existentes y construcciones cercanas, con el objeto de no causar daños en estas y así como los siguientes aspectos:

1) **Taludes y Puentes de Ataque.** El departamento urbanización de la región determinara los taludes, la longitud de los frentes de ataque y el tiempo máximo que permanecerán abiertos, hasta la siguiente etapa constructiva.

2) **Excavaciones abajo del nivel de aguas freáticas.** El departamento de urbanización iniciara la instalación de drenes y cárcamos provisionales para eliminar el agua excedente mediante bombeo controlado o algún otro sistema si fuese necesario.

3) **Construcciones cercanas.** En el caso de existir construcciones cercanas susceptibles de daños y con el fin de deslindar responsabilidades el departamento de urbanización solicitara de la dependencia correspondiente un dictamen por escrito de las condiciones existentes de las mismas y realizara revisiones periódicas que se llevaran en un registro durante el proceso de la obra. Al término de la misma se harán la inspección final y se indicarán lo que procede.

4) **Instalaciones.** El Departamento solicitara a las dependencias correspondientes y entregara a la contratista planos de localización de las instalaciones existentes y de proyecto, coordinando la supervisión necesaria con el fin de evitar interferencias en el proceso de la obra.

Responsabilidades.

En el caso que la contratista no atacara las instrucciones señaladas por el Departamento, será directamente responsable de los daños que se causaran en el proceso de la obra.

Antes de iniciar los trabajos de excavación la contratista deberá presentar a una relación del equipo necesario para cada obra, el cual permanecerá en esta el tiempo requerido con objeto de garantizar el máximo de eficiencia, de acuerdo con el tipo de terreno y condiciones de la zona.

Conformación, afine y compactación de terracerías.

Una vez abierta la excavación para alojar los espesores de pavimento o las estructuras, deberá conformarse y afinarse por medios mecánicos o en forma manual, dejándola libre de bordos y depresiones, conforme a los niveles y secciones de proyecto para plantillas, mejoramientos, sub-base. Bases, etc. Según el caso correspondiente.

Inmediatamente después de afinada y conformada la excavación se procederá a su compactación en un espesor superficial de 20 centímetros. hasta alcanzar un grado mínimo de 95% de su Peso Volumétrico Seco máximo modificado.

Si las características del terreno no permiten cumplir con las especificaciones anteriores, el Departamento de Urbanización de la región indicara por escrito el procedimiento a seguir.

Materiales

Los materiales que se usen en estos rellenos serán indicados por escrito por el Departamento de Urbanización de la región, y deberán cumplir con las especificaciones correspondientes y se dividen en la forma siguiente:

1. Material producto de excavación. Estos se usarán en lugares fuera de los arroyos, excepto en casos en que el proyecto indique lo contrario y se deberán tender en capas de 25 centímetros. sueltos, compactados al 95% de su P.V.S.M.

2. Material producto de banco o mina

Natural
Mejorado

Cal
Cemento
Pétreos

a. **Natural.** Este material producto de banco o mina no llevará ningún tratamiento especial y podrá emplearse en rellenos de zonas de arroyos y en cualquier otro lugar que indique el proyecto. Se compactarán en capas de 25 centímetros de material suelto al 95% de su P.V.S.M.

b. **Mejorado.** Estos materiales llevarán un tratamiento especial mezclándose con cal, cemento o pétreos según el caso y en la proporción fijada.

La compactación será en capa de 20 cm de material suelto al 95% de su P.V.S. Máx. respetando humedades y tiempos de colocación fijados por el Departamento de la región.

Mejoramientos: Tepetate

Se entiende por mejoramiento al material limosa cuya calidad debe ser superior a la del material de sub-rasante existente en la zona, donde pretende emplearse.

Cuando el material de sub-rasante sea de mala calidad, con Valores Relativos de Soporte menores del 5% o un Plástico superior a 20, será necesario colocar material de mejoramiento que integrará la capa sub-rasante, de acuerdo con el diseño del pavimento.

Especificaciones de Ejecución

Cuando la sub-rasante o terracería presenta contenido de humedades superiores a la óptima (zonas de baches), deberá eliminarse este material y substituirse por material que cumpla con las especificaciones de mejoramiento compactado al 95% de su P.V.S máximo en todo el espesor sustituido.

Habrán casos en que no pueda eliminarse todo el material inadecuado (con exceso de humedad) por la proximidad del nivel de aguas freáticas. El

Departamento de Urbanización de la región indicará en cada caso específico el procedimiento a seguir ya sea incrustando grava en greña para estabilizar la sub-rasante, colocar filtros o mediante el empleo de cal o cemento.

Consideraciones generales durante el Movimiento de Tierras y Construcción de la Cimentación.

Para el movimiento de tierras, se establece que el material producto de despalme no podrá ser empleado como relleno controlado, dado que los materiales recortados corresponden a materiales arcillosos de plasticidad.

Se recomienda que después de realizado la excavación a los niveles de proyecto, se construya primeramente el terraplén necesario hasta el nivel del lecho inferior de la grava cementada (base hidráulica), y posteriormente se realicen las excavaciones que alojarán a la cimentación, concluidas las excavaciones se procederá a la terminación de la plataforma de apoyo del piso, lo anterior es con el fin de proteger a los materiales ya colocados y que constituyen al terraplén contra el deterioro que pudieran ocasionar el tránsito de trabajadores y maquinaria. Una vez terminada la construcción de la cimentación se colocará la base sobre la que se construirá tanto el piso como el pavimento.

Las excavaciones que se realicen para alojar las cimentaciones deberán efectuarse con maquinaria hasta 0.10 m arriba del nivel de desplante recomendado, estos últimos se excavarán manualmente.

Si la excavación se realiza con maquinaria, hasta la profundidad de desplante recomendada, los materiales sueltos dejados por el equipo de excavación deberán retirarse totalmente, independientemente de la irregularidad de la superficie del fondo de la excavación, y re-nivelar con la plantilla de concreto pobre.

Todas las referencias topográficas existentes en el lugar se respetarán durante la construcción, tales como: alineamientos, niveles, señalamientos, etc. reponiéndose en caso de que se dañen o alteren.

Terraplén.

En caso de requerirse material importado para la construcción de terraplén podrán ser utilizados mezclas de grava, arenas de material fino (tepetate) que satisfagan las siguientes especificaciones:

Tabla 15. Valores de Calidad para Terracería (Terraplenes)

Características	Valor de Especificación
Límite Líquido (%)	30 máximo
Índice Plástico (%)	10 máximo
Contracción lineal (%)	5 máximo
VRS (CBR) (%)	15 máximo
Contenido de agua óptimo (%)	25 máximo
Peso volumétrico seco máximo (Kg/m ³)	1,300 mínimo

Los materiales con los que se construirá el terraplén se disgregarán hasta el grado de no presentar grumos o terrones y se mezclarán mediante una moto conformadora hasta obtener una revoltura homogénea en su constitución y granulometría, en caso necesario se incorporará cal hidratada en un porcentaje de 5%, en peso.

Los materiales ya mezclados y con el contenido de agua óptimo, previamente determinado en el laboratorio, se colocarán en capas no mayores de 20 cm, y se compactarán al 95% de su peso volumétrico seco máximo según la prueba AASHTO estándar, hasta alcanzar el lecho inferior de la base, empleando rodillo liso y rodillo neumático con un peso de 14 ton y una presión de inflado de 90 lbs/pulg².

Una vez concluida las terracerías se colocará una grava controlada (base hidráulica) de 20 cm de espesor compactada al 95% del PVSM, de acuerdo con la prueba AASHTO modificada.

Sub-base

Es la capa de materiales seleccionados (grava cementada) que se construye sobre la sub-rasante o mejoramiento y cuya función es soportar las cargas rodantes y transmitir las a las terracerías, distribuyéndolas de tal forma que no se produzcan deformaciones permanentes en estas.

Especificaciones de Ejecución

Una vez que la terracería o mejoramiento de haya compactado y afinado, se procederá al tendido del material de sub-base en los espesores que fije el Departamento, de acuerdo con el diseño de pavimento establecido para cada obra; debiendo tener este material características poco arcillosas.

Se calculará el volumen del material acamellonado de tal manera que no se tiendan capas mayores de 15 cm de espesor de material compactado.

Cuando se tenga la totalidad del material de sub-base para una capa, deberá mezclarse perfectamente con la moto-conformadora hasta uniformizar la humedad que deberá ser lo más cercana a la óptima.

Una vez alcanzada dicha humedad, se procederá al tendido de la sub-base y al compactado de la capa por medio de planchas de rodillos lisos de 10 a

12 toneladas o Duo-Pactor y se efectuará de la orilla hacia el centro, en fajas longitudinales a toda rueda con traslape de 10 centímetros.

La compactación se considerará satisfactoria cuando el material alcance un grado mínimo del 95% de su P.V.S. máximo en todo el espesor y deberá verificarse mediante pruebas de Laboratorio, las cuales se harán hasta que no haya huellas de las ruedas de las compactadoras.

La superficie deberá quedar perfectamente afinada y nivelada de acuerdo con las pendientes longitudinales y transversales que fijen el proyecto y exenta de baches; los cuales, en caso de existir, deberán ser extraídos y repuestos con material adecuado (dándoles la compactación especificada), antes de proceder al tendido de la siguiente capa de sub-base o base.

Base Hidráulica

La base es la capa de materiales seleccionados (grava cementada controlada) que se construye sobre la sub-base o sub-rasante (cuando la calidad de esta es igual a la de la sub-base) y cuya función es soportar las cargas rodantes y transmitir las a las capas inferiores del pavimento, distribuyéndolas de tal forma que no produzcan deformaciones perjudiciales en estas.

Especificaciones de Ejecución

Cuando en el diseño empleado sobre la base, se coloque la carpeta asfáltica, el espesor mínimo será de 15 cm de material compacto.

Cuando el diseño del pavimento marque base asfáltica sobre la base hidráulica, el espesor mínimo de esta capa deberá ser de 10 cm de material compacto.

El procedimiento de construcción para el tendido de la base hidráulica es igual al empleado en los materiales de sub-base, únicamente con las siguientes modificaciones:

La compactación se considerará satisfactoria cuando el material alcance un grado mínimo del 98% de su Peso Volumétrico Seco Máximo, verificado mediante pruebas de Laboratorio, las cuales se efectuarán hasta que no se marquen las huellas de las ruedas.

La superficie deberá quedar perfectamente afinada, con textura uniforme sin ondulaciones y estará de acuerdo con las pendientes longitudinales y transversales que fije el proyecto, tampoco deberán existir baches.

Se recomienda que al terminar la compactación en la base y cuando esta se encuentre seca superficialmente, se aplique el riego de impregnación con objeto de evitar desintegración a causa del tránsito o de las lluvias. No se deberá conservar esta superficie a base de riegos de agua o compactación, ya que se originan encarpetamientos y texturas cerradas que impiden la correcta penetración del riego de impregnación. Cuando cualquiera de estas causas deteriore la superficie de la base y se tenga duda del grado de compactación de la misma, el Departamento de Urbanización, podrá ordenar al contratista desde escarificar superficialmente esta capa hasta levantarla completamente y volverla a compactar, verificarla por pruebas de Laboratorio; las especificaciones que deberá cumplir el material de base son las siguientes:

Tabla 16. Valores de Calidad para la Grava Controlada (Base Hidráulica)

Características	Valor de Especificación
Granulometría (Zona Granulométrica)	1-2 máximo
Tamaño (mm)	38 máximo
Porcentaje de finos (Material < 0.074 mm)	10 máximo
Límite Líquido (%)	25 máximo
Límite Plástico (%)	6 máximo
Compactación (% AASHTO Modificada)	95 mínimo
Equivalente de arena (%)	40 mínimo
V.R.S. (%) (CBR)	100 mínimo
Desgaste de los Ángeles (%)	40 máximo

Granulometría

La curva granulométrica deberá quedar comprendida entre el límite inferior de la zona 1 y el superior de la zona 2 (Ilustración 28. Gráfica de composición granulométrica base), adoptando una forma semejante a las curvas que limitan las zonas, y no tener cambios bruscos de pendiente.

En relación del porcentaje en peso que pasa la malla No. 200 al que pasa la malla No. 40, no deberá ser superior a 0.65.

De contracción lineal

Valor cementante, valor relativo de soporte (CBR), tamaño máximo y peso volumétrico seco máximo, las siguientes:

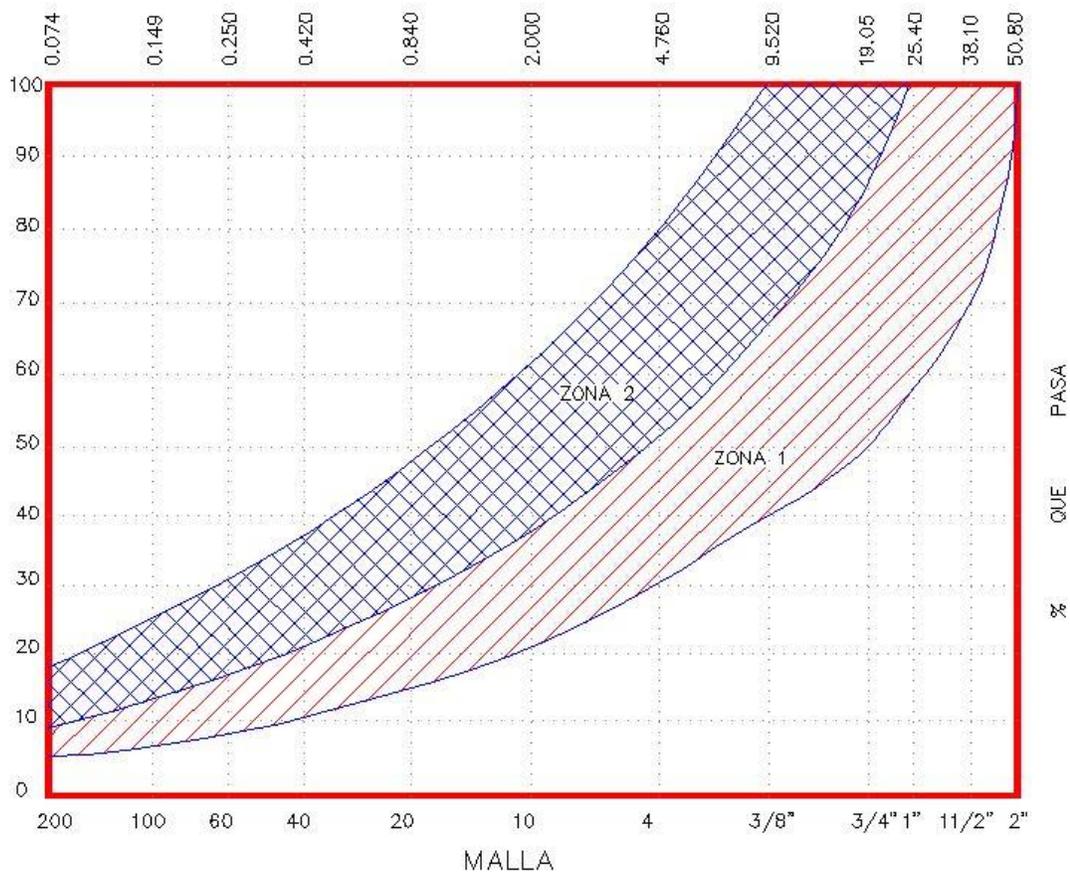


Ilustración 28. Gráfica de composición granulométrica base

Tabla 17. Zonas Granulométricas del material.

Características	1	2
Contracción Lineal (%)	3.5 máximo	2.0 máximo
Valor Cementante (Kg/cm ²)	4.5 mínimo	3.5 mínimo
V.R.S. (%) (CBR)	100 mínimo	100 mínimo
Tamaño Máximo del Agregado	1 1/2" máximo	1 1/2" máximo
P.V.S.M. (Kg/cm ³)	1800 mínimo	1800 mínimo

Se deberán efectuar pruebas de compactación en las capas compactadas, para verificar el porcentaje de compactación alcanzado en la construcción. Se recomienda hacer una prueba consistente en una cala volumétrica, por cada 50m³ de material compactado.

Carpeta Asfáltica

La carpeta se construirá de concreto asfáltico, elaborado en planta, utilizando agregado pétreo totalmente triturado a tamaño máximo de ¾", y cemento asfáltico AC-10 en proporción aproximada de 90 kg de este cemento por metro cúbico de agregado pétreo seco y suelto. Se compactará al 95% respecto a la prueba Marshall.

La curva granulométrica del agregado pétreo deberá quedar comprendida entre los límites marcados en la Ilustración 29. Gráfica de composición granulométrica, carpeta asfáltica., sin presentar cambios bruscos de pendiente.

Las características físicas del agregado pétreo deberán satisfacer los siguientes valores:

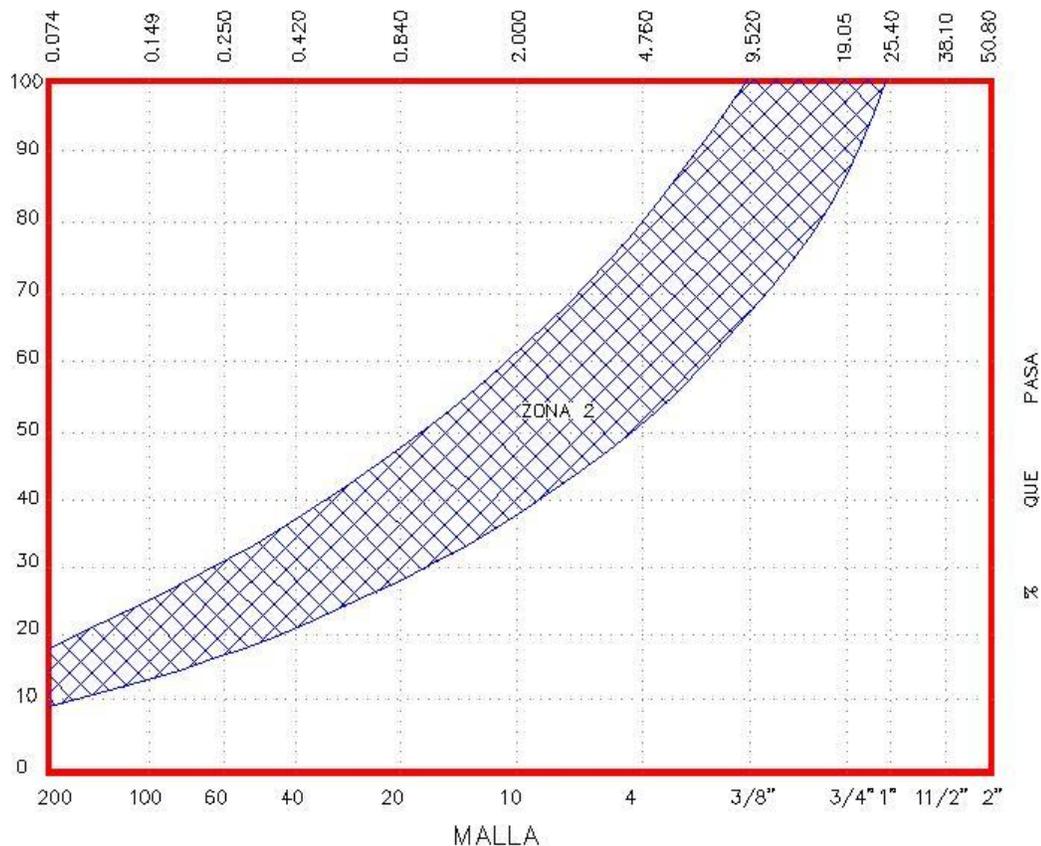


Ilustración 29. Gráfica de composición granulométrica, carpeta asfáltica.

Tabla 18. Especificaciones para el material pétreo.

Características	Valor de Especificación
Contracción Lineal (%)	2 máximo
Desgaste Los Ángeles (%)	40 máximo
Afinidad con el Asfalto (%)	
Desprendimiento por Fricción (%)	25 máximo
Cubrimiento Método Inglés (%)	90 máximo
Estabilidad (%)	25 máximo
Equivalente de Arena (%)	55 mínimo

Porcentaje de Compactación Requerido

Para el control de compactación, se recomienda que desde las primeras capas tendidas se desarrolle un terraplén de prueba, para definir el número de pasadas óptimo con el equipo elegido.

El proceso de compactación será controlado por el laboratorio de mecánica de suelos, usando la expresión:

Ecuación 16

$$\% \text{ de compactación} = \left(\frac{\gamma_d \text{ sitio}}{\gamma_d \text{ máximo}} \right) 100$$

a) Compactación del terreno Natural

Los materiales expuestos que se tendrán después de efectuar el despalme y cortes necesarios para la construcción de las plataformas se compactarán al 90% de su peso volumétrico seco máximo según la prueba AASHTO estándar.

b) Compactación del Terraplén

El terraplén se colocará en capas de 20 cm de espesor compactadas al 95% de su peso volumétrico seco máximo según la prueba AASHTO estándar.

c) Compactación de la capa de Grava Controlada (Base Hidráulica)

La grava controlada que se empleara para el apoyo de los pisos de las naves y los pavimentos de tipo flexible y rígido tendrá un espesor de 20 cm, la cual se compactara al 95% del PVSM, de acuerdo con la prueba AASHTO modificada.

d) Compactación de la Carpeta Asfáltica (Pavimento Flexible)

El pavimento flexible de concreto asfáltico, se compactará al 95% respecto a la prueba Marshall.

Tabla 19. Características recomendadas para el material que se utilice para el terraplén

Tamaño máximo de partículas 7.6 cm (3")	7.6
Porcentaje máximo que pasa la malla No 200	25%
Límite líquido al 30 %	Menor
Expansión % máximo	3

Procedimiento constructivo en pavimento rígido.

1. Se construirá después de terminar la base hidráulica y de aplicar sobre ésta el riego de impregnación que se estableció para el pavimento flexible.
2. El concreto tendrá un módulo de ruptura (MR) de 40 kg/cm². Las losas se construirán por franjas cuyas dimensiones dependerán de la geometría de las áreas por pavimentar.
3. La modulación se hará para que los tableros sean preferentemente de forma cuadrada en planta y alternativamente de forma rectangular en cuyo caso la longitud del tablero no excederá de 1.30 veces el ancho del mismo.
4. En los tableros su ancho y su largo no deben exceder de 20 veces y de 26 veces el peralte.
5. Se proyectarán las juntas longitudinales y transversales necesarias. El sellado de las juntas entre tableros deberá hacerse escrupulosamente, ya que en caso contrario las juntas se convierten en fuente de infiltración a las capas de apoyo de la losa provocando más tarde la falla de ésta.

Lineamientos generales para la construcción de la estructura de pavimentos.

1. Se efectuará el despalme recomendado en toda la superficie del predio para retirar la capa de suelo vegetal y materiales arcillosos existentes con respecto al nivel actual del terreno.
2. Una vez concluido el despalme, se procederá a efectuar la excavación necesaria de tal manera que pueda alojar la terracería, la subrasante, la base hidráulica y el pavimento, ya sea de tipo flexible o rígido.
3. Cuando se haya alcanzado la profundidad necesaria, se escarificarán los primeros 15 cm y se re-compactarán al 90% de su peso volumétrico seco máximo según la prueba AASHTO estándar, (Transportes, MMP. Métodos de Muestreo y Prueba de Materiales, 2006).
4. Se colocará un pedraplén con un espesor de 30 cm, debidamente bandeada con tamaño de partícula máximo de 6".
5. Posteriormente se colocará un mejoramiento que constituido por material importado de banco en dos capas de 20 cm compactado al 95% de su peso volumétrico seco máximo según la prueba AASHTO estándar. El mejoramiento propuesto tendrá una altura mínima de 20 cm.
6. Los materiales ya mezclados y con el contenido de agua óptimo, previamente determinado en el laboratorio, se colocarán en capas no mayores de 20 cm de espesor, y se compactarán al 95%, de su peso volumétrico seco máximo según la Prueba Próctor Estándar; hasta alcanzar el lecho inferior de la sub-base, en la zona de pavimentos.
7. La sub-base en su momento se colocará de 15 cm de espesor compactada al 98% de su PVSM, finalmente se colocará por arriba de la sub-base una capa de 20 cm de grava controlada, material de base, compactada al 98%.
8. Para los pisos únicamente se colocará una capa de 20 cm de grava controlada por arriba del terraplén, material de base, compactada al 98%,

empleando rodillo liso y rodillo neumático con un peso de 14 toneladas y una presión de inflado de $90 \text{ lbs}/\text{m}^2$

9. Una vez concluido el mejoramiento se colocará una grava controlada (base hidráulica) de 20 cm de espesor compactada al 95% del PVSM, de acuerdo con la prueba AASHTO modificada.

10. Sobre la base hidráulica terminada y barrida, se dará un riego de impregnación con emulsión asfáltica RM-2K (ECI-60), de acuerdo con (Transporte, 2001) a razón de 1.5 litros de emulsión por metro cuadrado, aproximadamente, cumpliendo las instrucciones del fabricante de la emulsión.

11. Cuando la zona de pavimentos corresponda al pavimento de tipo flexible (carpeta asfáltica), se procederá a colocar un riego de liga con emulsión asfáltica RR-3K (ECR-65) a razón de 0.6 litros de emulsión por metro cuadrado aproximadamente.

12. Cuando el pavimento corresponda a losas de concreto hidráulico, se barrera la superficie de apoyo y se dará un ligero riego de agua para humedecer la zona donde se realizará el colado del piso.

El espesor de las losas de concreto hidráulico dependerá de la zona que corresponda con el proyecto de pavimentos.

13. Finalmente, se construirá el pavimento flexible de concreto asfáltico, elaborado en planta, utilizando agregado pétreo totalmente triturado a tamaño máximo de 19 mm (3/4"), y cemento asfáltico AC-10 en proporción aproximada de 90 kg de este cemento por cada metro cúbico de agregado pétreo seco y suelto. Se compactará al 95% respecto a la prueba Marshall. (Transporte, Análisis comparativo de los Métodos Marshall para Compactación de Mezclas Asfálticas, 2005)

El espesor de la carpeta asfáltica dependerá de la zona que corresponda con el proyecto de pavimentos.

Obras de drenaje y complementarias.

Construcción de un murete de mampostería para conducir el gasto de la cuneta que se ubica del lado derecho hacía el lado izquierdo de la vialidad y evitar que el agua escurra hacia la cárcava de erosión.

Revegetación de la ladera para reducir los procesos de erosión.

Obstáculos de piedra en el escurrimiento detectado del lado izquierdo de la vialidad para reducir la erosión causada por el agua.

Señalamiento. Se pintará el señalamiento horizontal con las mismas características que el actual.

V.1. ESPECIFICACIONES GENERALES

El diseño fue basado bajo las Normas para Construcción e Instalaciones de SCT, (Transportes, 1984), las Normas Aplicables, (Transportes, CMT. Características de los materiales. Materiales Diversos., 2013), (Transportes, CTR. Construcción. Conceptos de Obra, 2000), de los Títulos 01 Terracerías y 03 Drenaje y Sub-drenaje, así como (Transportes, Manual de Dispositivos para el Control del Tránsito en Calles y Carreteras., 1986), Capítulos I (Señales Preventivas), II (Señales Restrictivas), III (Señales Informativas), IV (Marcas), V (obras y Dispositivos diversos), VI (Dispositivos para Protección en Obras).

NORMAS	DESIGNACIÓN
EJECUCIÓN DE OBRAS	N-LEG-3
DESMONTE	N-CTR-CAR-1-01-001/11
DESPALME	N-CTR-CAR-1-01-002/11
ESCALONES DE LIGA	N-CTR-CAR-1-01-004/11
EXCAVACIÓN PARA ESTRUCTURAS	N-CTR-CAR-1-01-007/11
RELLENOS	N-CTR-CAR-1-01-011/11
ACARREOS	N-CTR-CAR-1-01-013/00
RECUBRIMIENTO DE TALUDES	N-CTR-CAR-1-01-012/00

MAMPOSTERÍA DE PIEDRA	N-CTR-CAR-1-02-001/00
CONCRETO HIDRÁULICO	N-CTR-CAR-1-02-003/02
ACERO PARA CONCRETO HIDRÁULICO	N-CTR-CAR-1-02-004/02
ACERO ESTRUCTURAL Y ELEMENTOS METÁLICOS	N-CTR-CAR-1-02-005/02
DEMOLICIONES Y DESMANTELAMIENTOS	N-CTR-CAR-1-02-013/02
ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO	N-CTR-CAR-1-02-006/01
CUNETAS	N-CTR-CAR-1-03-003/00
SUBBASES Y BASES	N-CTR-CAR-1-04-002/11
CARPETAS ASFÁLTICAS CON MEZCLA EN CALIENTE	N-CTR-CAR-1-04-006/09
PILOTES COLADOS EN EL LUGAR	N-CTR-CAR-1-06-003/01
MARCAS EN EL PAVIMENTO	N-CTR-CAR-1-07-001/00
VIALETAS Y BOTONES	N-CTR-CAR-1-07-004/02
ACERO DE PRESFUERZO PARA CONCRETO HIDRÁULICO	N-CMT-2-02/04
PLACAS Y APOYOS INTEGRALES DE NEOPRENO	N-CMT-2-08/04
LIMPIEZA DE CUNETAS Y CONTRACUNETAS	N-CSV-CAR-2-01-001
LIMPIEZA DE LA SUPERFICIE DE RODAMIENTO	N-CSV-CAR-2-02-001
REPARACIÓN MAYOR DE CUNETAS Y CONTRACUNETAS	N-CSV-CAR-4-01-001/02
SEÑALAMIENTO Y DISPOSITIVO PARA PROTECCIÓN EN OBRA	N-CTR-CAR-1-07-016
SEÑALAMIENTO HORIZONTAL Y VERTICAL DE CARRETERAS Y VIALIDADES URBANAS	NOM-086-SCT2-2004
EJECUCIÓN DE CONTROL DE CALIDAD DURANTE LA CONSTRUCCIÓN	N-CAL-1-01

De igual forma tienen aplicación las siguientes normas de la Normativa S.C.T.

V.2. ESPECIFICACIONES PARTICULARES.

Ductos de PVC de 3.2 cm de diámetro.

Definición. Los ductos de PVC de 3.2 cm de diámetro permiten el paso del acero de pre-esfuerzo para aplicar el pretensado a la trabes longitudinales.

Ejecución. el contratista suministrará y colocará los ductos de tubo de plástico PVC a través del acero de refuerzo de la trabe pretensada.

Medición. Los ductos de PVC de 3.2 cm de diámetro se medirá tomando como unidad el metro lineal de ducto instalado en la ubicación y las dimensiones indicadas en el proyecto.

Base de pago. El pago de los ductos de PVC de 3.2 cm de diámetro, por unidad de obra terminada se medirá tomando como unidad el metro lineal de ducto instalado en la ubicación y las dimensiones indicadas en el proyecto, se hará al precio fijado en el contrato para el metro lineal de ducto de PVC. Este precio incluye lo que corresponda por adquisición de los materiales; cargas, descargas y transportes al lugar de la obra; tiempos muertos de los vehículos y almacenamientos; obras auxiliares; cortes, mermas y desperdicios; limpieza de la tubería y colocación, cualquier equipo, material y mano de obra que se requiera para la correcta ejecución de este trabajo.

Junta de calzada.

Definición. Las juntas de calzada se sitúan en la línea que separa la estructura de sus accesos, o entre dos partes de un misma estructura, teniendo como función principal, el asegurar la continuidad de la superficie de rodamiento, al mismo tiempo que se satisface el confort del usuario, la libertad del movimiento de la estructura, total resistencia a la intemperie, estanqueidad y durabilidad.

Ejecución. El contratista suministrará y colocará las juntas de calzada de acuerdo con lo indicado en el proyecto.

Medición. Las juntas de calzada se medirán tomando como unidad el metro lineal de junta instalada en la ubicación y las dimensiones indicadas en el proyecto.

Base de pago. El pago de las juntas de calzada, por unidad de obra terminada, se hará al precio fijado en el contrato para el metro lineal de junta. Este precio incluye lo que corresponda por: adquisición de los materiales;

cargas, descargas y transportes al lugar de la obra; tiempos muertos de los vehículos y almacenamientos; obras auxiliares; cortes, mermas y desperdicios; limpieza de la tubería y colocación, cualquier equipo, material y mano de obra que se requiera para la correcta ejecución de este trabajo.

Formación de obstáculos para reducir la velocidad del escurrimiento superficial detectado del lado izquierdo de la vialidad.

Definición. La formación de obstáculos en el escurrimiento superficial detectado del lado izquierdo de la vialidad consiste en formar barreras de piedra acomodada a cada 10.0 m a lo largo de todo el escurrimiento con la finalidad de reducir la acción erosiva del agua.

Ejecución. El contratista suministrará y acomodará las piedras a lo largo del escurrimiento a cada 10.0 m de longitud de cauce de acuerdo con lo indicado en el proyecto.

Medición. La formación de obstáculos en el escurrimiento superficial detectado del lado izquierdo de la vialidad se medirá tomando como unidad el metro cúbico (m³) de piedra acomodada de acuerdo con lo indicado en el proyecto.

Base de pago. El pago de formación de obstáculos en el escurrimiento superficial detectado del lado izquierdo de la vialidad, por unidad de obra terminada, se hará al precio fijado en el contrato para el metro cúbico (m³). Este precio incluye: cargas, acarreos, colocación, y la mano de obra que se requiera para la correcta ejecución de este trabajo.

V.3. CONCLUSIONES DEL PROYECTO EJECUTIVO.

Bajo las normas señaladas y especificadas en el capítulo y en los anteriores que son consecuentes a lo que se propone, se puede concluir que para una buena ejecución de Proyecto es necesario contar primeramente con un equipo para el diseño de éste, llevar a cabo las muestras de laboratorio que sean necesarias, analizarlas y si es necesario hacer modificaciones hasta ajustar lo que se necesite.

Para la supervisión es importante basarse con lo que se lleva a cabo en gabinete y ajustarlo en obra, seguir las normas vigentes así como adaptarse a la normatividad de construcción que dicta la región en la que se desarrolle el proyecto.

Este desarrollo se basó en diferentes normas las cuales ofrecen diferentes opciones para ejecutar pruebas y así comprobar los resultados que se proponen, base a esto puedo concluir que es importante regirse bajo estos preceptos y no saltarlos, ya que nos garantizan el éxito que buscamos para cualquier proyecto que desarrollemos como ingenieros civiles, haciendo esto se garantiza una infraestructura con un periodo de vida duradero y viable para la población que lo ocupa y depende de ello.

ANEXO 1: PLANOS EJECUTIVOS

PROYECTO GEOMÉTRICO, PLANTA Y PERFIL

PROYECTO GEOMÉTRICO, SECCIONES TRANSVERSALES DEL KM
57+260 AL KM 57+380

PROYECTO GEOMÉTRICO, SECCIONES TRANSVERSALES DEL KM 57+390
AL KM 57+490

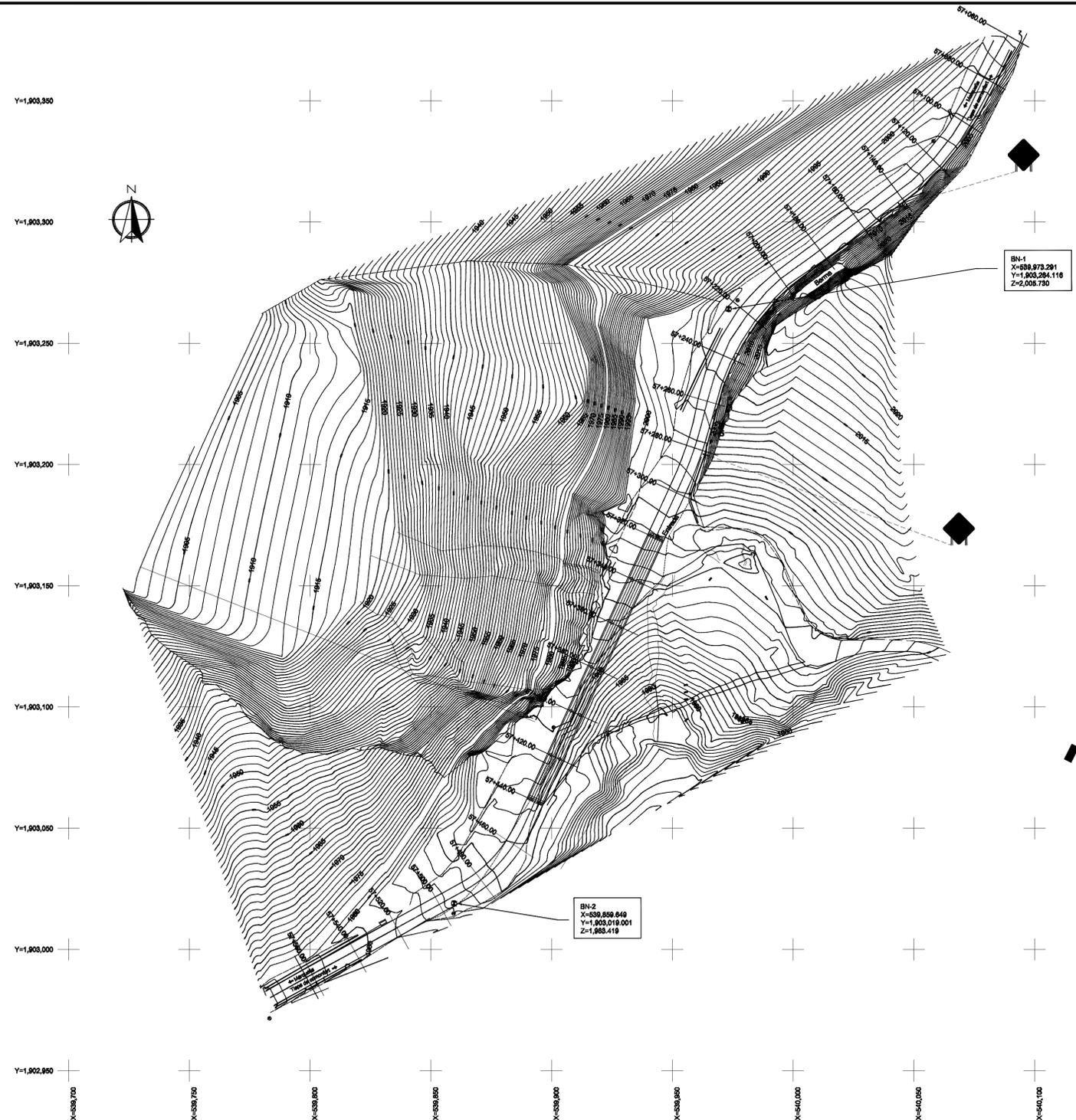
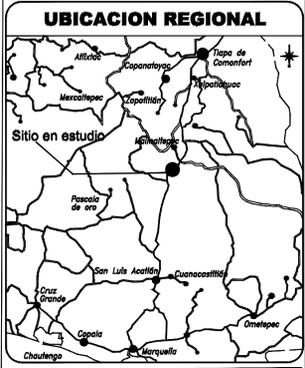
CABALLETE 1, KM 57+320

CABALLETE 2, KM 57+440

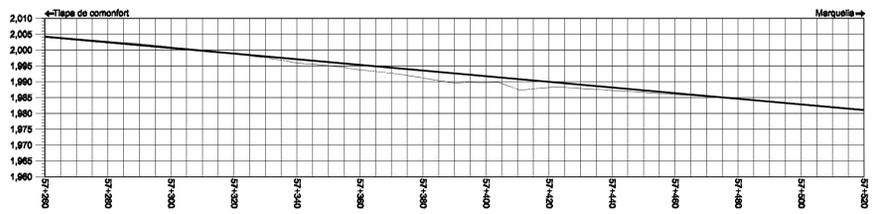
APOYOS INTERMEDIOS

LOSAS Y DIAFRAGMA

PARAPETO



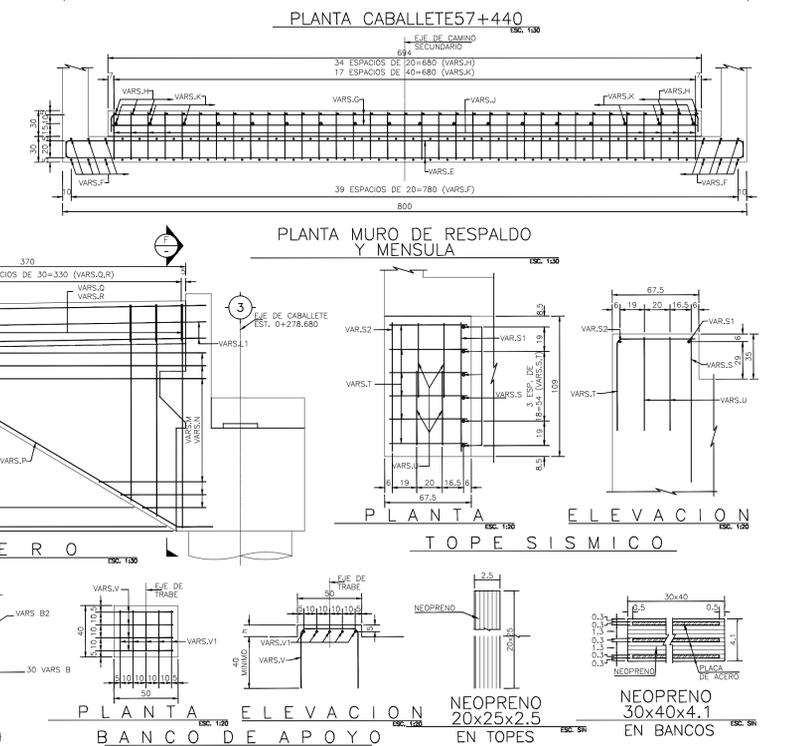
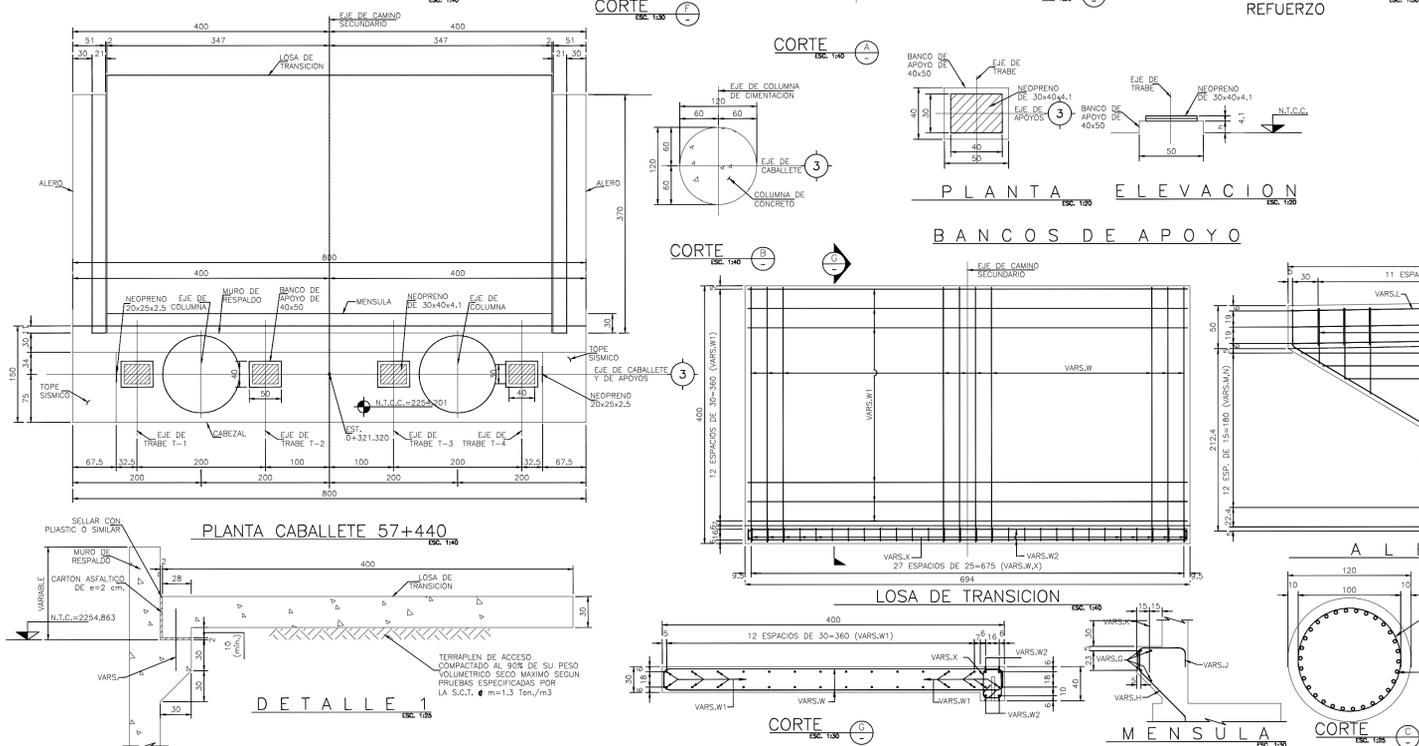
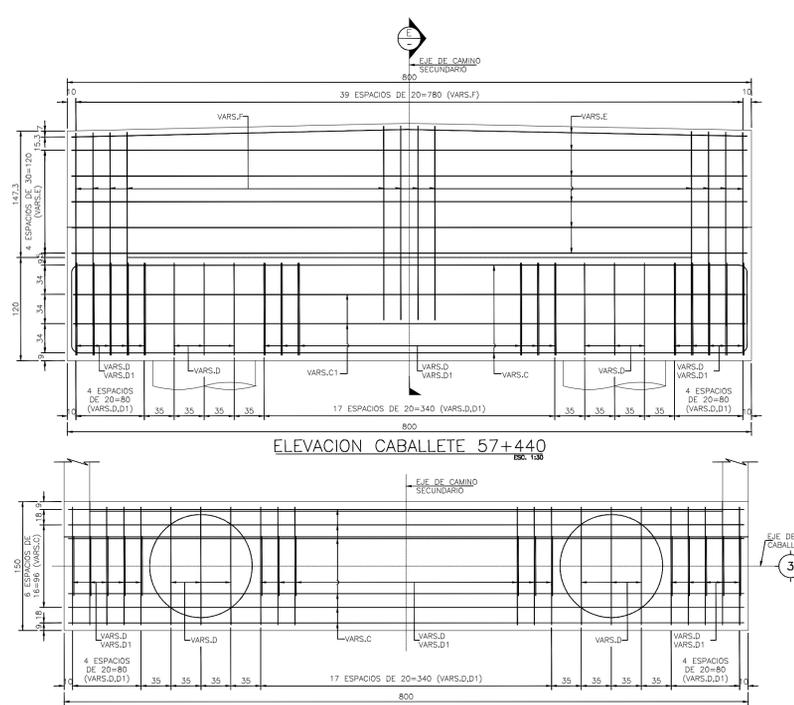
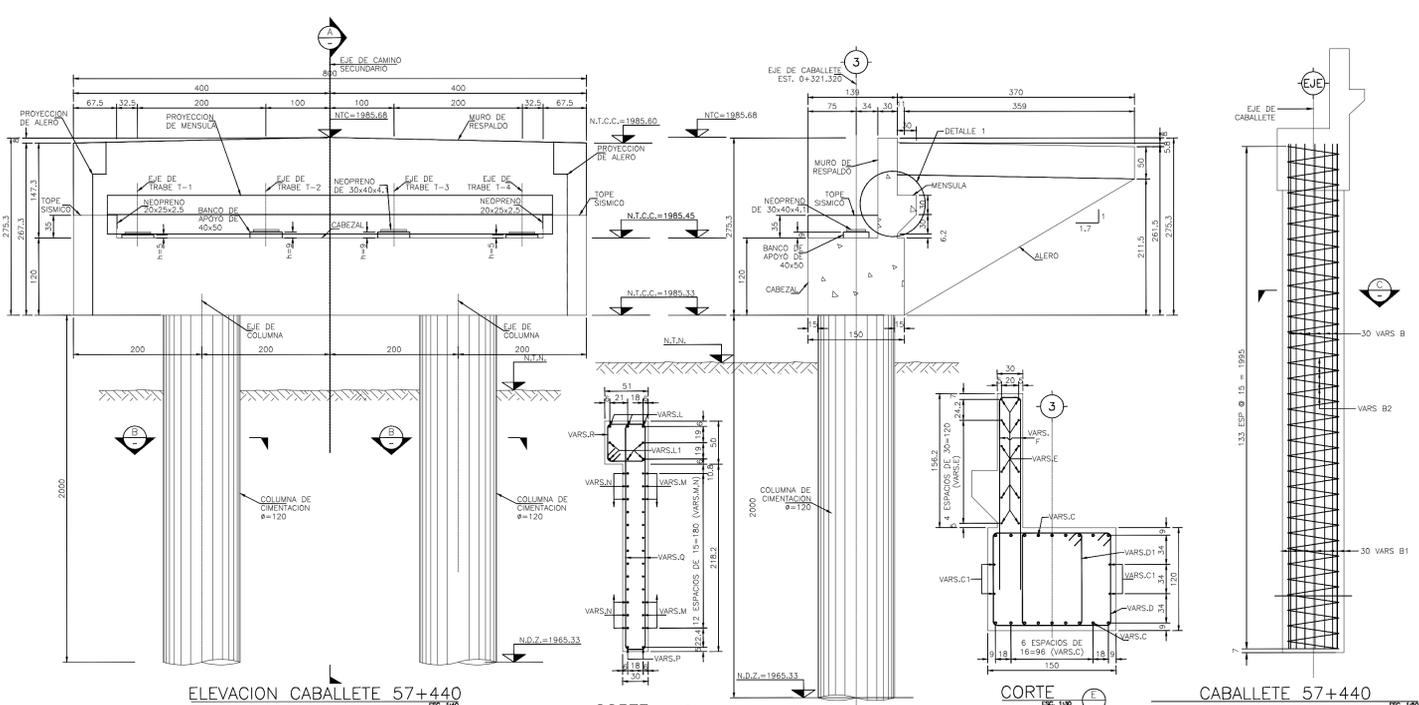
PLANTA GEOMÉTRICA
VIADUCTO DEL KM 57+060 AL KM 57+580
Escala 1:1000



PERFIL GEOMÉTRICO
VIADUCTO DEL KM 57+060 AL KM 57+580
Escala 1:1000

**PROYECTO EJECUTIVO DEL VIADUCTO
EN EL KM. 57+200 DE LA CARRETERA
TLAPA-MARQUELIA
REGION: MONTAÑA
MUNICIPIO: MALINALTEPEC
ESTADO: GUERRERO**

PLANO: PROYECTO GEOMÉTRICO PLANTA Y PERFIL **PG-01**
NO TOMAR COTAS CON ESCALIMETRO



LISTA DE VARILLAS										
LOC.	VAR. No.	Ø	CANT. (PZAS.)	LONG. (CM)	CROQUIS	a	b	c	d	PESO (kg)
ZAPATA	A	6c	48x2-96	714		572	60	11	7	1542
	A1	6c	40x2-80	834		682	60	11	7	1501
	B	10c	2x30-60	810		810	-	-	-	3038
PILAS	B1	8c	2x30-60	215		215	-	-	-	518
	B2	4c	2x1-2	17317		104	795	15	-	346
	B3	4c	2x1-2	5478		134	195	15	-	110
CABEZAL	C	8c	18	920		772	60	14	9	662
	C1	4c	4	914		128	98	7	10	175
	D	4c	28	378		60	98	7	10	106
	E	4c	2x6-12	824		780	15	7	-	99
	F	4c	2x40-80	222		200	15	7	-	178
MENSULA	G	4c	4	721		677	15	7	-	29
	H	4c	35	120		72	20	4	-	42
ALEROS	J	6c	35	130		38	15	11	55	102
	K	8c	18	60		80	-	-	-	43
	L	6c	2x3-6	459		377	10	11	7	62
	L1	5c	2x5-10	458		379	10	9	6	72
	M	4c	2x2-4	497		408	40	6	3	31
	N	5c	2x2-4	497		408	40	6	3	31
	O	4c	4x12-48	200		112	-	-	-	30
	R	4c	2x12-24	200		100	-	-	-	3
	S	6c	2x6-12	112		100	-	-	-	2
	S2	4c	2	100		100	-	-	-	2
TOPES SISMICOS	T	4c	2x6-12	149		85	57	7	-	18
	U	4c	2x4-8	316		72	55	7	10	25
LOSA DE TRANSICION	V	4c	4x4-16	131		33	42	7	-	21
	V1	4c	4x5-20	121		23	42	7	-	24
	W	6c	2x28-56	430		378	15	11	7	542
	W1	4c	28	721		677	15	7	4.5	202
	W2	6c	2x2-4	712		670	10	11	7	64
X	4c	28	134		24	12	7	10	38	

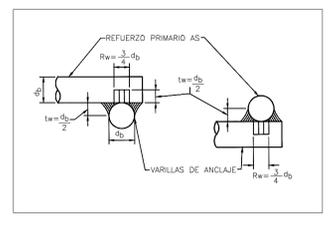
TOTAL = 10,014 kg.

NOTAS GENERALES

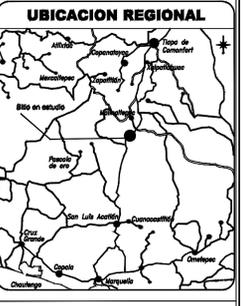
- ACOTACIONES EN CENTIMETROS, EXCEPTO DONDE SE INDIQUE OTRA UNIDAD.
- SE USARA UN CONCRETO DE f'c=250 kg/cm². Y AGREGADO GRUESO CON TAMAÑO MÁXIMO DE 1.9 cm. SE VIBRARA AL COLADO.
- LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.
- EL CONTRATISTA DEBERA VERIFICAR Y COMPLEMENTAR TODAS LAS COTAS, DIMENSIONES Y LISTA DE VARILLAS EN OBRA.
- SE USARA ACERO DE REFUERZO CORRUGADO DE GRADO DURO, CON L.E. > 4200 kg. Y CON L.R. = 6300 kg/cm.
- LOS TRASLAPES DE VARILLAS DEBEN RESPETAR LOS VALORES Y UBICACION DEL PLANO, EL CONTRATISTA DEBE CONSULTAR AL PROYECTISTA PARA TODO CAMBIO AL RESPECTO.

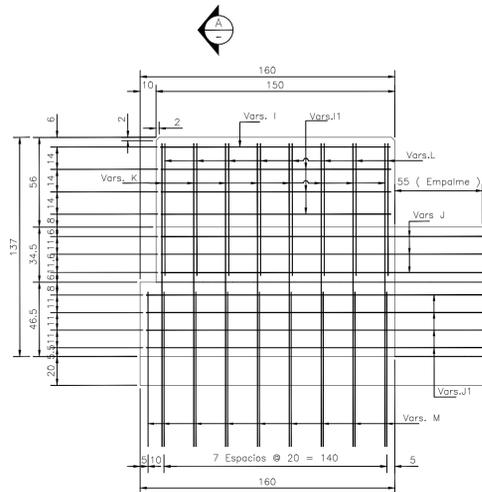
SIMBOLOGIA

- N.T.C. NIVEL TOPE DE CONCRETO
 N.D.Z. NIVEL DE DESPLANTE DE ZAPATA
 N.T.C.C. NIVEL TOPE DE CORONAMIENTO DE CONCRETO
 N.T.N. NIVEL DE TERRENO NATURAL

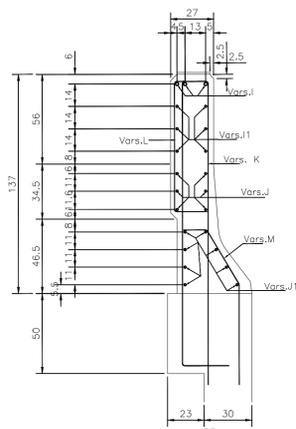


VARILLAS SOLDADAS EN TOPES Y MENSULA

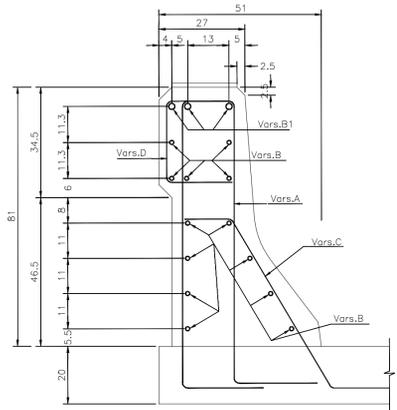




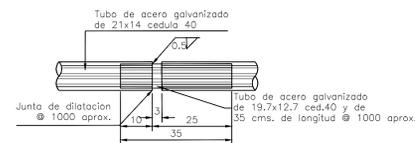
ELEVACION
REMATÉ DE GUARNICIÓN ESC. 1:20



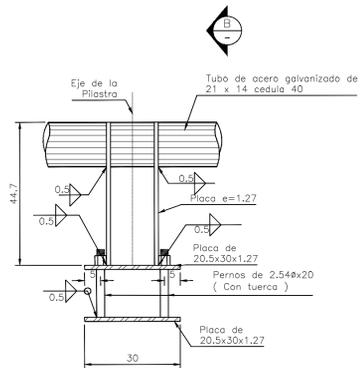
CORTE
ESC. 1:20



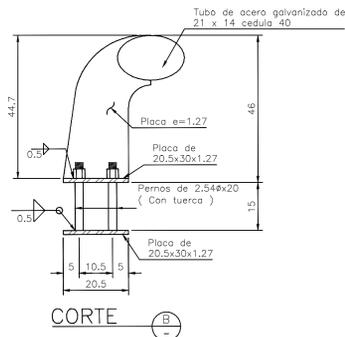
DETALLE DE LA GUARNICIÓN
SOBRE LOSA (REFUERZO) ESC. 1:10



DETALLE DE JUNTA
ESC. 1:10

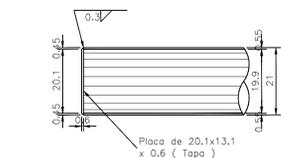


ELEVACION

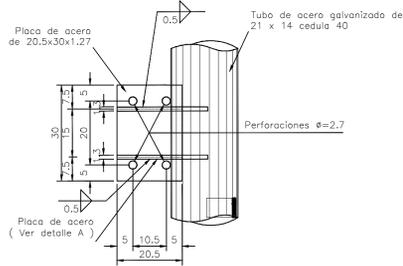


CORTE

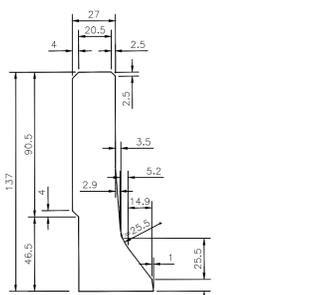
DETALLE DEL PARAPETO
ESC. 1:10



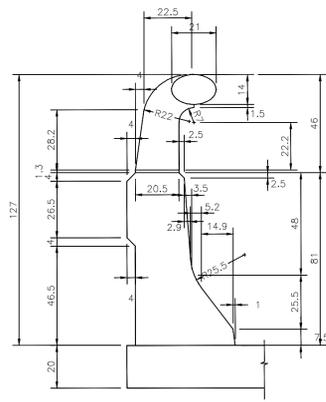
DETALLE DE LA TAPA
ESC. 1:10



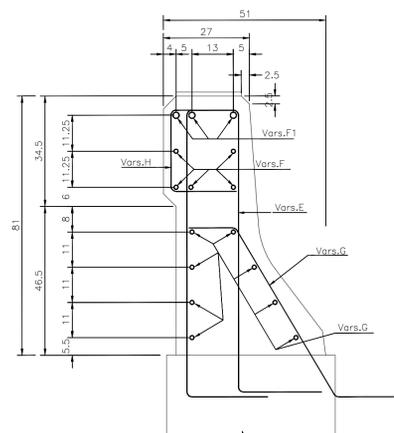
PLASTRAS - PLANTA
ESC. 1:10



REMATÉ DE GUARNICIÓN
(GEOMETRÍA) ESC. 1:20



PARAPETO Y GUARNICIÓN
(GEOMETRÍA) ESC. 1:10



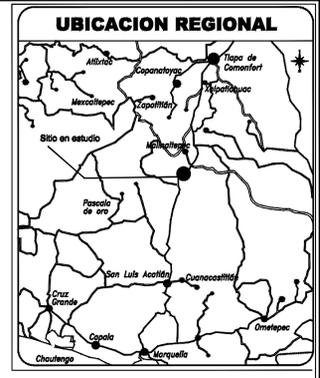
DETALLE DE LA GUARNICIÓN
SOBRE ALERO (REFUERZO) ESC. 1:10

LISTA DE PIEZAS								
LOC.	MCA.	CANT. (PZAS.)	DESCRIPCION	CROQUIS	a	b	c PESO (kg)	
PILASTRAS Y TUBOS DE BARANDAL	PL-1	82	PLACA DE ACERO A-36 R _e =1,27 cm.		30	20	-	3265
	PL-2	82	PLACA DE ACERO A-36 R _e =1,27 cm.		30	20	-	3265
	PL-3	41+41=82 2=164	PLACA DE ACERO A-36 R _e =1,27 cm.		29	21	19	467
	OC-1	1	TUBO DE ACERO GALV. CED.40 Ø76mm. NOMINAL		53929	7.6	-	2430
OC-2	27x2=54	TUBO DE ACERO GALV. CED.40 Ø64mm. NOMINAL		35	6.4	-	74	
PL-4	2x2=4	PLACA DE ACERO A-36 R _e =12.7 mm.		8.9	0.5	-	-	
TOTAL = 9,501 Kg.								

LISTA DE VARILLAS								
LOC.	VAR. No.	Ø	CANT. (PZAS.)	LONG. (CM)	CROQUIS	a	b c d PESO (kg)	
GUARNICIÓN EN LOSA	A	4c	216x2=432	304		50	92 16 -	1313
	B	4c	13	7400		7400	- - -	962
	B1	6c	3	7400		7400	- - -	500
	-	-	-	-	-	-	- - -	-
GUARNICIÓN EN ALERO	C	4c	216x2=432	128		50	60 14 -	553
	D	4c	216x2=432	112		25	21 10 -	484
GUARNICIÓN EN ALERO	E	4c	13x4=52	372		50	126 16 -	193
	F	4c	13	228		228	- - -	30
	F1	6c	3	228		228	- - -	15
	G	4c	13x4=52	148		16	78 50 -	77
H	4c	13x4=52	112		25	21 10 -	58	
TOTAL = 4,595 Kg.								

LISTA DE VARILLAS								
LOC.	VAR.	DAM	CANTIDAD (pzas.)	LONGITUD TOTAL (cms)	CROQUIS	a (cm)	b (cm) c (cm) PESO (kg)	
REMATÉ DE PARAPETO	I	4c	4x3=12	144		144	- -	17
	II	3c	4x6=24	174		144	15 -	23
	J	4c	4x6=24	217		147	55 15	52
	J1	4c	4x8=32	227		157	55 15	73
	K	4c	4x8=32	224		81	21 10	72
	L	4c	4x8=32	408		16	176 15	131
	M	4c	4x9=36	118		18	40 60	42
TOTAL = 4,595 Kg.								

RESUMEN DE MATERIALES	
» CONCRETO DE f'c=250 kg/cm ² EN:	
GUARNICIÓN EN LOSA	22.3 m ³
GUARNICIÓN EN ALERO	2.5 m ³
REMATÉ	2.5 m ³
» ACERO DE REFUERZO f _y = 4200 kg/cm ² EN:	
GUARNICIÓN EN LOSA	3812 kg
GUARNICIÓN EN ALERO	373 kg
REMATÉ	410 kg
» TUBO DE ACERO GALVANIZADO DE Ø=7.6 (3") CED.40 (11.3 Kg POR METRO)	1071 Kg
» TUBO DE ACERO GALVANIZADO DE Ø=6.4 (2 1/2") CED.40 (3.0 Kg POR JUNTA)	7.2 Kg
» ACERO A-36 EN:	
PILASTRAS	130.6 Kg
» PERNOS DE 2.54Ø CON TUERCA LONGITUD DE 20 cm (4 PIEZAS POR PILASTRA)	208 Pzas



PROYECTO EJECUTIVO DEL VIADUCTO EN EL KM. 57+200 DE LA CARRETERA TLAPA-MARQUELIA
REGION: MONTAÑA
MUNICIPIO: MALINALTEPEC
ESTADO: GUERRERO

PLANO: PARAPETO 57+440
E-06

NO TOMAR COTAS CON ESCALIMETRO

BIOGRAFÍA

- Aparicio, M. (1989). Fundamentos de Hidrología de Superficie. Limusa.
- Campos, A. (mayo-agosto, 1992). Procedimiento para obtener curvas I-D-TR a partir de. In *Ingeniería Hidráulica en México, Vol. V* (pp. 39-52).
- CFE. (2008). Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Sismo. Comisión Federal de Electricidad.
- Chow, V. (1981). Open Channel Hydraulics, International Student Edition. Mc. Graw Hill.
- CPNH-SARH. (1971). Recomendaciones para el Diseño y Revisión de Estructuras de Control de Avenidas.
- DGPSTC-SCT. (1991). Isoyetas de Intensidad-Duración-Frecuencia, República Mexicana. Secretaría de Comunicaciones y Transporte.
- F Ortega-Gutiérrez, M. E.-H.-S.-R. (1999). Late Ordovician–Early Silurian continental collisional orogeny in southern Mexico and it's bearing on Gondwana-Laurentia connections.
- G, P. (1996). Soil Mechanics in Engineering Practice. J. Wiley and Sons.
- Holguín, E. (1992). Diseño Geotécnico de Cimentaciones. TGC Geotécnia.
- I, G. d. (2008). Ingeniería geológica. Prentice Hall.
- López, H. (1971). *Consideraciones sobre la Estimación de Caudales Máximos para el Diseño de Algunas Obras de Ingeniería*. México: Tesis FI-UNAM.
- Reese, L. C. (1988). Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods, FHWA-HI-88-042.
- Suelos, S. M. (2001). Manual de Cimentaciones Profundas. SMMS.
- Tamez, E. (2001). Ingeniería de Cimentaciones, Conceptos Básicos de la Práctica. TGC Geotécnia.
- Transporte, I. M. (2001). *Emulsiones Asfálticas*. SCT.
- Transporte, I. M. (2005). *Análisis comparativo de los Métodos Marshall para Compactación de Mezclas Asfálticas*. SCT.
- Transportes, S. d. (1984). *Normas para Construcción e Instalaciones. Caminos Rurales*. SCT.
- Transportes, S. d. (1986). *Manual de Dispositivos para el Control del Tránsito en Calles y Carreteras*. SCT.
- Transportes, S. d. (2000). *CTR. Construcción. Conceptos de Obra*. SCT.
- Transportes, S. d. (2006). *MMP. Métodos de Muestreo y Prueba de Materiales*. SCT.

Transportes, S. d. (2013). *CMT. Características de los materiales. Materiales Diversos*. SCT.

Villalaz, I. C. (2004). *Mecánica de Suelos y Cimentaciones*. México: Limusa.