

ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

“Propuesta de Soluciones Técnicas para la Estabilización de
Taludes de Roca Blanda en la Vía Guayaquil – Progreso
(Km. 24 –Km. 64)”

TESIS DE GRADO

Previo a la obtención del Título de:

INGENIERO CIVIL

Presentada por:

María Auxiliadora García Morán

GUAYAQUIL – ECUADOR

Año: 2007

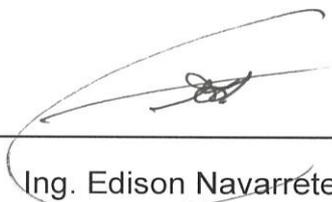
AGRADECIMIENTO

A todos quienes me ayudaron en la realización de esta tesis, mis hermanos, mi papá, a Alfredo Noboa, la Ing. Ma. Verónica Aguirre, el Ing. Julio García y a David R. por su apoyo incondicional.

DEDICATORIA

A mi madre Lcda. Lourdes Morán Muñoz, mi abuelita Perfecta Muñoz, mi tía Lcda. Digna Morán, y mi hermana Ing. María de Lourdes García Morán por enseñarme que con sacrificio, alegría, paciencia y fortaleza se puede salir adelante y lograr todos nuestros objetivos.

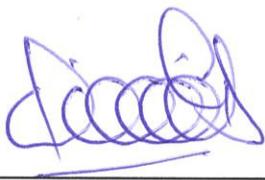
TRIBUNAL DE GRADUACION



Ing. Edison Navarrete
DELEGADO POR EL DECANO
PRESIDENTE



Ing. Miguel Chávez
DIRECTOR DE TESIS



Ing. Washington Villacís
VOCAL



Ing. Gastón Proaño
VOCAL



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

DECLARACIÓN EXPRESA

“La responsabilidad del contenido de esta Tesis de Grado, me corresponden exclusivamente; y el patrimonio intelectual de la misma a la ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL”.

(Reglamento de Graduación de la ESPOL)

María Auxiliadora García Morán

RESUMEN

El presente trabajo empezó con la identificación del área de estudio, por lo que se determinó como punto de partida, es decir, la abscisa 0+000 el peaje situado en la entrada a la Parroquia Chongón, y como abscisa final 40+000, establecida en las cercanías de la población de Progreso.

A continuación se procedió con la búsqueda de toda la información técnica existente, relativa a los estudios, informes técnicos y diseños realizados. Se procedió a su análisis y a la determinación de los aspectos más importantes para el desarrollo del trabajo. Además, se efectuaron perfiles topográficos en los taludes de mayor interés y un reconocimiento geológico – geotécnico, caracterizando diferentes tramos. Se tomaron muestras que fueron ensayadas en el Laboratorio de Mecánica de Suelos y rocas, de esta forma se obtuvieron los parámetros geotécnicos.

Se establecieron los parámetros topográficos, hidrológicos, hidráulicos, y de diseño vial con los cuales se efectuó un análisis integral que permitió la determinación de soluciones técnicas, cada una de las cuales son formuladas y descritas.

ÍNDICE GENERAL

	Pág.
RESUMEN.....	II
ÍNDICE GENERAL.....	III
ABREVIATURAS.....	VI
SIMBOLOGÍA.....	VII
ÍNDICE DE FIGURAS.....	VIII
ÍNDICE DE TABLAS.....	XII
INTRODUCCIÓN.....	1
CAPÍTULO 0	
0. INTRODUCCION.....	2
0.1 Topografía.....	2
0.2 Geología.....	2
0.3 Hidrología.....	13
0.4 Diseños viales.....	16

CAPÍTULO 1

1. ANALISIS DE LA INFORMACION DISPONIBLE.....	20
1.1 Topografía.....	20
1.2 Geología.....	21
1.3 Hidrología.....	22
1.4 Diseños viales.....	24

CAPÍTULO 2

2. TRABAJO DE CAMPO.....	25
2.1 Abscisado del tramo de estudio.....	25
2.2 Perfiles topográficos.....	27
2.3 Descripción geológica.....	32
2.4 Descripción geotécnica de la vía.....	39
2.5 Muestreo geotécnico y determinación de parámetros.....	47
2.6 Descripción hidrológica aplicada.....	55
2.7 Descripción hidráulica.....	61
2.8 Descripción estructural.....	67

CAPÍTULO 3

3. ANALISIS DE LOS PROCESOS DE INESTABILIDAD.....	95
3.1 Erosión.....	95
3.2 Estabilidad de taludes.....	103

3.3 Estabilidad de estribos.....	112
3.4 Operatividad del sistema de drenaje.....	123

CAPÍTULO 4

4. PROPUESTA DE SOLUCIONES TECNICAS.....	128
4.1 Control de la erosión.....	128
4.2 Estabilización de taludes.....	132
4.3 Mejoras en estabilización de estribos.....	143
4.4 Mejoras en el sistema de drenaje.....	145

CAPÍTULO 5

5. CONCLUSIONES.....	146
----------------------	-----

CAPÍTULO 6

6. RECOMENDACIONES.....	147
-------------------------	-----

ANEXOS

BIBLIOGRAFÍA

ABREVIATURAS

ACI	American Concrete Institute
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ASTM	Agregate and Soil Test Materials
cm/seg	Centímetro por segundo
CEDEGÉ	Comisión de Estudios para el Desarrollo de la Cuenca Baja del Río Guayas
g/cm ³	Gramo por centímetro cúbico
IGM	Instituto Geográfico Militar
INAMHI	Instituto Nacional de Manejo de Recursos Hídricos
kgf/cm ²	Kilogramos fuerza por centímetro cuadrado
km	Kilómetro
km/hora	Kilómetro por hora
kPa	KiloPascal
l/d	Longitud por diámetro
m	Metro
M.O.P.	Ministerio de Obras Públicas
m ²	Metro cuadrado
m ³	Metro cúbico
m ³ /seg	Metro cúbico por segundo
min	Minutos
mm	Milímetros
mm/h	Milímetro por hora
Mpa	Mega Pascal
N	Newton
Pa	Pascal

SIMBOLOGÍA

ψ	Ángulo de buzamiento de estratos
ϕ	Ángulo de fricción
\geq	Mayor que
\leq	Menor que
α	Pendiente de Talud

ÍNDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura 0.2.1.1 Mapa de la República del Ecuador	3
Figura 0.2.1.2 Morfología de la Costa Ecuatoriana	4
Figura 0.2.2.1 Cuenca Progreso	7
Figura 0.2.4.1 Marco Geotectónico del Litoral ecuatoriano	11
Figura 0.2.4.2 Detalle Cuenca Progreso	12
Figura 0.3.1 Mapa Nacional de Isoyetas	15
Figura 0.3.2 Zonificación de Intensidades de precipitación	16
Figura 0.4.1 Mapa de Localización.	18
Figura 0.4.2 Autopista Guayaquil – Salinas, km 27	19
Figura 1.3.1 Variación de Precipitación. Estación Chongón	24
Figura 2.2.1 Talud No. 1. Abscisa 4+600	28
Figura 2.2.2 Talud No. 2. Abscisa 3+600	29
Figura 2.2.3 Talud No. 3. Abscisa 5+700	29
Figura 2.2.4 Talud No. 4. Abscisa 6+000	30
Figura 2.2.5 Talud No. 5. Abscisa 6+300	30
Figura 2.2.6 Talud No. 6. Abscisa 7+950	31
Figura 2.2.7 Talud No. 7. Abscisa 8+700	31
Figura 2.2.8 Talud No. 8. Abscisa 26+094	32
Figura 2.2.9 Talud No. 9. Abscisa 37+359	33
Figura 2.3.1 Detalle de litología de Talud No. 1	34
Figura 2.3.2 Vista parcial del Talud No. 2	34
Figura 2.3.3 Vista parcial de Litología de Talud No. 3	35
Figura 2.3.4 Vista general Talud No. 4	36
Figura 2.3.5 Vista parcial Talud No. 5	36
Figura 2.3.6 Vista parcial Talud No. 6	37
Figura 2.3.7 Vista parcial pie del Talud No. 7	38
Figura 2.3.8 Vista general Talud No. 8 (Izquierdo)	38
Figura 2.3.9 Vista parcial Talud No. 8 (Derecho)	39
Figura 2.3.10 Detalle morfología Talud No. 9	39
Figura 2.4.1 Perfil Geotécnico, Talud No. 1. Abscisa 4+600	45
Figura 2.4.2 Perfil Geotécnico, Talud No. 2. Abscisa 5+200	45

Figura 2.4.3	Perfil Geotécnico, Talud No. 3. Abscisa 7+300	46
Figura 2.4.4	Perfil Geotécnico, Talud No. 4. Abscisa 7+600	46
Figura 2.4.5	Perfil Geotécnico, Talud No. 5. Abscisa 7+900	47
Figura 2.4.6	Perfil Geotécnico, Talud No. 6. Abscisa 9+550	47
Figura 2.4.7	Perfil Geotécnico, Talud No. 7. Abscisa 10+300	48
Figura 2.4.8	Perfil Geotécnico, Talud No. 8. Abscisa 28+000	48
Figura 2.4.9	Perfil Geotécnico, Talud No. 9. Abscisa 39+000	49
Figura 2.5.1	Extracción de testigos de Muestra No.5	53
Figura 2.5.2	Imagen de un testigo extraído, nótese las vetas de yeso	53
Figura 2.5.3	Testigos previo al ensayo de Compresión Simple	54
Figura 2.5.4	Ensayo de Compresión Simple	53
Figura 2.5.5	Cilindro luego del ensayo de Compresión Simple	56
Figura 2.6.1	Intensidades máximas de lluvia en la Vía Chongón - Progreso	61
Figura 2.7.1	Elementos de una alcantarilla	67
Figura 2.8.1	Vista general Puente El Cerezo	72
Figura 2.8.2	Detalle de los estribos, Sección antigua Puente El Cerezo	73
Figura 2.8.3	Detalle de estribo, Sección nueva Puente El Cerezo.	74
Figura 2.8.4	Vista general Puente Descarga Presa Chongón	74
Figura 2.8.5	Detalle muros del Puente sobre Canal de Descarga de la Presa Chongón	76
Figura 2.8.6	Vista del canal de Descarga de la Presa Chongón	77
Figura 2.8.7	Vista gral. Sección nueva, Puente Descarga Presa Chongón	77
Figura 2.8.8	Vista General Puente Sin Nombre	78
Figura 2.8.9	Vista Lateral Sección Antigua, Puente Sin Nombre	79
Figura 2.8.10	Vista General Sección Nueva, Puente Sin Nombre	80
Figura 2.8.11	Detalle de empalme de Secciones en P. Sin Nombre	81
Figura 2.8.12	Vista General Puente Cajas	81
Figura 2.8.13	Vista lateral Sección antigua, Puente Cajas	82
Figura 2.8.14	Vista general de las dos secciones del Puente Cajas	83
Figura 2.8.15	Vista General Puente Canal Chongón	84
Figura 2.8.16	Vista general Sección Antigua, Puente Canal Chongón	84
Figura 2.8.17	Vista Lateral Sección Nueva, Puente Canal Chongón	85
Figura 2.8.18	Vista General Puente Bayance	85
Figura 2.8.19	Vista parcial parte Baja, Sección Antigua, P. Bayance	86
Figura 2.8.20	Vista Parcial Sección Nueva, Puente Bayance	87
Figura 2.8.21	Detalle de vegetación en lecho del Río Bayance	87
Figura 2.8.22	Vista General Puente Daular	88

Figura 2.8.23	Vista Lateral Sección Antigua, Puente Daular	89
Figura 2.8.24	Vista Parcial Sección Nueva, Puente Daular	89
Figura 2.8.25	Detalles de Rocas en la parte baja del Puente Daular	90
Figura 2.8.26	Detalle grieta en estribo Sección Antigua, Puente Daular	90
Figura 2.8.27	Vista General Puente Río Grande	91
Figura 2.8.28	Vista Lateral Puente Río Grande	92
Figura 2.8.29	Vista general Puente La Camarona	93
Figura 2.8.30	Detalle construcción Sección Nueva, P. La Camarona	93
Figura 2.8.31	Vista Lateral Sección Nueva, Puente La Camarona	94
Figura 3.1.1	Variación Mensual Velocidad del Viento, 2005	94
Figura 3.1.2	Variación Anual Velocidad del Viento (Estación Chongón)	100
Figura 3.1.3	Variación anual Evaporación (Estación Chongón)	101
Figura 3.3.1	Detalle estabilidad de estribos Puente El Cerezo	114
Figura 3.3.2	Vista general estribos Sección Nueva, Puente Descarga Chongón	115
Figura 3.3.3	Vista Parcial estribo Puente Sin Nombre	116
Figura 3.3.4	Vista Parcial Estribo Puente Cajas	117
Figura 3.3.5	Vista parcial márgenes Sección Nueva, Puente Río Cajas	118
Figura 3.3.6	Vista Parcial Margen y Estribo, Sección Antigua. Puente Canal Chongón	119
Figura 3.3.7	Detalle de margen y estribo Sección Nueva. Puente Canal Chongón	120
Figura 3.3.8	Vista general Estribos y Márgenes del Puente Bayance	120
Figura 3.3.9	Vista general Estribos y márgenes, Sección Nueva. Puente Daular	121
Figura 3.3.10	Vista general enrocado, Puente Río Grande	122
Figura 3.3.11	Detalle parte baja Puente Camarona	123
Figura 3.4.1	Vista parcial de cuneta, Vía Guayaquil – Progreso, Abscisa 3+000	125
Figura 3.4.2	Vista Parcial y Detalle Pie de Talud No. 5, Abscisa 6+300	126
Figura 3.4.3	Vista parcial Talud No. 6, Abscisa 7+950	127
Figura 3.4.4	Taponamiento de cuneta, Talud No. 7. Abscisa 8+700	127
Figura 3.4.5	Vista parcial base del Talud No. 9, Abscisa 37+359	128
Figura 4.1.1	Efectos de pérdida de Humedad que disponen al talud para su erosión. Talud No.9 (Progreso)	130
Figura 4.1.2	Caída de volúmenes por proceso erosivo. Talud No 8, Derecho (Cerecita)	131
Figura 4.1.3	Detalle Talud No 8 (Derecho), Abscisa 26+094	132

Figura 4.1.4	Árbol y flor del Muyuyo (<i>Cordia lutea</i>)	133
Figura 4.2.1	Diagrama de Mezcla Seca de Hormigón Proyectado	138
Figura 4.2.2	Aplicación de Hormigón Proyectado, Aplicación Seca	138
Figura 4.2.3	Detalle Impermeabilización Bermas con Suelo – Cemento	141
Figura 4.3.1	Comparación de Estabilización de Estribos	145

ÍNDICE DE TABLAS

			Pág.
Tabla	0.4.1	Puentes construidos en la Vía Guayaquil – Progreso	20
Tabla	2.1.1	Abscisaje de la Vía Guayaquil – Progreso	27
Tabla	2.4.1	Descripción Geotécnica, Taludes en la Vía Chongón – Progreso	42
Tabla	2.5.1	Muestreo geotécnico	49
Tabla	2.5.2	Resultados Ensayos de Laboratorio. Muestras Alteradas	51
Tabla	2.5.3	Datos obtenidos de pruebas de Laboratorio	52
Tabla	2.5.4	Tabla de Factores de Corrección para el Ensayo de Compresión Simple (Norma ASTM C 42 - 62)	55
Tabla	2.5.5	Resultados de la prueba de Compresión Simple	55
Tabla	2.6.1	Valores de Coeficientes de escorrentía	58
Tabla	2.6.2	Ecuaciones representativas de las zonas hidrológicas	60
Tabla	2.6.3	Caudales de cuencas para alcantarillas propuestas por el estudio contratado por el MOP para la Vía Guayaquil – Progreso.	62
Tabla	2.6.4	Caudales de cuencas para alcantarillas propuestas por el MOP, modificando el valor del coeficiente de escorrentía.	64
Tabla	2.6.5	Caudales cuencas para los Taludes que presentan mayores problemas de estabilidad.	64
Tabla	2.6.6	Caudales Cauces mayores de la Vía Guayaquil – Progreso	65
Tabla	2.7.1	Inventario Drenaje Tramo Chongón – Consuelo	68
Tabla	2.7.2	Inventario de Drenaje Tramo Consuelo – Progreso	70
Tabla	3.1.1	Efectos de la lluvia en la erosión de los terrenos	96
Tabla	3.1.2	Parámetros que afectan la erosión por lluvias	97
Tabla	3.1.3	Velocidades de Viento para transporte de partículas	98

Tabla	3.1.4	Descripción de Erosión en Taludes de la Vía Guayaquil – Progreso	102
Tabla	3.2.1	Datos geotécnicos de los Taludes representativos de la Vía Guayaquil – Progreso	105
Tabla	4.2.1	Descripción Mezclas Hormigón Proyectado	134
Tabla	4.2.2	Dosificaciones Hormigón Proyectado, Mezcla Seca	138
Tabla	4.2.3	Resistencia de acuerdo al contenido de cemento	139
Tabla	4.2.4	Características del Suelo para mezcla de Suelo cemento	141
Tabla	4.2.5	Proporciones de Cemento de acuerdo al Tipo de Suelo	142
Tabla	4.4.1	Tipos de drenaje de roca Blanda	145

INTRODUCCIÓN

El desarrollo del turismo en la Costa ecuatoriana ha permitido la ejecución de obras importantes, como la Autopista Guayaquil – Santa Elena, obra que fue construida durante varios años, y sin embargo, ha sido observada técnicamente en varias oportunidades.

Uno de los aspectos de mayor interés consiste en garantizar el buen funcionamiento de la vía antes mencionada y en especial de los taludes más importantes. Por esta razón, se ha seleccionado un tramo de dicha vía, el cual, por atravesar un sector de topografía ondulada, muy próxima a las partes más altas de la cordillera Chongón Colonche, presenta taludes relativamente altos, los cuales fueron excavados en suelos y en rocas sedimentarias definidas como Blandas a Muy Blandas.

La presente tesis, realiza un análisis de los problemas y propone soluciones técnicas, basadas en una investigación de campo, laboratorio y gabinete.

CAPÍTULO 0

0. INTRODUCCION

En los párrafos siguientes se presenta un resumen de la información existente, tanto de topografía, geología, aspectos hidrológicos y los diseños viales,

0.1 Topografía

En la búsqueda de información, no se ha podido disponer de los levantamientos topográficos detallados para el diseño de la autopista, únicamente se dispone de las hojas topográficas elaboradas por el Instituto Geográfico Militar (IGM) en escala 1:50000, correspondientes a la zona que analiza este trabajo.

0.2 Geología

Se han recopilado algunos trabajos y, entre ellos, se ha seleccionado el que contiene mayor cantidad de información (14), la misma que se presenta a continuación.

0.2.1 Geografía Regional.

La República del Ecuador se localiza al oeste de América del Sur, entre Colombia y Perú. Su territorio es atravesado por la Cordillera de los Andes que divide la parte continental en tres regiones naturales denominadas Costa, Sierra y Oriente, cada una de ellas con clima, fauna, flora y geología muy diferentes. Fuera del continente, aproximadamente a 1.000 Km. frente a la Costa, se localiza la cuarta región natural ecuatoriana formada por el archipiélago de Galápagos.



Figura 0.2.1.1 Mapa de la República del Ecuador

Fuente: www.mapquest.com

La zona de estudio del presente trabajo, se encuentra en la región costa, ubicada al occidente del país. Este sector se caracteriza por extensas llanuras bajas, donde sobresalen terrenos de baja altura (200 a 600 metros), como los cerros de Taura y Boliche al sur, Cordillera Chongón-Colonche, en el centro y Jama y Coaque, al norte. (14)

Pequeñas cordilleras como Colonche, Chongón y la Estancia se localizan en la porción occidental del Río Guayas.

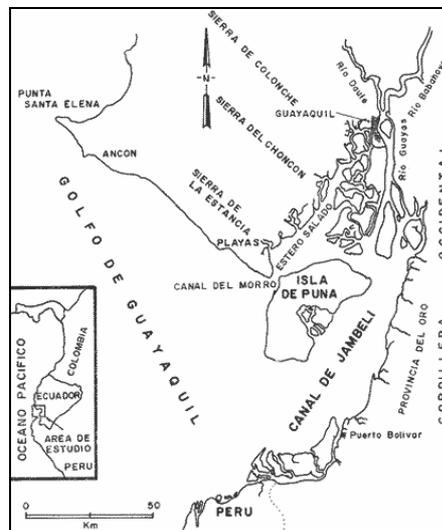


Figura 0.2.1.2 Morfología de la Costa Ecuatoriana

Fuente: Geología del Ecuador, Ing. Eugenio Núñez del Arco (14)

0.2.2 Estratigrafía

En la zona de estudio, se puede llegar a identificar dos fases de Formación geológica, como son: el Grupo Azúcar y la Cuenca Progreso, correspondientes al Cuaternario y Terciario, respectivamente.

GRUPO AZÚCAR

Correspondiente al Paleoceno, presenta estratos de lutita, areniscas y conglomerados dispuestos en un ambiente de talud continental. Se distinguen dos formaciones pertenecientes a este grupo: la *Formación Estancia*, más antigua, de 1.350 a 1.500 metros de espesor y formada por areniscas y capas delgadas de lutitas, y la *Formación Chanduy*, más reciente y constituida por areniscas masivas y conglomerados (14).

FORMACIÓN TOSAGUA

Pertenece al Mioceno Inferior o Mioceno Medio, se caracteriza por una trasgresión marina que da paso a una sedimentación. Se pueden diferenciar tres miembros de esta formación: *miembro Zapotal*, *miembro Dos Bocas* y *miembro Villingota*; en este caso,

nos centraremos en detallar el miembro más antiguo, *Miembro Zapotal* (14).

MIEMBRO ZAPOTAL

Formado por capas de areniscas de grano medio, que se alternan con capas de limolitas. La base está constituida por un conglomerado con guijarros, de tamaño variable de cuarzo, chert, areniscas y calizas. Aflora en los alrededores de la cuenca Progreso y su espesor se aproxima a los 600 metros (14).

CUENCA PROGRESO

La sedimentación de la Cuenca Progreso, se ha caracterizado siempre por la gran inestabilidad de las zonas adyacentes y la existencia de paleo cuencas; en este dominio geológico, se permiten distinguir en cuatro ciclos sedimentarios principales:

El *primer ciclo*, de edad Cretáceo Superior – Cretáceo Tardío, está definido por la formación Cayo, con su miembro Calcáreo llamado Calentura. El segundo ciclo, Paleoceno – Eoceno Medio, es representado por sedimentos de talud continental profundo, de abanico submarino. El tercer ciclo, Eoceno Medio – Eoceno Superior, es caracterizado por el depósito de flysch, en

zonas menos profundas (formación San Eduardo y grupo Ancón), y el cuarto ciclo, correspondiente al Pleistoceno, se manifiesta por la Formación Tablazo y es cubierto en su mayoría por depósitos detríticos continentales (aluviales) (14).

FORMACION PROGRESO (MIOCENO MEDIO Y SUPERIOR)

Cubre totalmente la región central y norte de la cuenca Progreso.

Tres miembros constituyen esta formación: Subibaja, Progreso y Bellavista.

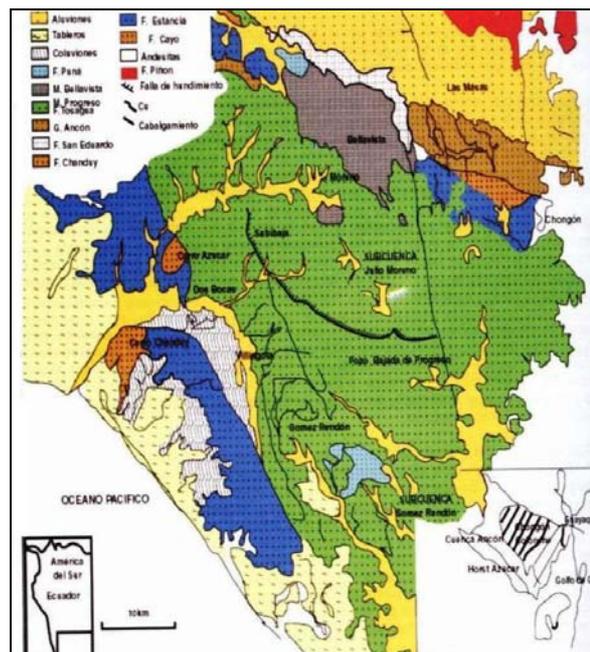


Figura 0.2.2.1 Cuenca Progreso

Fuente: Geología del Ecuador, Ing. Eugenio Núñez del Arco (14)

Es el sitio de oscilaciones tectónicas y presenta estructuras de relleno de una cuenca, discordancias progresivas.

MIEMBRO SUBIBAJA (MIOCENO MEDIO)

Presencia de Areniscas y limos tobáceos blancos y arcillas rojizas, con lutitas y lentes de calizas, capas de areniscas y limos repetitivos (14).

MIEMBRO PROGRESO (MIOCENO MEDIO Y SUPERIOR)

Los sedimentos tienen aspectos de molaza con areniscas blandas y lutitas arcillosas (14)

MIEMBRO BELLAVISTA (MIOCENO MEDIO Y SUPERIOR)

Constituye el relleno de la denominada depresión Bellavista. Consiste en areniscas, limos y capas lenticulares de calizas. Su espesor es desconocido (14).

FORMACIÓN PUNÁ (PLIOCENO).

Se presenta de manera discorde sobre el *Miembro Bellavista*, de la cuenca Progreso, con un espesor aproximado de 1000 metros, se divide en dos miembros: Miembro Placer, con lutitas grises amarillentas y chocolate, y el miembro Lechuza, que sólo aflora

en la isla Puná, y que posee capas de areniscas y fragmentos de areniscas y cherts negros (14).

0.2.3 Formaciones Geológicas

Para objeto de esta tesis, sólo se analizarán el grupo Azúcar y las Formaciones Tosagua, Puná y Progreso, por encontrarse dentro del área de estudio a la que se refiere este trabajo.

GRUPO AZÚCAR.

Consta de dos formaciones: Estancia y Chanduy, la primera constituye la parte basal del grupo. Se encuentran constituidas por areniscas finas, silíceas y lutitas, es de observar que las areniscas de la Formación Chanduy se encuentran menos endurecidas que las de la Formación Estancia (14).

FORMACIÓN TOSAGUA.

Esta Formación posee los miembros Zapotal, Dos Bocas y Villingota. Está constituida por conglomerados basales, areniscas gruesas y lutitas, en las que es posible hallar restos de plantas y moluscos.

FORMACIÓN PUNÁ

Se encuentra dividida en dos miembros. Placer y Lechuza, constituidos por lutitas y areniscas coquinoidales, fragmentos de cuarcitas y chert (14).

FORMACIÓN PROGRESO

Mencionada con anterioridad en este trabajo, cubre totalmente la región central y norte de la cuenca Progreso.

De acuerdo a la profundidad, es posible encontrar areniscas y limos tobáceos blancos y arcillas rojizas, con lutitas y lentes de calizas, capas de areniscas y limos repetitivos; sedimentos con aspectos de molaza con areniscas blandas y lutitas arcillosas; así como areniscas, limos y capas lenticulares de calizas (14).

0.2.4 Estructura Geológica

El marco geotectónico del Ecuador está controlado por el choque de la placa de Nazca que se desplaza hacia el Este, y la Sudamericana que se dirige hacia el Oeste. Este movimiento está de alguna manera influenciado por la cercanía de la placa de Cocos, la zona de expansión de las Galápagos, a esto se adiciona la fricción que se produce al introducirse la Cordillera

Submarina de Carnegie, como se puede apreciar en la Figura 0.2.4.1 (14).

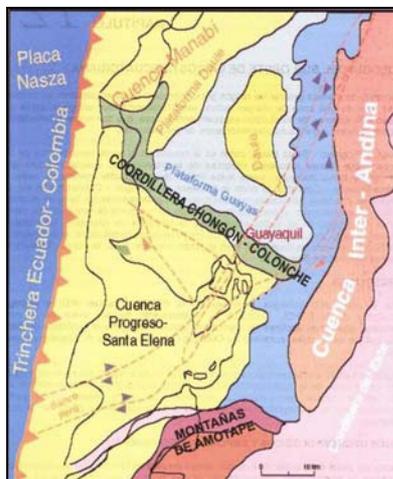


Figura 0.2.4.1 Marco Geotectónico del Litoral ecuatoriano

Fuente: Geología del Ecuador, Ing. Eugenio Núñez del Arco (14)

Al mismo tiempo, la fricción y los distintos procesos tectónicos en el área de contacto entre las dos placas, específicamente en la zona de subducción generan una intensa actividad sísmica, que posteriormente formará cuerpos volcánicos o reactivación de estos (1).

En la zona meridional de la Costa ecuatoriana, perteneciente a la zona de estudio de esta tesis, se presenta la cuenca sedimentaria Progreso, en la que es posible observar, lineamientos tectónicos compresivos, con orientación ortogonal. Estos lineamientos, pueden relacionarse a la presencia de una

componente compresiva de dirección N 30°, a lo largo de la falla principal Guayaquil – Dolores (14).

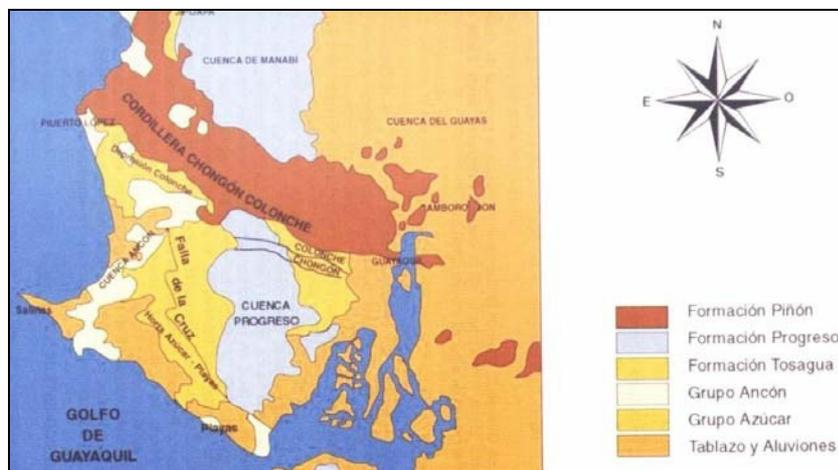


Figura 0.2.4.2 Detalle Cuenca Progreso

Fuente: Geología del Ecuador, Ing. Eugenio Núñez del Arco (14)

El sector sur oeste de la costa de Ecuador, donde prevalecen fallamientos gravitacionales y fenómenos de deslizamiento, consecuencias de una dinámica relacionada a subducción y movimientos de cizalla, evidencia una tectónica distensional (14).

Existen dos bloques levantados: la cordillera de Chongón - Colonche, de rumbo WNW - ESE, en la sección norte del área; y el horst Azúcar Playas, de rumbo NWN - SSE, en la sección sur. La cuenca Progreso, dispuesta a manera de área de hundimiento, tiene forma triangular, de aproximadamente 80

kilómetros en sentido este - oeste, por 40 kilómetros en sentido norte-sur. Se emplaza entre la cordillera de Chongón - Colonche, al norte y el horst Azúcar - Playas, al oeste y sur; encontrándose abierta al este, sobre la zona baja del delta del Río Guayas (14).

Tal como se refirió en la introducción de esta tesis, el trazado de la vía Guayaquil – Salinas se ubica en este dominio geológico, donde existen rocas blandas a muy blandas que son afectadas por cortes y rellenos de la vía.

0.3 Hidrología

Esta información ha sido obtenida principalmente del Instituto Nacional de Manejo de Recursos Hídricos (INAMHI) y, de la Comisión de Estudios para el Desarrollo de la Cuenca del Río Guayas (CEDEGÉ).

Debido a la cercanía a la línea equinoccial, la mayor parte del país excepto la Sierra, tiene un clima húmedo tropical. La precipitación media anual del Ecuador es de 2274 mm., siendo la duración y espacio entre la aparición de la lluvia poco uniforme, constituyendo

la razón de las cíclicas y graves inundaciones, especialmente en la costa (21).

El Litoral o Costa abarca la cuarta parte del territorio nacional y presenta una estación húmeda donde se concentra aproximadamente el 80 por ciento de la lluvia y una estación seca en la segunda mitad.

El Instituto Nacional de Manejo de Recursos Hídricos, INAMHI, ha elaborado un mapa de isoyetas, a nivel nacional, que nos ayuda a visualizar el índice de precipitaciones en milímetros que presenta cada zona (Figura 0.3.1).

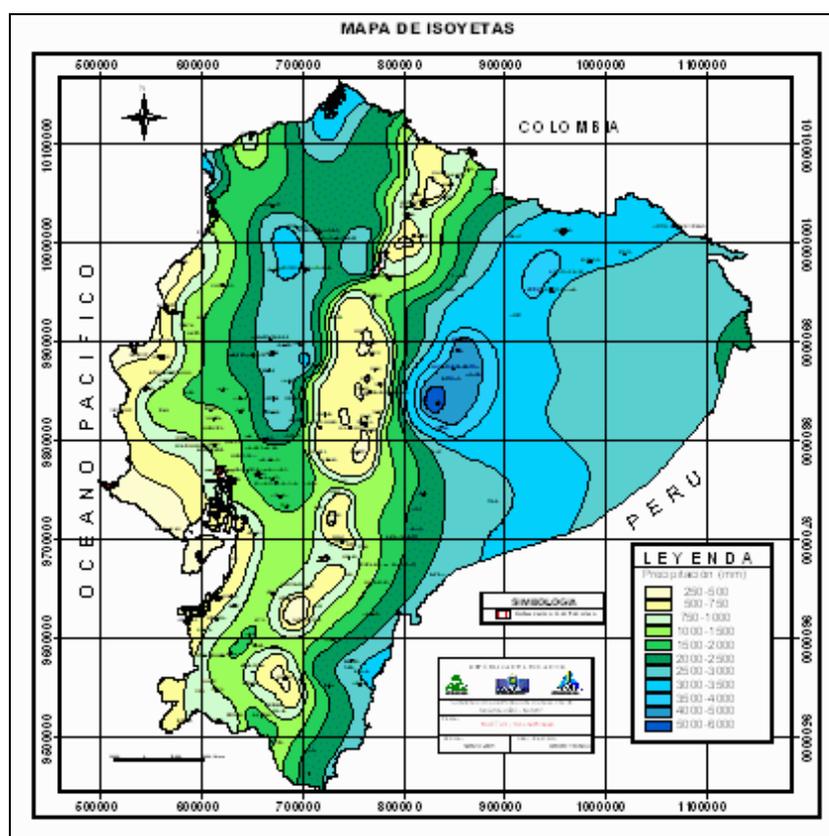


Figura 0.3.1 Mapa Nacional de Isoyetas

Fuente: INAMHI

La precipitación media anual en la Costa Sur varía entre los 250 mm en Salinas, situada en la Provincia de Santa Elena, y 1000 mm. en Guayaquil, Provincia del Guayas. Con cierta frecuencia, el fenómeno de El Niño causa lluvias torrenciales que traen como consecuencia grandes daños en la costa y ocasionalmente en la Sierra.

El Ministerio de Obras Públicas ha establecido una zonificación nacional, de acuerdo a las intensidades de precipitación (Figura 0.3.2), y según esto poder obtener las distintas fórmulas para varios periodos de retorno y duración de lluvias.

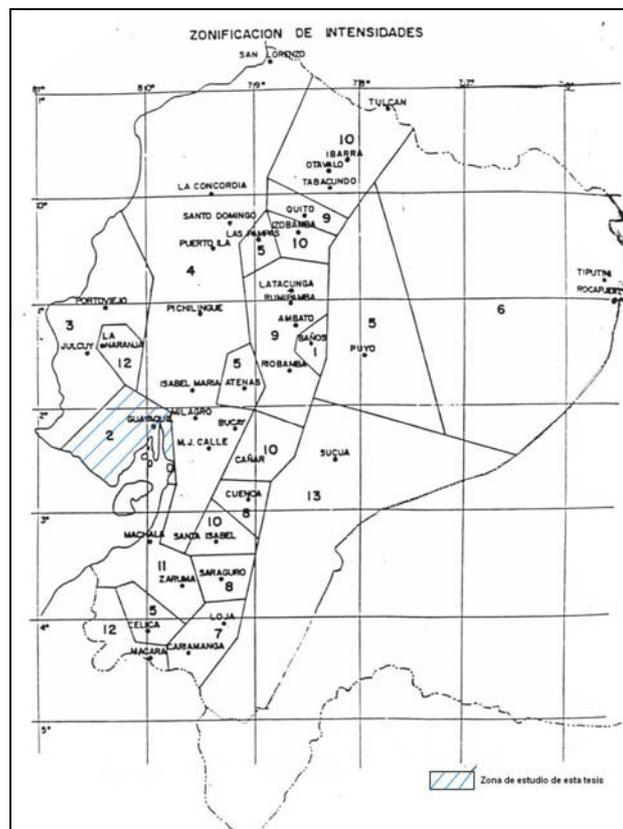


Figura 0.3.2 Zonificación de Intensidades de precipitación

Fuente: Ministerio de Obras Públicas

La variación de las precipitaciones se da en el ámbito de un año, en efecto, hay meses en que las precipitaciones son mayores que en otros. Por ejemplo, en la zona que compete al estudio de esta tesis,

existen dos estaciones climáticas, la de lluvias o invernal que comprende los meses de Octubre hasta Mayo aproximadamente, y la estación seca conocida como verano, y durante la cual la presencia de precipitaciones es casi nula.

La variación estacional de las precipitaciones, define el año hidrológico. Este da inicio en el mes siguiente al de menor precipitación media de largo período. Por ejemplo en la Costa, el año hidrológico se inicia en Octubre y finaliza en Julio.

0.4 Diseños viales

La mayor parte de esta información ha sido obtenida de la empresa consultora que realizó los estudios viales de la Carretera Guayaquil – Progreso, denominada HIDROPAVER, y de los cuales se extraen los aspectos más importantes.

El tramo en estudio, Guayaquil – Progreso, posee una longitud aproximada de 60 km. La sección típica utilizada corresponde a una autopista, asentada en un terreno ondulado con pocas modificaciones.



Figura 0.4.1 Mapa de Localización

Fuente: Instituto Geográfico Militar

El proyecto se inicia en la vía Guayaquil – Chongón, en la estación de peaje, esto es, junto a la población Chongón, que corresponde al kilómetro 24 de la Vía Guayaquil - Salinas. Desde el inicio hasta el Km. 25 la vía existente consta de 4 carriles, sin división; a partir de esta abscisa se encuentra dividida por 2 calzadas, separadas por un parterre central.



Figura 0.4.2 Autopista Guayaquil – Salinas, km 27.

Fuente: Trabajo de Campo

Estas 2 calzadas paralelas tienen un ancho de 7,30 m, la que define dos carriles de 3.65 m cada uno por calzada, con una pendiente transversal única del 2% hacia la parte externa de la calzada (7).

Espaldones externos tanto en corte como en relleno de 2.50 m, con una pendiente transversal en tangente del 2%. Espaldones internos de las calzadas de 0.50 m de ancho, con la misma inclinación de los carriles, variando igual que los carriles cuando existen peraltes (7).

En el tramo de estudio, es posible encontrar alrededor de nueve puentes, como parte de la ampliación de la vía, se han construido puentes adicionales junto a los antiguos, con iguales dimensiones, pero algunos presentan diferencias en el ámbito estructural. A continuación se presenta la tabla 0.4.1 con el detalle de los puentes.

PUNTES EXISTENTES

Nombre	Longitud (m)	Ancho (m)
Cerezo	14,00	12,35
Descarga presa Chongón	72,80	11,00
Sin nombre	40,10	12,35
Cajas	20,00	12,35
Canal Chongón	18,80	12,00
Bayanca	20,00	12,90
Daular	40,00	12,35
Río Grande	42,00	12,50
Camaroná	47,60	12,50

Tabla 0.4.1 Puentes construidos en la Vía Guayaquil – Progreso

Fuente: HIDROPAVER

En secciones de corte y junto a los espaldones se ha diseñado cunetas de desagüe en forma triangular de 1.20 m de ancho con una inclinación de 4H: 1V junto a la calzada, mientras que el otro borde será talud de corte.

CAPÍTULO 1

1. ANALISIS DE LA INFORMACIÓN DISPONIBLE

Dentro de la información a la que se ha tenido acceso como parte de la investigación de esta tesis, no ha sido posible encontrar un estudio geotécnico extenso, salvo en la descripción de material de canteras cercanas a la vía; el planteamiento de posibles problemas en los taludes, que de hecho ya se han presentado, no ha sido considerado como parte de los estudios previos, por lo que se hicieron necesarios trabajos adicionales.

1.1 Topografía

Como se señaló anteriormente, al no haber sido posible disponer de la información topográfica detallada, se ha debido sustentar este faltante mediante trabajos de campo y de gabinete, el mismo que se presenta en el numeral 2.2.

Para la utilización de las cartas topográficas del IGM, se ha debido realizar un trabajo adicional de campo, mediante la utilización de un GPS. En la tabla 1 del Anexo A, se presentan las coordenadas obtenidas.

1.2 Geología

De acuerdo a la información encontrada, en los primeros kilómetros de la vía, en las cercanías de la ciudad de Guayaquil, se evidencia la presencia de estratos de areniscas, conglomerados y lutitas, pertenecientes al Grupo Azúcar.

Conforme se avanza hacia la población de Progreso, existen afloramientos de estratos de areniscas más finas, limolitas, y lutitas friables.

Este tipo de material, debido a sus propiedades físico químicas, así como la forma en como están dispuestos los estratos, puede presentar problemas geotécnicos, que se analizan en los capítulos posteriores.

Para completar la información geológica disponible fue necesario realizar trabajo de campo, de reconocimiento geológico, para lo cual, se contó con la ayuda de especialistas de la materia.

1.3 Hidrología

Debido a que la Comisión de Estudios para el Desarrollo de la Cuenca Baja del Río Guayas (CEDEGE), posee estaciones pluviométricas y meteorológicas en Chongón, Cerecita y Progreso, se ha tomado esta información por ser relevante para el presente trabajo.

Entre los parámetros hidrológicos estudiados están: la temperatura, humedad relativa, velocidad del viento, evaporación, precipitación, etc., siendo esta última la de mayor interés. A continuación se presenta un extracto de la información más requerida, mediante un diagrama de las precipitaciones entre el año 2001 y 2005 (Figura 1.3.1).

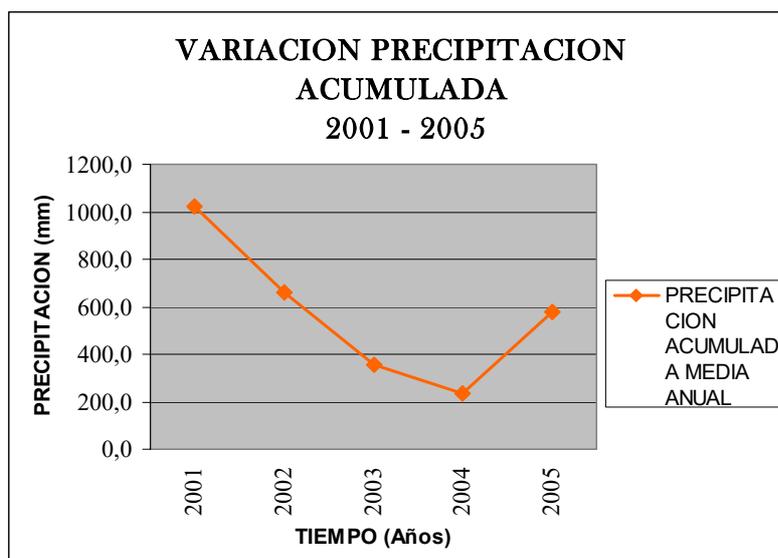


Figura 1.3.1 Variación de Precipitación. Estación Chongón

Nota: Gráfico basado en datos otorgados por CEDEGÉ

Respecto a la información de precipitaciones, la más importante de acuerdo al objetivo de la tesis es la ocurrencia del fenómeno de El Niño. No se pudo obtener en CEDEGÉ de datos que indiquen la cantidad de precipitaciones registradas durante dicho fenómeno; sin embargo, mediante la revisión de otras fuentes, se establece que en ese sector ocurrieron precipitaciones de por lo menos 4500 mm durante el año 1998, y de 2200 mm. durante 1999.

Consecuentemente, la información más importante es la que se menciona en el párrafo anterior, a partir de la cual, se puede valorar la

verdadera incidencia de las precipitaciones intensas cuando estas ocurren.

En lo referente a los otros parámetros hidrológicos de interés para la presente tesis: la ecuación de intensidad, la curva de intensidad – duración – frecuencia, etc., se obtuvieron de los estudios y diseños de la vía, por lo que se considera información directamente vinculada y de interés.

Otros datos significativos para el análisis hidrológico de esta tesis serán el coeficiente de escorrentía, la determinación del tiempo de concentración y la intensidad de precipitación de acuerdo a las características propias de la zona, los cuales se analizan en el Capítulo 2.

1.4 Diseño Vial

En la información antes descrita, no se ha precisado las medidas geotécnicas de estabilización de taludes, partiendo de la información geológica, y de los parámetros topográficos, hidrológicos, hidráulicos, y geotécnicos, en los taludes de mayor altura, y principalmente en aquellos que actualmente presentan problemas de estabilidad.

CAPÍTULO 2

2. TRABAJO DE CAMPO

Un elemento importante dentro de la investigación de esta tesis constituye la visita a la vía Guayaquil – Progreso, con el fin de constatar el estado de la misma, con énfasis en los taludes de mayor altura, para mediante observaciones, mediciones, toma de muestras para ensayos de laboratorio, etc., determinar el tipo de inestabilidad y los factores que influyen en esta, y posteriormente establecer las posibles soluciones.

2.1 Abcisa del tramo de Estudio.

El punto de referencia inicial es el peaje de la Autopista Guayaquil – Salinas, conocido como km. 24, es decir, la abscisa 0+000 arranca en este punto, continuando en dirección a la parroquia Progreso.

A continuación se elabora una descripción de los lugares de interés, de acuerdo al abscisaje definido para el desarrollo de la tesis y al kilometraje real de la vía, la misma que se incluye en la Tabla 2.1.

KILOMETRAJE VIA	DESCRIPCION	ABSCISADO TESIS
24	Peaje	0+ 000
25	Puente Cerezo	1+ 680
26	Parque El Lago	2+ 000
27	Talud 1	3+ 000
27	Talud 2	3+ 600
27	Puente Descarga Chongón	3+ 700
28	Puente sin nombre	4+ 300
28	Puente Cajas	4+ 850
29	Puente Canal Chongón	5+ 642
29	Talud 3	5+ 700
30	Talud 4	6+ 000
30	Talud 5	6+ 300
32	Talud 6	7+ 950
32	Gasolinera PyS	8+ 600
32	Talud 7	8+ 700
33	Puente Bayanca	9+ 310
34	Finca San Rafael	10+ 000
35	Puente Daular	11+ 840
38	Consuelo	14+ 040
41	Hacienda San José	17+ 000
43	Cristal	19+ 059
46	Entrada Cerecita	24+ 600
49	Talud 8: Cerecita	26+ 200
50	Puente Río Grande	26+ 900
52	Puente Camarona	27+ 994
53	San Isidro	29+ 000
54	Granja 3 hermanos	30+ 000
61	Talud 9: Progreso	37+ 359

Tabla 2.1 Abscisaje de la Vía Guayaquil - Progreso

Fuente: Trabajo de Campo

En la sección de Planos, se presenta un gráfico de la vía, con las coordenadas y abscisas correspondientes a los puntos de interés descritos en la Tabla 2.1.

2.2 Perfiles Topográficos

Se tomaron perfiles topográficos típicos, en la parte central de cada corte en los taludes de mayor altura en cada tramo estudiado. Los resultados obtenidos se presentan en las gráficas de los perfiles con su correspondiente abscisaje (Figuras 2.2.1 a 2.2.9).

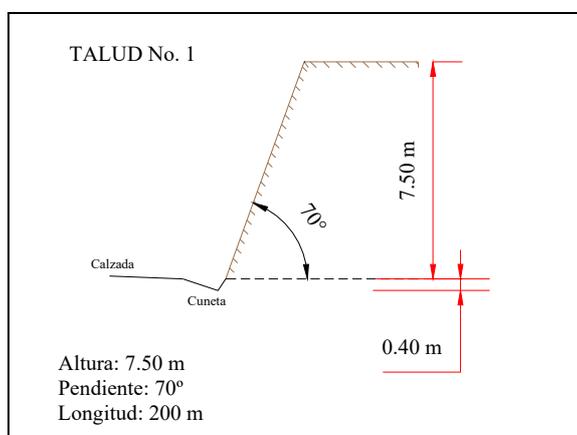


Figura 2.2.1 Talud No. 1.

Abscisa 3+000

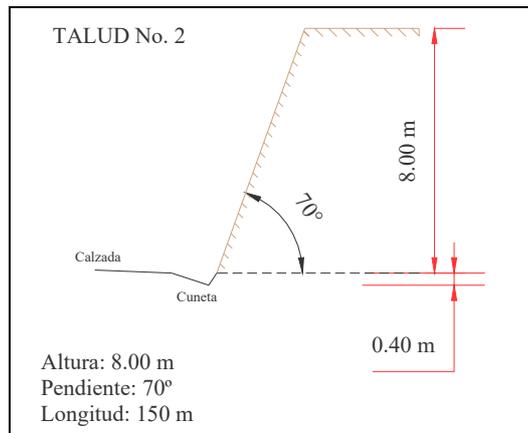


Figura 2.2.2 Talud No. 2

Abscisa 3+600

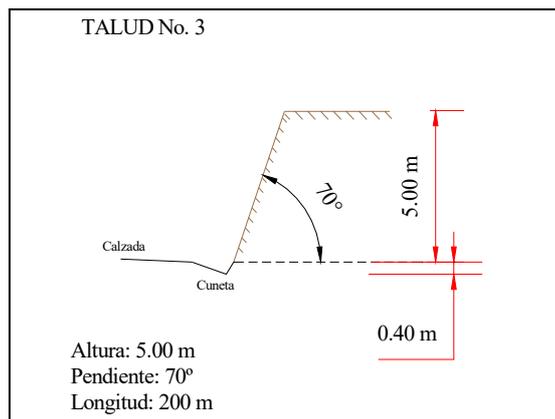


Figura 2.2.3 Talud No. 3

Abscisa 5+700

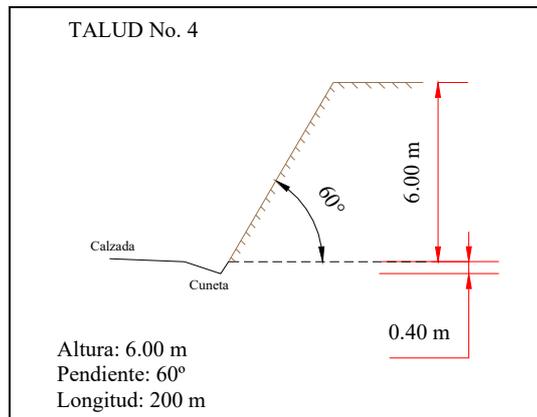


Figura 2.2.4 Talud No. 4

Abscisa 6+000

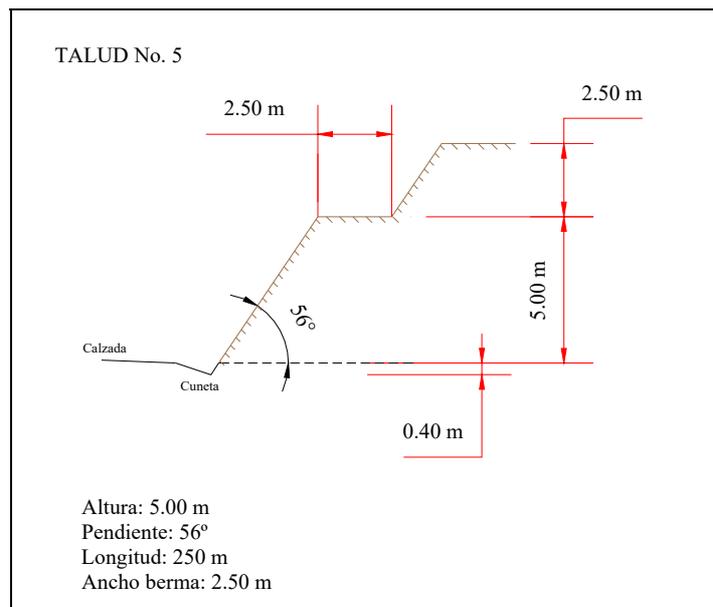


Figura 2.2.5 Talud No. 5

Abscisa 6+300

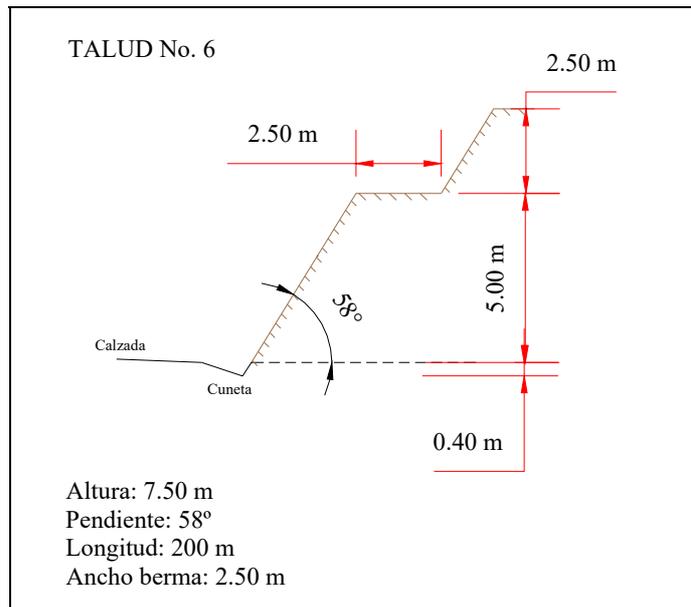


Figura 2.2.6 Talud No. 6

Abscisa 7+950

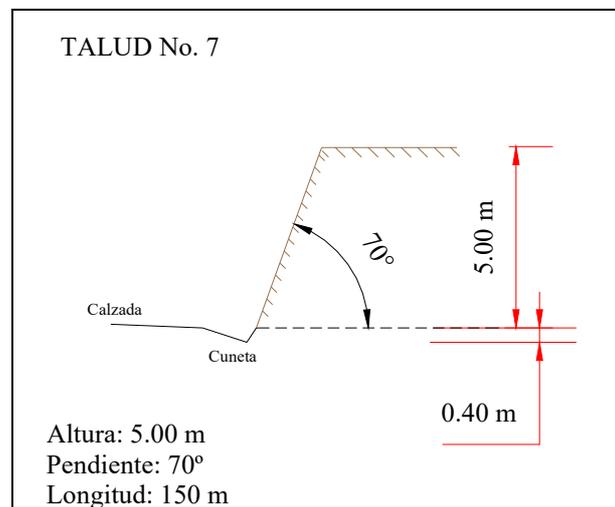


Figura 2.2.7 Talud No. 7

Abscisa 8+700

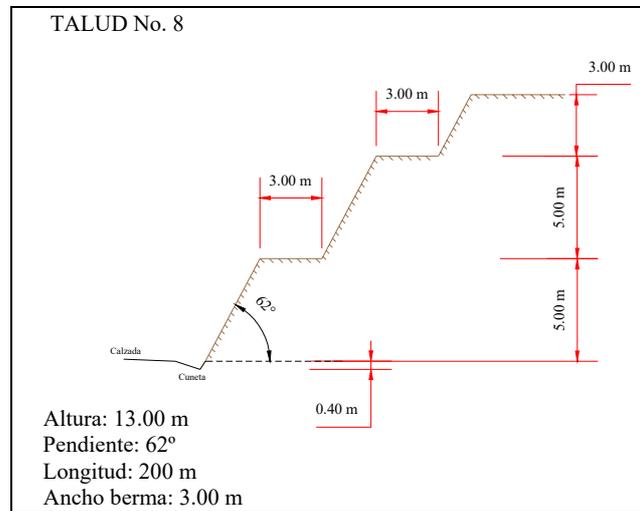


Figura 2.2.8 Talud No. 8

Abscisa 26+094

El perfil de la Figura 2.2.8 es característico de los taludes del paso por la población de Cerecita, en donde hay tanto taludes derechos como izquierdos.

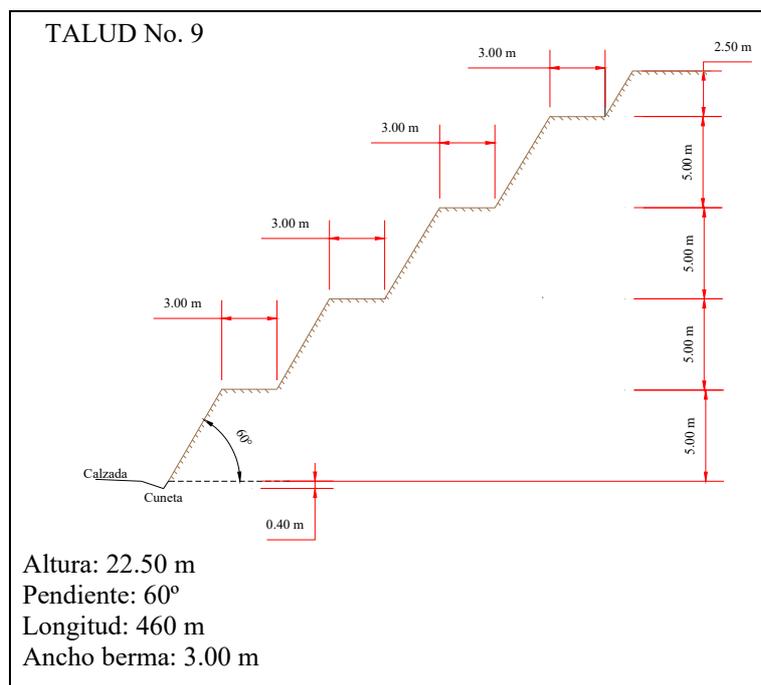


Figura 2.2.9 Talud No. 9

Abscisa 37+359

2.3 Descripción Geológica

En los capítulos anteriores se describió las Formaciones que se encuentran en la zona, sin precisar el sector de estudio. A continuación se presenta la descripción e identificación geológica considerando las observaciones de campo de los sitios seleccionados.

TALUD No. 1 - ABSCISA 3+000



Figura 2.3.1 Detalle de litología talud No. 1

Fuente: Datos de Campo

Se identificó el Grupo Azúcar, el cual se manifiesta en este sitio por estratos de arenisca con vetas de yeso, conglomerados y aglomerados volcánicos.

TALUD No. 2 - ABSCISA 3+600



Figura 2.3.2 Vista parcial del Talud No. 2

Fuente: Datos de Campo

Sigue el Grupo Azúcar y observa mayor presencia de areniscas, con capas delgadas de lutita intercaladas.

TALUD No. 3 - ABSCISA 5+700



Figura 2.3.3 Vista parcial de la litología del Talud No. 3

Fuente: Datos de Campo

Presencia del Grupo Azúcar, representado por estratos bien diferenciados de conglomerado y arenisca.

TALUD No. 4 - ABSCISA 6+000



Figura 2.3.4 Vista general del Talud No. 4

Fuente: Datos de Campo

Continúa presente el Grupo Azúcar, con la manifestación de estratos de conglomerado y de arenisca, dispuestos de manera similar al talud No. 3.

TALUD No. 5 - ABSCISA 6+300



Figura 2.3.5 Vista parcial Talud No. 5

Fuente: Datos de Campo

Se distinguen estratos de arenisca muy fina y friable que luego da paso a un estrato de conglomerado con guijarros sub-angulares, pertenecientes a la Formación Tosagua, específicamente al Miembro Zapotal. El cambio de litología por desplazamiento de estratos, evidencia la presencia de una falla geológica, tal como muestra la Figura 2.3.5.

TALUD No. 6 – ABSCISA 7+950



Figura 2.3.6 Vista parcial Talud No. 6

Fuente: Datos de Campo

En este tramo se encuentra la Formación Tosagua, Miembro Zapotal, donde se observa estratos de arenisca, conglomerado y lentes de lutita hacia el final del talud, esta última tiende a erosionarse.

TALUD No. 7 – ABSCISA 8+700

Figura 2.3.7 Vista parcial pie del Talud No. 7

Fuente: Datos de Campo

La presencia del Miembro Zapotal de la Formación Tosagua se denota por estratos de arenisca de grano medio y conglomerado.

TALUD No. 8 – ABSCISA 26+094

Figura 2.3.8 Vista general Talud No. 8 (Izquierdo)

Fuente: Datos de Campo



Figura 2.3.9 Vista parcial del Talud No. 8 (Derecho)

Fuente: Datos de Campo

En este tramo, cercano a la Población de Cerecita, aflora la Formación Progreso, se presentan estratos de limolita y existe evidencia de estratos sedimentarios de mar poco profundo.

TALUD No. 9 – ABSCISA 37+359



Figura 2.3.10 Detalle del afloramiento de roca en Talud No. 9

Fuente: Datos de Campo

En la Población de Progreso, se tienen la Formación del mismo nombre, representada por estratos de arenisca, lutita y limolita, estos materiales presentan una cierta similitud con los encontrados en los taludes de Cerecita, ya que pertenecen a la misma Formación.

En el anexo de Planos, se encuentra el Plano Geológico de la zona que abarca el estudio de esta tesis, con el respectivo abscisaje de la vía y la ubicación.

2.4 Descripción geotécnica

A continuación se presenta una breve descripción de la morfología, rumbo y buzamiento de los estratos y familias de fracturas que conforman los taludes a analizar en este trabajo.

Para el correspondiente análisis, se establece adicionalmente el rumbo y buzamiento de la vía bordeada de los taludes, con el fin de relacionar la dirección e inclinación de los estratos respectivos a la carretera; así como una breve descripción de las afectaciones sufridas por el talud.

Como resultado de este trabajo, se adjunta una descripción geotécnica que contiene abscisa, numeración del talud, rumbo y buzamiento de la vía, así como de las discontinuidades y, el grado de afectación del talud, la cual se presenta en la Tabla 2.4.1, a continuación.

ABSCISAS	No.	DESCRIPCION DE CAMPO	RUMBO Y BUZAMIENTO DE LA VIA	RUMBO Y BUZAMIENTO DE DISCONTINUIDAD	OBSERVACIONES	DESCRIPCION DE AFECTACIÓN
3+ 000	Talud 1	Presencia de Arenisca y Conglomerado. En el inicio presenta 3 estratos de conglomerado intercalados con arenisca. El conglomerado se pierde hacia la mitad del talud. Vetas de yeso	250° Azimut 11° al Sur	176° Azimut 83° al Sur 182° Azimut 79° al Sur 96° Azimut 56° al Norte	Fracturas 1 Fracturas 2 Estratos	Vetas de yeso que pueden producir filtración. Pocos deslizamientos, rastros de equipos mecánicos en gran parte del talud (pala).
3+ 600	Talud 2	Arenisca con limolita interestratificada. Limolita en contrapendiente. Presencia de lutita en la parte superior del talud	279° Azimut 30° al Sur	164° Azimut 66° al Norte 174° Azimut 54° al Norte 165° Azimut 50° al Sur 169° Azimut 42° al Norte 60° Azimut 32° al Sur	Fracturas 1 Fracturas 2 Fracturas 3 Fracturas 4 Estrato	Presencia de vegetación en paredes. Erosión en pie del talud. Vetas de yeso que producirían filtración.
5+ 700	Talud 3	En la base presenta estrato de arenisca que hace transición con un estrato de conglomerado. Presenta lentes de limolita y arenisca friable	230° Azimut 21° al Sur	140° Azimut 90° al Sur 55° Azimut 22° al Sur	Fracturas Estratos	Deslizamiento en forma de cuña, material cubre parcialmente cuneta

6+000	Talud 4	Presencia de Conglomerado en la base del talud, hacia la mitad del talud emerge un estrato de arenisca que empuja al conglomerado hacia arriba. Gran cantidad de suelo hacia final de talud	240° Azimut 51° al Sur	330° Azimut 90° al Sur 335° Azimut 16° al Norte 165° Azimut 90° al Sur 61° Azimut 45° al Norte	Fracturas 1 Fracturas 2 Fracturas 3 Estrato	Erosión de suelos finos.
6+300	Talud 5	Presencia de arenisca muy fina y Conglomerado. Capa superior de limolita. Múltiples diaclasas. Evidencia de falla geológica.	285° Azimut 86° al Sur	210° Azimut 61° al Sur 215° Azimut 64° al Sur 195° Azimut 90° al Sur 200° Azimut 30° al Norte 340° Azimut 29° al Sur	Fracturas 1 Fracturas 2 Fracturas 3 Fracturas 4 Estrato	Arenisca muy fracturada imposible toma de rumbo y buzamiento de estrato.
7+950	Talud 6	Estratos de Conglomerado y arenisca, hacia el final del talud presencia de lutita muy fracturada	256° Azimut 28° al Sur	165° Azimut 36° al Norte 168° Azimut 64° al Norte 153° Azimut 73° al Sur 165° Azimut 79° al Norte 90° Azimut 18° al Norte	Fracturas 1 Fracturas 2 Fracturas 3 Fracturas 4 Estrato	Erosión en pie del talud. Coluvio. Raíces expuestas en la base estrato lutita.
8+700	Talud 7	Presencia de Arenisca y Conglomerado.	220° Azimut 10° al Sur	140° Azimut 50° al Norte 152° Azimut 84° al Sur 32° Azimut 9° al Sur	Fracturas 1 Fracturas 2 Estratos	Material cubre la cuneta. Rastros de equipos mecánicos en parte del talud.

26+ 094	Talud 8	Limolita friable. Lentes de Lutita. Presencia de fósiles marinos	205° Azimut 47° al Sur	120° Azimut 88° al Sur 120° Azimut 88° al Norte 35° Azimut 19° al Norte	Fracturas 1 Fracturas 2 Estratos	Erosión de suelos finos. Gran cantidad de material en la cuneta.
			204° Azimut 85° al Sur	315° Azimut 82° al Sur 297° Azimut 86° al Sur 20° Azimut 25° al Sur	Fracturas 1 Fracturas 2 Estratos	Erosión de suelos finos. Gran cantidad de material en la cuneta.
37+ 359	Talud 9	Presencia de Limolita y fracturas rellenas de yeso. Lentes de Lutita. Luego de los primeros 140 m Limolita cambia a Arenisca muy fina y lentes de Lutita en la base del talud hacia el final.	245° Azimut 24° al Sur	162° Azimut 84° al Sur 153° Azimut 57° al Sur 152° Azimut 78° al Sur 160° Azimut 68° al Norte 50° Azimut 2° al Norte 60° Azimut 14° al Norte	Fracturas 1 Fracturas 2 Fracturas 3 Fracturas 4 Estrato 1 Estrato 2	Deslizamiento en forma de cuña, material cubre parcialmente cuneta.

Tabla 2.4.1 Descripción Geotécnica, Taludes en la Vía Chongón – Progreso

Fuente: Trabajo de Campo

Además, se presentan en las Figuras 2.4.1 a 2.4.9, los perfiles geológicos – geotécnicos observados en el trabajo de campo.

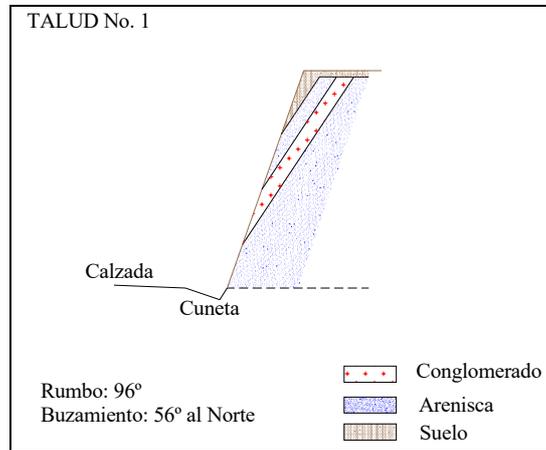


Figura 2.4.1 Perfil Geotécnico, Talud No. 1

Abscisa 4+600

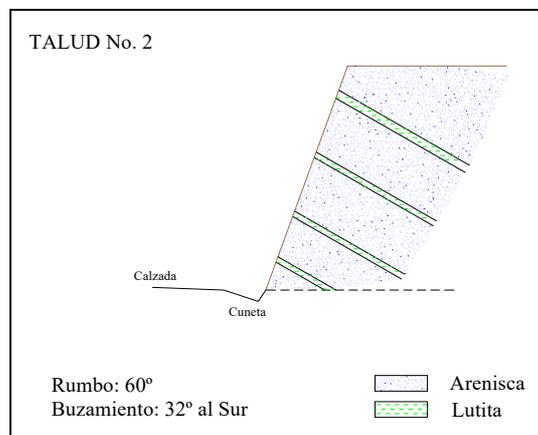


Figura 2.4.2 Perfil Geotécnico, Talud No. 2

Abscisa 5+200

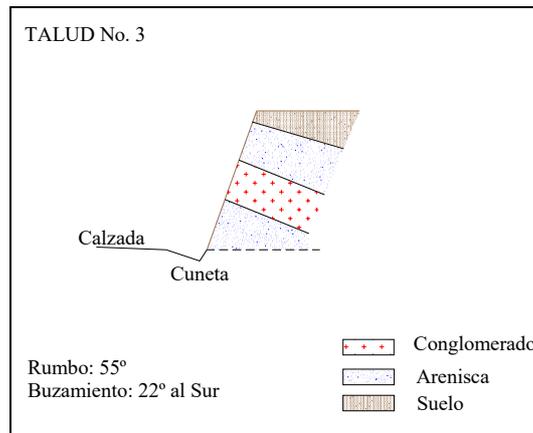


Figura 2.4.3 Perfil Geotécnico, Talud No. 3

Abscisa 7+300

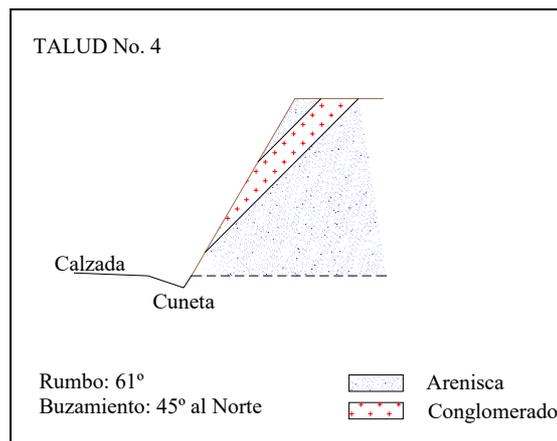


Figura 2.4.4 Perfil Geotécnico, Talud No. 4

Abscisa 7+600

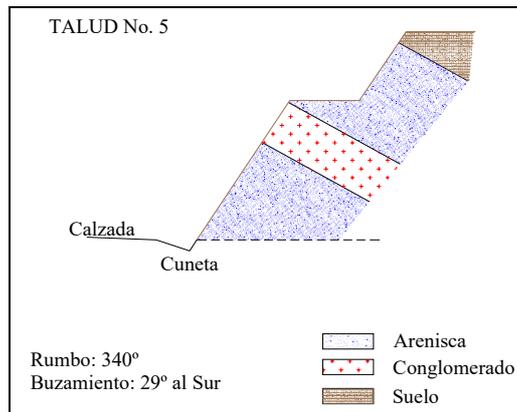


Figura 2.4.5 Perfil Geotécnico, Talud No. 5

Abscisa 7+900

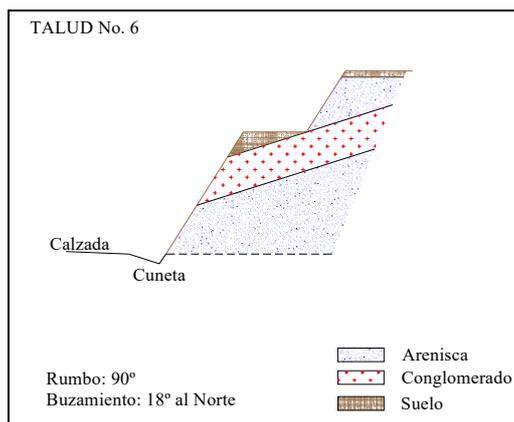


Figura 2.4.6 Perfil Geotécnico, Talud No. 6

Abscisa 9+550

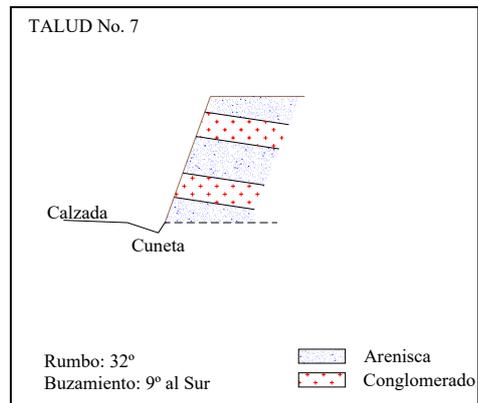


Figura 2.4.7 Perfil Geotécnico, Talud No. 7

Abscisa 10+300

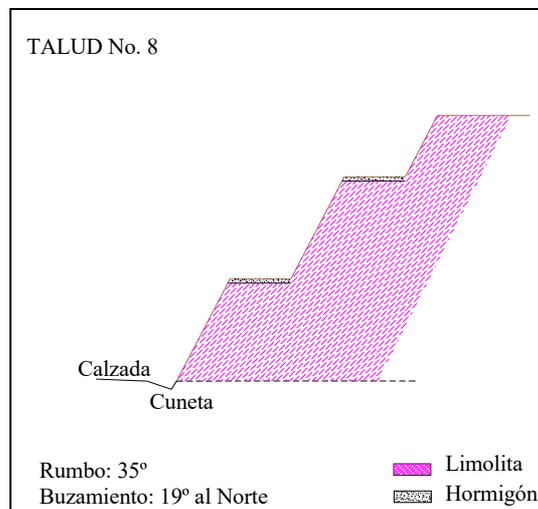


Figura 2.4.8 Perfil Geotécnico, Talud No. 8

Abscisa 28+000

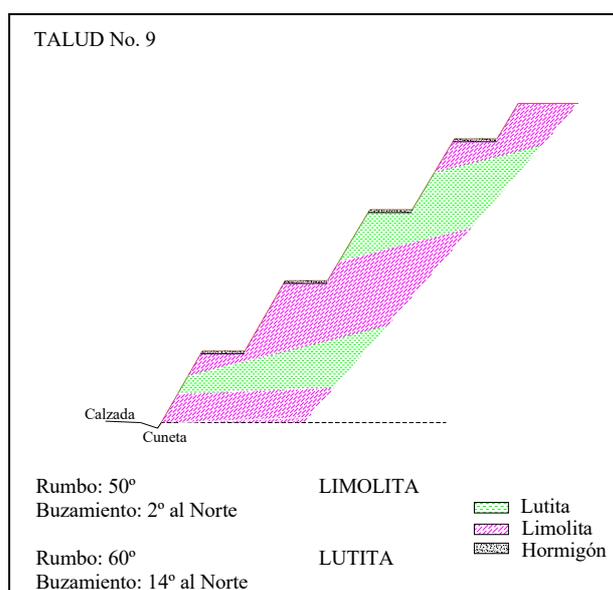


Figura 2.4.9 Perfil Geotécnico, Talud No. 9

Abscisa 39+000

2.5 Muestreo Geotécnico y Determinación de Parámetros

Una vez concluido el estudio geotécnico, se tomaron muestras alteradas e inalteradas en los sitios más característicos de cada tramo estudiado. Se consideró para la extracción de estas muestras los taludes donde se han presentado problemas de estabilidad.

No.	ABSCISA TESIS	TALUD No.	MUESTRA	TIPO DE MUESTRA
1	6+300	5	Arenisca meteorizada	Alterada
2	26+079	8 (d)*	Limolita	Alterada
3	26+644	8	Lutita fracturada	Alterada

4	37+199	9	Limolita	Alterada
5	37+569	9	Arenisca de grano fino	Inalterada

* Corresponde al talud ubicado al lado derecho de la vía

Tabla 2.5.1 Muestreo geotécnico

Fuente: Datos de Campo

En la mayoría de los casos, el tipo de roca de la cual se extrajo la muestra era muy blanda, esta es la principal razón por la que la mayoría de las muestras que se lograron obtener son alteradas.

En el caso de los materiales sueltos se obtuvieron los siguientes parámetros: límites de Atterberg, Densidad, Saturación, Peso Específico, Gravedad específica, etc., utilizando la muestra inalterada se procedió a extraer testigos, para realizar pruebas de compresión simple, Absorción y Densidad.

En el Anexo D, se adjuntan fotografías de las muestras, así como de los ensayos de laboratorio realizados. A continuación se presentan los resultados obtenidos para los ensayos de laboratorio en todas las muestras (alteradas e inalteradas).

Muestras Alteradas:

En la tabla 2.5.2 se presenta una descripción con los detalles de los resultados obtenidos, referentes a las absicisas estudiadas.

<u>Muestra No.</u>	1	2	3	4
Talud No.	5	8 (Derecho)	9	9
Abscisa	6+300	26+079	26+644	37+199
Tipo de Roca	Arenisca Meteorizada	Limolita	Lutita Fracturada	Limolita
Densidad Nominal	7,08	2,73	1,37	1,82
Humedad (%)	3,20	1,57	4,41	3,05
Grado de Saturación (%)	14,13	36,58	72,90	54,80
Límite Plástico (%)	NO PLÁSTICO	20,78	20,05	20,98
Límite Líquido (%)		37,80	62,14	41,80
Índice Plástico (%)		17,02	42,08	20,82
Clasificación USCS	NP	CL	CH	CL
	Suelo No Plástico	Arcillas limosas, media a baja plasticidad	Arcillas inorgánicas, plasticidad elevada	Arcillas limosas, media a baja plasticidad
Gravedad Específica Natural	2,36	2,49	2,43	2,41

<u>No.</u> <u>Muestra</u>	1	2	3	4
<i>Gravedad Específica Seca</i>	2,41	2,55	2,48	2,50
<i>Peso Específico (g/cm³)</i>	1,55	1,70	1,81	1,79

Tabla 2.5.2 Resultados Ensayos de Laboratorio. Muestras Alteradas

Las tablas detalladas de los ensayos de laboratorio se exponen en la sección de Anexos, literal D.

Muestra Inalterada:

Se ensayaron 8 cilindros, se consideraron cuatro (No. 1 al No. 4) para absorción y otros cuatro (Literal A al Literal D) para la prueba de compresión simple; se obtuvieron los siguientes resultados:

<i>Muestra No.</i>	<i>Peso seco (gr)</i>	<i>Peso Roca Natural (gr)</i>	<i>Peso Saturado (gr)</i>	<i>Humedad (%)</i>	<i>Densidad Nominal</i>	<i>Grado Saturación (%)</i>
1	365,40	368,50	370,20	0,85	76,12	1,31
2	377,00	379,80	381,50	0,74	83,78	1,19
3	389,80	392,10	394,00	0,59	92,81	1,08
4	382,30	385,10	387,30	0,73	76,46	1,31

Tabla 2.5.3 Datos obtenidos de pruebas de Laboratorio



Figura 2.5.1 Extracción de testigos de Muestra No.5 para la Prueba de Compresión Simple.



Figura 2.5.2 Imagen de un testigo extraído, nótese las vetas de yeso.
Muestra inalterada

Dada la naturaleza del corte de los cilindros fue necesaria la aplicación de “capping” en las superficies donde se aplicaría la carga para nivelarlas y realizar correctamente el ensayo de Compresión Simple.



Figura 2.5.3 Testigos previo al ensayo de Compresión Simple



Figura 2.5.4 Ensayo de Compresión Simple

No todos los cilindros fueron cortados a la relación recomendada por la norma ASTM correspondiente ($l/d = 2$) por lo que fue preciso aplicar los factores de corrección respectivos de acorde a la norma (Norma ASTM C42 – 62).

<i>Relación de la Longitud al Diámetro del cilindro (l/d)</i>	<i>Factor de corrección</i>
1,75	0,98
1,50	0,96
1,25	0,94
1,00	0,89

Tabla 2.5.4 Tabla de Factores de Corrección para el Ensayo de Compresión Simple (Norma ASTM C 42 - 62)

<i>Muestra No.</i>	<i>Resistencia a la Compresión Simple (kgf/cm²)</i>
A*	300,72
B	294,41
C	293,78
D*	266,25

* Los cilindros A y B tienen alturas de 7,5 y 8,5 cm. respectivamente.

Tabla 2.5.5 Resultados de la prueba de Compresión Simple

Nota. – Los valores de resistencia ya han sido corregidos.

Se puede observar que la muestra más pequeña obtuvo mayor resistencia, evidenciando un efecto de escala inverso, esto se debería a que esta sección de la roca estuvo menos expuesta a la meteorización o simplemente por geometría.

Cabe resaltar que tal como se presenta en la descripción geotécnica el talud No. 9, del cual fue extraída la roca y localizado en las cercanías de la población Progreso, presenta estratos de arenisca con visibles fracturas rellenas de yeso, la muestra resultó representativa y al aplicar las cargas la rotura de los testigos ocurrió precisamente en donde estaban las vetas de yeso, como se observa en la Figura 2.5.5.

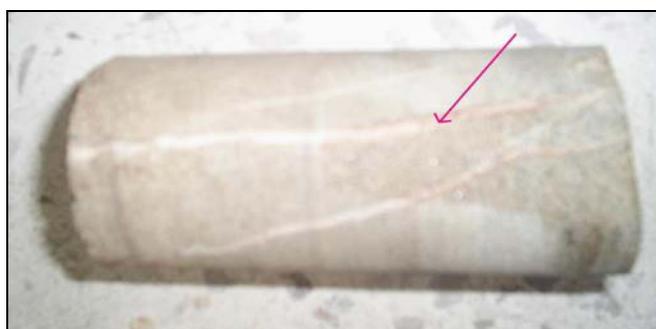


Figura 2.5.5 Cilindro luego del ensayo de Compresión Simple

Se analizaron dos fragmentos de los testigos, estos fueron extraídos previo al ensayo de compresión simple y de absorción, es decir, no formaron parte de ningún otro ensayo, y de los cuales se obtuvieron valores de peso específico de $4,13 \text{ g/cm}^3$ y $1,59 \text{ g/cm}^3$.

La diferencia entre los valores se debería a la composición de la arenisca de los fragmentos de los testigos (Figura 2.5.5), pero si se realiza una comparación con la muestra de arenisca (No. 1) extraída

del Talud No. 5 y cuyo peso específico es $1,55 \text{ g/cm}^3$, se encuentra cierta similitud con uno de los valores encontrados para esta arenisca.

2.6 Descripción Hidrológica Aplicada.

Este tema ha sido abordado para todos los tramos en los cuales el drenaje tiene incidencia directa o indirecta en la estabilidad de taludes. Adicionalmente, se determinan los caudales que generan pequeñas cuencas y sub – cuencas.

El método aplicado en la descripción hidrológica de la zona que abarca este trabajo es el método Racional, el tiempo de retorno estimado es de 25 años, debido a la incidencia frecuente del Fenómeno del Niño, que se presenta en lapsos de 7 a 9 años.

El *método racional*, utiliza la siguiente fórmula:

$$Q = c i A \quad (8)$$

Donde:

Q: Caudal máximo, expresado en m^3/seg

c: Coeficiente de escurrentía (Tabla 2.6.1)

i: Intensidad de precipitación en un periodo igual al tiempo de concentración, en mm/h .

A: Área que recorre la cuenca hidrográfica en m²

Sin embargo, la aplicación de este método se enfrenta a dos dificultades principales: la correcta asignación del coeficiente de escorrentía y la determinación de la intensidad, esta última se obtiene del análisis intensidad – duración – frecuencia.

Dado que la mayoría de los terrenos ubicados a ambos lados de la carretera pertenecen a cultivos y presentan una pendiente media, el valor del coeficiente de escorrentía (c) que le corresponde según la tabla del MOP que se presenta a continuación, es de 0,30:

COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA

COBERTURA VEGETAL	TIPO DE SUELO	PENDIENTE DEL TERRENO				
		PRONUNCIADA > 50 %	ALTA 20 %	MEDIA 5 %	SUAVE 1 %	DESPRECIABLE < 1 %
SIN VEGETACION	IMPERMEABLE	0.80	0.75	0.70	0.65	0.60
	SEMIPERMEABLE	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
	PERMEABLE	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30
CULTIVOS	IMPERMEABLE	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
	SEMIPERMEABLE	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	PERMEABLE	0.40	0.35	0.30	0.25	0.20
PASTOS, VEGETACION LIGERA	IMPERMEABLE	0.65	0.60	0.55	0.50	0.45
	SEMIPERMEABLE	0.55	0.50	0.45	0.40	0.35
	PERMEABLE	0.35	0.30	0.25	0.20	0.15
HIERBA, GRAMA	IMPERMEABLE	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	SEMIPERMEABLE	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30
	PERMEABLE	0.30	0.25	0.20	0.15	0.10
BOSQUES, DENSE VEGETACION	IMPERMEABLE	0.55	0.50	0.45	0.40	0.35
	SEMIPERMEABLE	0.45	0.40	0.35	0.30	0.25
	PERMEABLE	0.25	0.20	0.15	0.10	0.05

Nota: Para zonas que se espera puedan ser quemada se deben aumentar los coeficientes así: Cultivos: multiplicar por 1,10; Hierba, Pastos y vegetación ligera. Bosques y densa vegetación: multiplicar por 1,30.

Tabla 2.6.1 Valores de Coeficientes de escorrentía

Fuente: Ministerio de Obras Públicas (MOP)

Se considera que el valor asumido a partir de la tabla 2.6.1 es muy bajo, debido a que hay una gran variedad de vegetación y de pendientes, por lo que se establece la necesidad de diferenciar entre el efecto del coeficiente de escorrentía (c) en las partes medias y altas de las cuencas para el caso de los puentes y alcantarillas, y otro coeficiente (c) para los taludes. En estas condiciones se asume un valor (c) de 0,80 para el cálculo de caudales y esteros, y un valor (c) de 0,50 para los taludes, esto permite explicar la razón por la cual los ríos o esteros presentan caudales imprevistos en los estudios.

El tiempo de concentración " t_c " de una determinada cuenca es el tiempo que transcurre para que el "caudal saliente" se estabilice, con una intensidad de precipitación constante a lo largo de toda la cuenca.

De acuerdo a la zonificación hidrológica previamente descrita, cada zona tiene ecuaciones distintas para obtener el valor de la intensidad de precipitación. El análisis de intensidad – duración – frecuencia parte de la aplicación de ciertas fórmulas o ecuaciones representativas

para hallar la intensidad de precipitación, que se aplican de acuerdo a la zonificación hidrológica (Tabla 2.6.2).

ECUACIONES REPRESENTATIVAS DE LAS ZONAS		
ZONA	DURACION	ECUACION
1	5 min < 120 min	$I_{t,Tr} = 7,3519 t^{-0,4385} I_d$
	120 min < 1.440 min	$I_{t,Tr} = 86,1969 t^{-0,6136} I_d$
2	5 min < 75 min	$I_{t,Tr} = 36,1212 t^{-0,3063} I_d$
	75 min < 1.440 min	$I_{t,Tr} = 269,9406 t^{-0,7696} I_d$
3	5 min < 60 min	$I_{t,Tr} = 85,7014 t^{-0,4611} I_d$
	60 min < 1.440 min	$I_{t,Tr} = 349,1358 t^{-0,8060} I_d$
4	5 min < 110 min	$I_{t,Tr} = 42,8786 t^{-0,3100} I_d$
	110 min < 1.440 min	$I_{t,Tr} = 667,1149 t^{-0,8548} I_d$
5	5 min < 44 min	$I_{t,Tr} = 76,4078 t^{-0,4698} I_d$
	44 min < 1.440 min	$I_{t,Tr} = 204,8682 t^{-0,7311} I_d$
6	5 min < 55 min	$I_{t,Tr} = 68,8592 t^{-0,4023} I_d$
	55 min < 1.440 min	$I_{t,Tr} = 337,0868 t^{-0,7977} I_d$
7	5 min < 25 min	$I_{t,Tr} = 85,2661 t^{-0,3989} I_d$
	25 min < 1.440 min	$I_{t,Tr} = 286,0463 t^{-0,7793} I_d$
8	5 min < 18 min	$I_{t,Tr} = 63,7834 t^{-0,4373} I_d$
	18 min < 1.440 min	$I_{t,Tr} = 122,4313 t^{-0,6407} I_d$
9	5 min < 50 min	$I_{t,Tr} = 167,1959 t^{-0,5182} I_d$
	50 min < 1.440 min	$I_{t,Tr} = 794,3122 t^{-0,9180} I_d$
10	5 min < 40 min	$I_{t,Tr} = 117,4077 t^{-0,4472} I_d$
	40 min < 1.440 min	$I_{t,Tr} = 489,1546 t^{-0,8521} I_d$
11	5 min < 70 min	$I_{t,Tr} = 102,4297 t^{-0,4883} I_d$
	70 min < 1.440 min	$I_{t,Tr} = 475,0080 t^{-0,8462} I_d$
12	5 min < 80 min	$I_{t,Tr} = 101,7109 t^{-0,4340} I_d$
	80 min < 1.440 min	$I_{t,Tr} = 939,3998 t^{-0,9383} I_d$
13	5 min < 60 min	$I_{t,Tr} = 64,6760 t^{-0,5207} I_d$
	60 min < 1.440 min	$I_{t,Tr} = 198,9295 t^{-0,8009} I_d$

Tabla 2.6.2 Ecuaciones representativas de las zonas hidrológicas

Fuente: Publicación CICP, HIDROPAVER, 2001

La zona correspondiente al desarrollo de esta tesis es la Zona 2, el valor de la intensidad de precipitación viene dado por las siguientes fórmulas (7):

Duración:

$$5 \text{ min} < 75 \text{ min} \quad I_{(t,Tr)} = 36,1212 t^{-0,3063} I_d$$

$$75 \text{ min} < 1.440 \text{ min} \quad I_{(t,Tr)} = 269,9406 t^{-0,7696} I_d$$

Donde:

$I_{(t,Tr)}$: Intensidad máxima de lluvia con duración t y periodo de retorno Tr años.

t : Duración de lluvia (minutos).

I_d : Intensidad diaria para un periodo de retorno de Tr años (mm/hora).

$$I_d = P_d / 24$$

P_d : Precipitación diaria, máxima en 24 horas (mm).

La compañía que elaboró el estudio de la nueva carretera Guayaquil – Salinas, HIDROPAVER (7), elaboró una tabla con las precipitaciones máximas diarias de acorde a los distintos periodos de retorno.

AMPLIACION Y MEJORAMIENTO CARRETERA CHONGON - PROGRESO / PROV. DEL GUAYAS						
INTENSIDADES MAXIMAS DE LLUVIA (Metodología Publicación CICP - 1992)						
Tr (años)	t (minutos)					
	10	15	20	30	60	120
2	71	63	58	51	41	27
5	89	79	72	64	52	34
10	107	95	87	76	62	41
25	143	126	115	102	82	54
50	161	142	130	115	93	61
100	170	150	137	121	98	64

Cuadro N° 2

Elaboración: HIDROPAVER Cía. Ltda. / 2001

RELACIONES MAS PROBABLES :

para 5 min < t < 75 min ==> $I = 36,1212 * t^{(-0,3063)} * I_d$

para 75 min < t < 24 horas ==> $I = 269,9406 * t^{(-0,7696)} * I_d$

Figura 2.6.1 Intensidades máximas de lluvia en la Vía Chongón – Progreso.

Fuente: HIDROPAVER, 2001

El tiempo de concentración para cada cuenca será obtenido de la fórmula:

$$T_c = 0,0195 (L^3 / H)^{0,385}$$

Tc: Tiempo de concentración, en minutos

L: Longitud del cauce de la cuenca, en metros

H: Desnivel medio de la cuenca, en metros

<i>Abscisa Tesis</i>	<i>Área (m²)</i>	<i>Long. Cauce (m)</i>	<i>Desnivel Medio (m)</i>	<i>Tiempo concentr. (min)</i>	<i>Intensidad (mm/h)</i>	<i>Caudal (c = 0,30) (m³/s)</i>
10+022	680,000	1800	20	35.40	97	5.50
11+024	230,000	750	20	12.88	132	2.53
13+368	150,000	700	15	13.28	132	1.65
15+549	180,000	650	12	13.29	132	1.98
16+419	290,000	800	20	13.87	129	3.12
17+900	9,600,000	5400	50	88.48	69	55.20
19+435	480,000	1400	25	24.30	109	4.36
19+995	1,260,000	2400	45	36.12	96	10.08
20+699	2,250,000	2600	70	33.42	99	18.56
23+215	280,000	700	20	11.89	135	3.15
23+776	370,000	1300	25	22.31	112	3.45
24+209	80,000	450	15	7.97	143	0.95
24+502	3,420,000	2400	30	42.22	92	26.22
25+686	860,000	1800	25	32.48	100	7.17
28+715	350,000	1300	15	27.15	105	3.06
33+076	400,000	850	20	14.88	126	4.20
33+539	180,000	300	10	5.84	143	2.15
35+319	180,000	350	10	6.97	143	2.15
38+295	960,000	1600	50	21.71	112	8.96
41+994	330,000	750	15	14.39	129	3.55
General	37,500	300	5	7.62	143	0.52

Tabla 2.6.3 Caudales de cuencas para alcantarillas propuestas por el estudio contratado por el MOP para la Vía Guayaquil – Progreso.

Fuente: Ministerio de Obras Públicas

Para la presente tesis, se realizaron nuevos cálculos hidrológicos, obteniéndose resultados que difieren sustancialmente con los valores que se determinaron con los estudios de diseño. Los valores obtenidos concuerdan con los efectos que han tenido los grandes caudales o avenidas de los ríos o esteros hallados.

La diferencia radica en que en todos los casos ha sido aumentado el coeficiente de escorrentía como producto de estudios y análisis geológicos realizados, a partir de lo cual, se ha determinado mejorar las capas superficiales de los terrenos que determinan en muchos casos, condiciones de impermeabilidad, esto es, un alto porcentaje de los caudales no se infiltra durante los procesos lluviosos, sino que permite un aumento considerable de las avenidas.

<i>Abscisa Tesis</i>	<i>Área ($\times 10^3$) (m²)</i>	<i>Long. Cauce (m)</i>	<i>Desnivel Medio (m)</i>	<i>Tiempo Concent. (min)</i>	<i>Intensidad (mm/h)</i>	<i>Caudal (c = 0,8) (m³/s)</i>
10+022	680	1800	20	35.40	97	14.66
11+024	230	750	20	12.88	132	6.75
13+368	150	700	15	13.28	132	4.40
15+549	180	650	12	13.29	132	5.28
16+419	290	800	20	13.87	129	8.31

17+900	9,600	5400	50	88.48	69	147.20
19+435	480	1400	25	24.30	109	11.63
19+995	1,260	2400	45	36.12	96	26.88
20+699	2,250	2600	70	33.42	99	49.50
23+215	280	700	20	11.89	135	8.40
23+776	370	1300	25	22.31	112	9.21
24+209	80	450	15	7.97	143	2.54
24+502	3,420	2400	30	42.22	92	69.92
28+715	350	1300	15	27.15	105	8.17
33+076	400	850	20	14.88	126	11.20
33+539	180	300	10	5.84	143	5.72
35+319	180	350	10	6.97	143	5.72
38+295	960	1600	50	21.71	112	23.89
41+994	330	750	15	14.39	129	9.46
General	37,50	300	5	7.62	143	1.19

Tabla 2.6.4 Caudales de cuencas para alcantarillas propuestas por el MOP, modificando el valor del coeficiente de escorrentía.

<i>Abscisa Tesis</i>	<i>Talud No.</i>	<i>Área (m²)</i>	<i>Long. Cauce (m)</i>	<i>Desnivel Medio (m)</i>	<i>Tiempo Concent. (min)</i>	<i>Intensidad (mm/h)</i>	<i>Caudal (c = 0,5) (m³/s)</i>
6+989	5	150.000	600	10	13,00	132	2,75
25+686	8	860.000	1800	25	32.48	100	11,94
37+593	9	420.000	900	25	14,59	126	7,35

Tabla 2.6.5 Caudales cuencas para los Taludes que presentan mayores problemas de estabilidad.

Al analizar las cartas topográficas del IGM, con el objeto de determinar los caudales de los cauces que atraviesan los puentes, se consideró para el cálculo los ríos que por su extensión (Chongón, Daular, Río Grande) y, por acontecimientos anteriores (La Camarona, 1998),

serán los de mayor relevancia para el estudio de esta tesis, en la Tabla 2.6.6 se indican las características de drenaje de dichos ríos.

<i>Cuenca</i>	<i>Área (m²)</i>	<i>Longitud Cauce (m)</i>	<i>Desnivel Medio (m)</i>	<i>Tiempo Concent. (min)</i>	<i>Intensidad (mm/h)</i>	<i>Caudal (m³/s)</i>
Daular	292.174	1861,708	10	48,06	110,07	7,15
Río Grande	1.161.906	9007,245	30	194,49	37,54	9,69
Camaroná	885.102	6020,443	25	131,01	50,87	10,01

Tabla 2.6.6 Caudales Cauces mayores de la Vía Guayaquil – Progreso

Cabe resaltar el caso del Río Chongón, que abarca una cuenca muy extensa, sin embargo se ha construido una Presa cuya capacidad de embalse es de 280 millones de metros cúbicos (m³) y tiene una obra adicional, que constituye el canal de Trasvase. En estas circunstancias, los caudales que pasan por el puente del río Chongón son evidentemente bastante menores en condiciones normales; en cambio, durante el Fenómeno de El Niño, el vertedero entra en funcionamiento además de los canales, por esta razón se asumen los cálculos ejecutados por el estudio contratado por el MOP.

2.7 Descripción Hidráulica.

Debido a que la carretera atraviesa por diferentes quebradas y esteros, ha sido necesario el diseño y construcción de alcantarillas y

puentes, estructuras que deben ser analizadas hidráulicamente, ya que en momentos de grandes avenidas son las que dejan pasar los caudales.

Hasta el momento no se ha verificado el funcionamiento de algunas alcantarillas y puentes con la presencia de condiciones críticas del fenómeno de El Niño, por esta razón no es posible establecer con certeza si dichas obras pasarán la prueba.

Un buen funcionamiento de las obras mencionadas significaría que los caudales no sean represados y pasen libremente.

Si existen deficiencias hidráulicas, los caudales tendrán resistencia a su paso, y más aún si con las avenidas vienen árboles y palizadas, en estas condiciones podría ocurrir el desborde peligroso de los puentes y de la carretera en el caso de las alcantarillas.

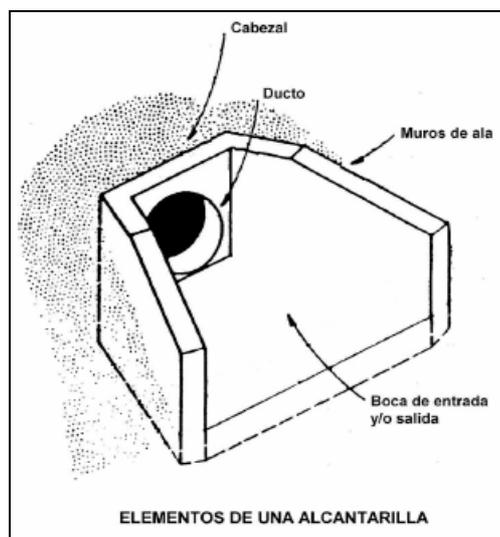


Figura 2.7.1 Elementos de una alcantarilla

Fuente: Normas de Diseño Geométrico del MOP.

La alcantarilla mostrada en la Figura 2.7.1, es típica de algunos sitios del tramo que estudia esta tesis, pero podría causar un embalsamiento.

A continuación se presenta la tabla 2.7.1 donde consta el Inventario de las distintas alcantarillas y sistemas de drenaje provenientes del estudio realizado por la consultora HIDROPAVER (7) y adaptados al abscisaje de esta tesis.

INVENTARIO DE DRENAJE TRANSVERSAL, TRAMO CHONGÓN - CONSUELO

No	ABSCISA	ORIGEN DE FLUJO		ENTRADA			SALIDA		No. ORIF.	LONG. (m)	SECCION TRANSVERSAL		
		IZQ	DER	CAJON	ALETAS	OTRO	ALETAS	OTRO			DIAMETRO	ANCHO	ALTO
1	0+293,00		X						1	42,28	1,20		
2	0+698,00		X						1	43,30	1,20		
3	1+505,50		X			MURO	X		3	27,59	1,00		
4	1+692,00		X		X		X		3	54,43	1,00		
5	1+946,00		X		X		X		3	30,00	1,00		
6	2+326,00		X		X		X		4	35,08	1,00		
7	2+469,00		X		X		X		3	32,12	1,00		
8	2+947,00		X		X		X		3	26,06	1,00		
9	3+195,00		X		X		X		2	22,48	1,00		
10	3+828,50		X		X		X		3	34,98	1,00		
11	4+452,62		X		X		X		1	40,84	1,00		
12	5+504,00		X		X		X		1	44,20		2,40	1,15
13	6+235,50	X			X			Ninguno	1	61,33	0,81	1,50	0,65
14	6+989,00		X		X		X		1	39,26	1,00		
15	7+134,00		X		X		X		1	53,20		2,70	1,10
16	8+309,00	X		X			X		1	34,04		1,00	1,30
17	8+580,00	X			X		X		1	39,34		2,40	2,40
18	9+053,00	X			X		X		1	43,98	1,50	1,50	1,50
19	10+022,00	X			X		X		1	25,20	1,50		
20	10+411,00		X		X		X		1	22,07		2,50	2,40
21	11+024,29		X		X		X		1	29,64		1,50	1,50
22	11+703,50		X		X		X		1	38,24	1,50		

23	12+303,00	X			X		X		1	30,65	1,00		
24	12+492,00	X			X		X		1	33,55		1,70	1,80
25	13+126,00	X			X		X		1	27,76		1,80	1,80
26	13+368,00	X			X		X		1	25,22	1,20		
27	13+608,00	X			X		X		1	28,50		1,80	2,00
28	14+377,00	X			X		X		1	18,10	1,20		
29	14+963,50		X		X		X		1	23,00	1,20		
30	15+226,00		X		X		X		1	23,50	1,20		
31	15+549,00		X		X		X		1	25,00	1,20		
32	15+821,00		X		X		X		1	25,00	1,20		
33	16+419,00		X		X		X		1	26,00	1,20		
34	16+789,00		X		X		X		1	32,40	1,20		
35	17+900,00		X		X		X		1	24,50		2,30	2,30
36	19+435,00		X		X		X		1	22,50	1,50		
37	19+995,00		X		X		X		1	29,70	1,50		

Tabla 2.7.1 Inventario del Drenaje de Tramo Chongón – Consuelo

Fuente: HIDROPAVER (7)

INVENTARIO DE DRENAJE TRANSVERSAL, TRAMO CONSUELO - PROGRESO

No	ABSCISA	ORIGEN DE FLUJO		ENTRADA			SALIDA		No. ORIF.	LONG. (m)	SECCION TRANSVERSAL		
		IZQ	DER	CAJON	ALETAS	OTRO	ALETAS	OTRO			DIAMETRO	ANCHO	ALTO
1	20+699,00		X		X		X		3	23,70	1,50	1,70	1,70
2	21+618,90		X		X		X		1	24,60	1,20		
3	23+217,50		X		X		X		1	30,80		2,00	1,60
4	23+429,00		X		X		X		1	18,00	1,20		
5	23+776,00		X		X		X		1	28,00		3,20	1,70
6	24+023,00	X			X		X		1	17,30	1,00		
7	24+206,00	X			X		X		1	27,20		1,20	1,20
8	24+502,00		X		X		X		1	32,80		2,00	2,10
9	25+686,00		X		X		X		1	17,20	1,20		
10	26+550,00		X		X		X		1	24,50	0,80		
11	28+516,00		X		X		X		1	29,00	1,20		
12	28+715,00		X		X		X		1	29,50		1,20	1,20
13	30+669,00		X		X		X		1	24,10	1,20		
14	31+557,00		X		X		X		1	28,30	1,20		
15	31+997,50	X			X		X		1	29,00	1,20		
16	32+366,50	X			X		X		1	44,70	1,20		
17	32+909,00		X		X		X		1	20,00	1,20		
18	33+076,00		X		X		X		1	15,40	1,20		
19	33+539,00	X			X		X		1	25,70	1,20		
20	34+284,00	X			X		X		1	19,50	1,50		
21	34+580,00	X			X		X		1	20,30	1,20		
22	34+835,00	X			X		X		1	20,00	1,20		

23	35+095,00		X		X		X		1	20,20	1,20		
24	35+319,00	X			X		X		1	60,00	1,20		
25	35+641,00	X			X		X		1	20,50	1,20		
26	35+765,00	X			X		X		1	28,50		1,80	2,00
27	36+327,00	X			X		X		1	60,00	1,20		
28	37+543,00		X		X		X		1	28,50	1,20		
29	37+593,00		X		X		X		1	28,30	1,20		
30	37+741,50		X		X		X		1	27,00	1,20		
31	37+980,00		X		X		X		1	25,00	1,20		
32	38+295,00		X		X		X		1	23,00		1,80	1,80
33	38+583,00		X		X		X		1	26,00		1,20	1,20
34	39+077,00	X			X		X		1	30,00		1,20	1,20
35	39+630,00		X		X		X		1	28,50	1,20		
36	41+994,00		X		X		X		1	28,50	1,50		

Tabla 2.7.2 Inventario del Drenaje de Tramo Consuelo – Progreso

Fuente: HIDROPAVER (7)

2.8 Descripción Estructural.

En la visita a la vía se procedió a observar y analizar la estructura de los diferentes puentes que se encuentran en el tramo de estudio y de los cuales se hace mención en el primer capítulo.

Las Normas que dicta el Ministerio de Obras Públicas para el diseño y construcción de carreteras, indican que para el diseño de puentes se debe adoptar como mínimo criterio de seguridad las Normas AASHTO (11).

Para la descripción de esta vía se toma como lado izquierdo el sentido Guayaquil – Progreso, y el lado derecho, el sentido Progreso – Guayaquil.

Puente El Cerezo.



Figura 2.8.1 Vista general Puente El Cerezo

Fuente: Trabajo de Campo

Se pudo observar que existen dos estructuras, la de mayor antigüedad se encuentra en el lado derecho de la vía, con la ampliación que se realizó en el año 2006 se construyó un nuevo puente sobre el lado izquierdo de la misma.

Ambas estructuras son de Hormigón, aunque presentan diferencias en su construcción, el puente más antiguo está conformado por tres columnas que sostienen igual número de vigas y en el espacio que queda en los estribos existe evidencia de un muro de gaviones, para su protección frente a la erosión, tal como muestra la Figura 2.8.2.



Figura 2.8.2 Detalle de los estribos, Sección antigua Puente El Cerezo

Fuente: Trabajo de Campo

Como es posible notar en la fotografía, una de las columnas laterales se encuentra con una parte de la armadura expuesta, lo cual demuestra el poder erosivo del agua por restricción del área de flujo, y

ha ocasionado que empiece un proceso de oxidación que generará problemas estructurales en el futuro.

En la estructura más reciente, se aprecia un muro de Hormigón, sobre el cual descansan las vigas de Hormigón Pretensado, que sostienen a la losa del puente (Figura 2.8.3).



Figura 2.8.3 Detalle de estribo, Sección nueva Puente El Cerezo.

Fuente: Trabajo de Campo

A continuación se exponen los datos principales para ambas estructuras de este puente:

Longitud: 14 metros.

Ancho: 12,35 metros.

Altura de vigas: 1,50 metros (aproximadamente).

Espesor Losa: 0,25 metros (aproximadamente).

Puente Descarga Presa Chongón



Figura 2.8.4 Vista general Puente Descarga Presa Chongón

Fuente: Trabajo de Campo

Este puente toma su nombre del canal de Descarga de la Presa Chongón, la cual forma parte de las obras de Desarrollo de la Cuenca del Guayas y aporta al Traspase que suministra agua a la Provincia de Santa Elena.

Como se observará en la mayoría de los puentes que analiza esta tesis, consta de dos estructuras, una construida en el año 2006 y que pertenece a la ampliación de la carretera que se realizó en ese año, situada en el lado izquierdo de la vía y otra más antigua, ubicada en el lado derecho.

La estructura más antigua es de Hormigón Armado, compuesta por tres vigas que descansan sobre tres muros pilas, uno en cada extremo y otro en la mitad del claro del puente, como se aprecia en la Figura

2.8.5. Como se ha mencionado, este tipo de estructura impide el normal flujo de caudales.



Figura 2.8.5 Detalle muros del Puente sobre Canal de Descarga de la Presa Chongón

Fuente: Trabajo de Campo

Existe abundante vegetación en el canal, tanto en las áreas laterales, como en las laderas del mismo, también existe evidencia de enrocado dispuesto en desniveles, dada la topografía de la zona, su colocación se hizo con el fin de prever posibles deslizamientos en las laderas.

Tanto la vegetación como el enrocado (Figura 2.8.6) constituyen obstáculos para el libre flujo de los caudales y, consecuentemente, podrían causar problemas derivados de erosión.



Figura 2.8.6 Vista del canal de Descarga de la Presa Chongón

Fuente: Trabajo de Campo

En la estructura más reciente se puede apreciar que está formada por vigas metálicas que están apoyadas en muros de Hormigón Armado, al igual que en la estructura antigua presenta enrocado en los estribos.



Figura 2.8.7 Vista gral. Sección nueva, Puente Descarga Presa

Chongón

Fuente: Trabajo de Campo

Entre los datos más relevantes de este puente se puede notar el gran desnivel de la cota del canal con respecto a la cota de la vía (15 metros aprox.), otras características que se cumplen para ambas estructuras, es decir, la más reciente y la más antigua son:

Longitud: 72,80 metros.

Ancho: 11,00 metros.

Altura de vigas: 2,00 metros (aprox.).

Espesor Losa: 0,25 metros (aprox.).

Hay que resaltar que el criterio de disponer de un puente con luz grande favorece el buen funcionamiento hidráulico.

Puente Sin Nombre



Figura 2.8.8 Vista General Puente Sin Nombre

Fuente: Trabajo de Campo

Presenta dos estructuras, la más reciente se ubica al lado izquierdo de la vía, y la más antigua a la derecha de la misma.

La estructura antigua está dispuesta a manera de marcos, dispuestos a una distancia de $\frac{1}{3}$ de la longitud total del puente desde los estribos, y que sostienen las vigas cuya altura varía de 1 metro a 1,50 metros aproximadamente, siendo el tramo intermedio el más alto.



Figura 2.8.9 Vista Lateral Sección Antigua, Puente Sin Nombre

Fuente: Trabajo de Campo

Hay evidencias de que por este sector atraviesan palizadas por lo cual, para lograr un buen funcionamiento de estas estructuras, se requiere mantenimiento y control durante las lluvias.

Como se puede apreciar, se colocaron gaviones en los estribos de esta estructura, además, existe abundante vegetación a ambos lados del puente, es decir, tanto del lado de la estructura antigua como de la más reciente, lo cual impide el libre flujo del río.



Figura 2.8.10 Vista General Sección Nueva, Puente Sin Nombre

Fuente: Trabajo de Campo

Es de resaltar el cambio de estructura, pues la sección antigua es un puente y la nueva es una alcantarilla del tipo cajón, con dos canales, y enrocado en su parte externa, como se observa en la Figura 2.8.10, esta modificación de sección produjo un cambio en la sección del río, como se aprecia en la Figura 2.8.11.

En este caso la alcantarilla está diagonal en vez de perpendicular al cauce del río, por lo que se evidencia problemas hidráulicos en su funcionamiento.



Figura 2.8.11 Detalle de empalme de Secciones en P. Sin Nombre

Fuente: Trabajo de Campo

Los datos más relevantes de este puente son:

Longitud: 40,10 metros.

Ancho: 12,35 metros.

Espesor Losa: 0,25 metros (aprox.).

Puente Cajas



Figura 2.8.12 Vista General Puente Cajas

Fuente: Trabajo de Campo

Al igual que los casos anteriores, se presentan dos estructuras, la más antigua sobre el lado derecho de la vía, y la más reciente sobre el lado izquierdo.

La estructura antigua es de Hormigón Armado, presenta muros en los estribos sobre los cuales reposan tres vigas de iguales dimensiones que sostienen la losa del puente.



Figura 2.8.13 Vista lateral Sección antigua, Puente Cajas

Fuente: Trabajo de Campo

Como se aprecia en la Figura 2.8.13 existe abundante vegetación en las laderas del puente, mas la cantidad de flujo que transita por el mismo no permite gran acumulación ni taponamiento.

Aparentemente relacionado a este puente se ha generado un embalsamiento artificial, por lo que es de esperarse algún

funcionamiento no conveniente del puente, al presentar grandes caudales.

La estructura nueva en cambio, consta de tres vigas metálicas sostenidas por muros en los estribos, en la Figura 2.8.14 se presentan las dos estructuras y se aprecia mejor la diferencia constructiva.



Figura 2.8.14 Vista general de las dos secciones del Puente Cajas

Fuente: Trabajo de Campo

La sección remarcada con el círculo encierra una fisura que se presenta en el estribo. Los datos más significativos de este puente son:

Longitud: 20,00 metros.

Ancho: 12,35 metros.

Espesor Losa: 0,25 metros (aprox.).

Puente Canal Chongón



Figura 2.8.15 Vista General Puente Canal Chongón

Fuente: Trabajo de Campo

La estructura antigua se ubica en el lado derecho de la vía, construida en Hormigón Armado, consta de tres vigas de 1,50 metros de altura aproximadamente, que descansan en los muros de los estribos. No presenta mayores problemas en la estabilidad de las laderas pues el puente se levanta a escasos metros de altura del lecho del canal.



Figura 2.8.16 Vista general Sección Antigua, Puente Canal Chongón

Fuente: Trabajo de Campo

La estructura nueva está construida en Hormigón Pretensado, y presenta similitud con el puente antiguo en la construcción de los estribos.



Figura 2.8.17 Vista Lateral Sección Nueva, Puente Canal Chongón

Fuente: Trabajo de Campo

Los datos más destacables de este puente son:

Longitud: 18,80 metros.

Ancho: 12,00 metros.

Espesor Losa: 0,25 metros (aprox.).

Puente Bayance



Figura 2.8.18 Vista General Puente Bayance

Fuente: Trabajo de Campo

A diferencia de los puentes anteriores, la estructura más reciente se encuentra sobre el lado derecho de la vía, y la antigua sobre el izquierdo.

La estructura antigua está construida en Hormigón Armado, tres vigas sostienen la losa y se apoyan en los estribos, muros de Hormigón. Es de notar la presencia de gran cantidad de rocas en la parte baja del puente.



Figura 2.8.19 Vista parcial parte Baja, Sección Antigua, P. Bayance

Fuente: Trabajo de Campo

En la estructura más reciente, las vigas son metálicas, de dos metros de altura aproximadamente, las cuales descansan en muros de Hormigón Armado. La presencia de rocas en la parte baja del puente persiste en este lado, y en las laderas, llegando al lecho del río. Esta solución, evidentemente constituye un obstáculo para el flujo (3^a y 3^b).



Figura 2.8.20 Vista Parcial Sección Nueva, Puente Bayance

Fuente: Trabajo de Campo

Es de resaltar la gran cantidad de vegetación que se encuentra en el lecho del río, lo cual trae problemas en el correcto flujo del mismo.



Figura 2.8.21 Detalle de vegetación en lecho del Río Bayance

Fuente: Trabajo de Campo

Entre los datos más relevantes de este puente tenemos:

Longitud: 20,00 metros.

Ancho: 12,90 metros.

Espesor Losa: 0,25 metros (aprox.).

Puente Daular



Figura 2.8.22 Vista General Puente Daular

Fuente: Datos de Campo

Este puente está constituido por dos estructuras, la primera y más antigua se sitúa en el lado derecho de la vía y la segunda, más reciente se ubica en el lado izquierdo.

La estructura más antigua es de Hormigón Armado, posee dos muros en los estribos y otros dos dispuestos a una distancia aproximada de $1/3$ de la longitud del puente, las vigas que soportan la losa tienen dos alturas distintas, las que salen de los extremos y llegan a los muros intermedios tienen una altura estimada en 0,50 metros; mientras que, las que descansan sobre los muros intermedios tienen una altura de 1,20 metros aproximadamente.



Figura 2.8.23 Vista Lateral Sección Antigua, Puente Daular

Fuente: Trabajo de Campo

La estructura más moderna se encuentra en una cota ligeramente superior a la sección más antigua, posee una construcción similar a la del puente anterior, vigas metálicas soportan la losa y descansan sobre muros de Hormigón Armado situados en los extremos.



Figura 2.8.24 Vista Parcial Sección Nueva, Puente Daular

Fuente: Trabajo de Campo

Es notoria la presencia de rocas en la parte baja del puente, como indican las Figuras 2.8.24 y 2.8.25, en esta última se observa material

del enrocado en el lecho del río, lo cual indica que en años anteriores hubo arrastre del material.



Figura 2.8.25 Detalles de Rocas en la parte baja del Puente Daular

Fuente: Trabajo de Campo

Adicionalmente se observó una grieta en uno de los estribos del puente, específicamente de la sección más antigua, lo cual a largo plazo ocasionará una oxidación de la armadura y fallas estructurales.



Figura 2.8.26 Detalle grieta en estribo Sección Antigua, Puente Daular

Fuente: Trabajo de Campo

Datos importantes de este puente son:

Longitud: 40,00 metros.

Ancho: 12,35 metros.

Espesor Losa: 0,25 metros (aprox.).

Puente Río Grande



Figura 2.8.27 Vista General Puente Río Grande

Fuente: Trabajo de Campo

Las dos secciones que componen este puente, izquierda y derecha, son parte del nuevo diseño de la vía, es decir, fueron construidas en el año 2006.

Hasta antes de la inauguración de la nueva vía, los automotores ingresaban a la población de Cerecita y cruzaban un puente de Hormigón Armado, reconstruido luego del Fenómeno del Niño del 82 – 83, el cual cruza el Río Grande.

El puente que cruza el Río Grande, ubicado en la nueva vía, se encuentra compuesto por estribos de Hormigón Armado y vigas metálicas que sostienen la losa con la carpeta de rodadura.

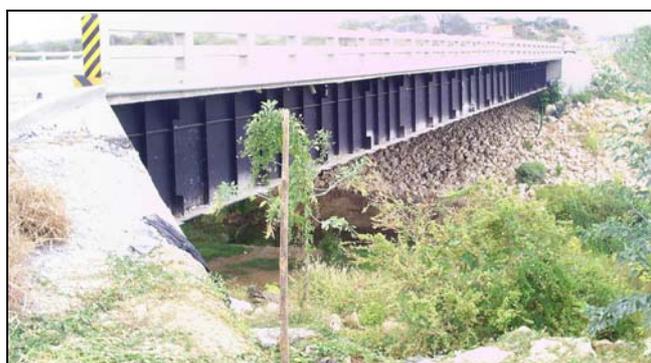


Figura 2.8.28 Vista Lateral Puente Río Grande

Fuente: Trabajo de Campo

Al igual que en otros puentes de esta vía, presenta un enrocado en la parte baja del puente, como se observa (Figura 2.8.28).

Algunos datos relevantes de este puente son:

Longitud: 45,00 metros.

Ancho: 12,50 metros.

Espesor Losa: 0,25 metros (aprox.).

Puente La Camarona



Figura 2.8.29 Vista general Puente La Camarona

Fuente: Trabajo de Campo

Este puente tiene la particularidad de que sus dos estructuras son relativamente recientes, luego del Fenómeno del Niño del año 1998 fue necesaria la reconstrucción del Sistema de Drenaje que atravesaba la vía, y se tomó la resolución de construir un puente de Hormigón.



Figura 2.8.30 Detalle construcción Sección Nueva, P. La Camarona

Vista general Sección Antigua

Fuente: Trabajo de Campo, 2006

Este primer puente se ubica en el lado izquierdo de la vía, mientras que la sección construida en el año 2006 se localiza en el lado derecho, en esta última estructura las vigas son de metal, de similares características a las encontradas en los puentes anteriores, las cuales sostienen la losa y se asientan en los muros de Hormigón de los estribos.



Figura 2.8.31 Vista Lateral Sección Nueva, Puente La Camarona

Fuente: Trabajo de Campo

Entre los datos significativos de este puente tenemos:

Longitud: 47,60 metros.

Ancho: 12,50 metros.

Espesor Losa: 0,25 metros (aprox.).

En la sección de Anexos, literal A (Figuras 5 a 8), se presentan gráficas con los esquemas de distintos tipos de estructuras de puentes que se encuentran en la vía, de acuerdo a la descripción que se ha realizado de los mismos.

CAPÍTULO 3

3. ANÁLISIS DE LOS PROCESOS DE INESTABILIDAD

A continuación se presentan los análisis de los problemas de estabilidad encontrados en las diferentes abscisas.

3.1 Erosión

Es un proceso de desgaste, desprendimiento y transporte de sedimentos, que se presenta en casi todos los taludes, ya que se constatan zanjones y cárcavas de erosión, tanto en la corona de los taludes como en estos, lo cual se evidencia cuando las alcantarillas son colmadas de sedimentos.

Otro tipo de erosión se encontró en los suelos presentes en los puentes y alcantarillas, concretamente en pilas y estribos, las cuales son afectadas por la acción directa de los caudales de los cauces.

Entre los factores que influyen en el grado de afectación de la erosión se encuentran: la vegetación, el clima, la resistencia de la roca o material del talud, presencia de fallas geológicas, la geometría del talud, y la gravedad.

La vegetación actúa como una capa protectora entre la atmósfera y el suelo. Las hojas y tallos, absorben parte de la energía de las gotas de lluvia, del agua en movimiento y del viento, así su efecto es menor que si actuaran directamente sobre el suelo (22).

En el caso del clima, la evaporación produce la disminución de la humedad del suelo, el cual al secarse es más propenso a la erosión.

La tabla 3.1.1, tomada de Rico y Del Castillo (16), establece los mecanismos que generan la erosión y como reacciona el terreno ante ellos; esta erosión, es producida principalmente por la lluvia al caer y por la acción del escurrimiento superficial, proviniendo de la misma fuente.

Efectos de la lluvia en la erosión de terrenos		
<i>Acciones directa o indirectamente.</i>	<i>Mecanismo de acción.</i>	<i>Efectos erosivos, directos o indirectos.</i>
Impacto de las gotas.	Disgregación.	Erosión por escurrimiento laminar. Erosión por escurrimiento concentrado (torrentes).

Escurrimiento superficial.	Disgregación y transporte.	Erosión diferencial por diferentes resistencias al fenómeno de las distintas capas del terreno.
Infiltraciones.	Nivel freático suspendido. Elevación del nivel freático.	Deslizamientos de tierras. Erosión interna, tubificación, etc.
Humedecimiento y secado	Expansión y contracción.	Fisuramiento. Pérdida de cohesión. Flujos estacionales.

Tabla 3.1.1 Efectos de la lluvia en la erosión de los terrenos

Fuente: Rico y Del Castillo, 1980 (16)

Para la erosión por lluvia, existen ciertos factores que afectan este fenómeno, (siendo su intensidad y duración los más importantes), los cuales se presentan en la tabla 3.1.2 (13).

Principales parámetros que afectan el fenómeno de erosión, por lluvia		
<i>Acciones, directa o indirectamente erosivas</i>	<i>Parámetros inherentes a la lluvia o al clima</i>	<i>Parámetros inherentes al terreno o a la geometría del talud</i>
Impacto de las gotas.	Intensidad de la lluvia (hasta un límite). Velocidad del viento durante la tormenta.	Orientación del talud respecto a los vientos.

Escurrimiento superficial.	Intensidad de la lluvia y su duración.	<ul style="list-style-type: none"> • Inclinación del talud. • Área en la superficie expuesta del talud. • Número de surcos y torrentes que se formen. • Coeficiente de escurrimiento. • Velocidad del agua. • Concentración de arrastre de sólidos.
Humedecimiento y secado.	<p>Alternancia de estaciones: seca y lluviosa.</p> <p>Intensidad de la acción solar.</p> <p>Pluviosidad.</p>	Condiciones para la filtración (protección, permeabilidad, inclinación) y para la evaporación (orientación al sol, protecciones, etc.).
Infiltración.	Duración de la lluvia.	<ul style="list-style-type: none"> • Inclinación talud. • Porosidad, permeabilidad

Tabla 3.1.2 Parámetros que afectan la erosión por lluvias

Fuente: Morales y Monroy Rafael (13)

Es de señalar que los parámetros descritos en las tablas 3.1.1 y 3.1.2 fueron aplicados originalmente para taludes de suelos, mas tomando en cuenta la morfología de los taludes que estudia esta tesis, se consideró adecuada su aplicación para el análisis de erosión de los mismos.

En principio, debido a las características observadas en el terreno, entre otros aspectos, suelos muy finos (polvo), se asumió que podría existir un efecto erosivo de los vientos. Sin embargo, al realizar un

análisis de este fenómeno, y los elementos físicos que intervienen, tales como, diámetro de partículas y la velocidad del viento, se llegó a concluir que ese fenómeno de erosión eólica no era significativo para el caso de estudio.

Esto se demuestra mediante los valores señalados en la Tabla 3.1.3 y los valores obtenidos por CEDEGÉ en la estación Chongón, los mismos que se presentan en las Figuras 3.1.1 y 3.1.2.

Partículas	Diámetro (mm)	Velocidad del viento (m/seg.)	Vel. del viento en (km/hora)
Limo	0,05-0,01	0,10-0,05	0,36-0,18
Arena fina	0,10	1,00-1,50	3,60-5,40
Arena mediana	0,50	5,00-6,00	16,50-21,60
Arena gruesa	1,00	10,00-12,00	36,00-43,20

Tabla 3.1.3 Velocidades de Viento para transporte de partículas

Fuente: Apuntes de Geología, Universidad de La Plata (20).

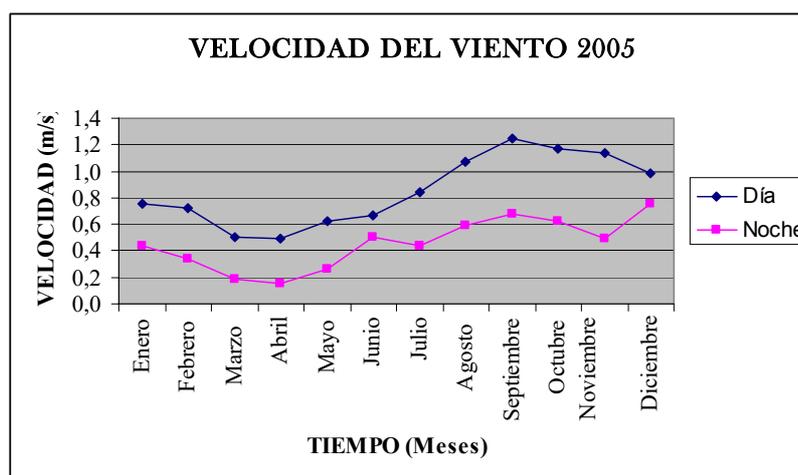


Figura 3.1.1 Variación Mensual Velocidad del Viento, 2005

(Estación Chongón)

Fuente: Datos CEDEGÉ

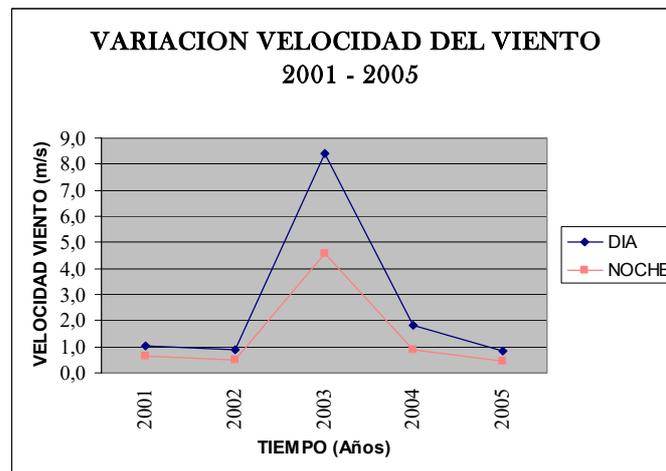


Figura 3.1.2 Variación Anual Velocidad del Viento (Estación Chongón)

Fuente: Datos de CEDEGÉ

En la Figura 3.1.3 se puede observar la variación de la evaporación con el tiempo, para lo cual se ha considerado un lapso entre los años 2003 y 2005 (máximo valor en el 2005), que corresponde a un proceso de sequía muy acentuado, que sigue hasta el presente.

En estas condiciones de pérdida de humedad de las capas de suelo y roca blanda de los taludes, se tiene la condición propicia para un intenso proceso de erosión para cuando se presenten las lluvias.



Figura 3.1.3 Variación anual Evaporación (Estación Chongón)

Fuente: Datos de CEDEGÉ

Los fenómenos descritos, se presentan en diferentes magnitudes en los taludes estudiados, lo cual se detalla en la tabla 3.1.4.

TALUD	TIPO DE EROSION	GRADO DE AFECTACIÓN	FOTOGRAFIA
1	Hídrica, por precipitaciones	La presencia de vetas de yeso ocasiona que la lluvia lave el material y desestabilice el talud.	

2	Disminución de Humedad e Hídrica (Precipitaciones)	Las partículas de arcilla presentes en la lutita interestratificada, son fáciles de desprenderse por la gravedad. El yeso en las vetas tiende a ser lavado por la lluvia	
3	Disminución de humedad e Hídrica (Precipitaciones)	La presencia de una incipiente vegetación en las paredes del talud impide un mayor avance de la erosión. Presenta lavado de material	
4	Disminución de Humedad	Presencia de vegetación en las paredes del talud, lo cual disminuye el grado de afectación de la erosión.	
5	Evaporación, disminución de Humedad y por Precipitaciones (Hídrica)	Arenisca muy friable, presenta un alto grado de erosión, con lavado de material con las precipitaciones	

6	Disminución de humedad y por Precipitaciones (Hídrica)	La arcilla presente en el lente de lutita es sensible al transporte, lo que indica alto grado de erosión en esa sección del talud. El resto no presenta mayores problemas erosivos	
7	Por Precipitación (Hídrica).	No presenta mayores problemas de erosión	
8	Disminución de humedad e Hídrica (Precipitaciones)	Presenta un estado de erosión muy agravado, con lavado de material. Este problema se presenta a ambos lados de la vía.	
9	Disminución de humedad e Hídrica (Precipitaciones)	Evidencia un estado de erosión grave, la elevada pendiente en algunas secciones no le favorece. Lavado de material	

Tabla 3.1.4 Descripción de Erosión en Taludes de la Vía Guayaquil – Progreso

Fuente: Datos de Campo

3.2 Estabilidad de Taludes.

Se refiere al análisis que se efectúa para evaluar la posibilidad de deslizamientos en los taludes presentes en el tramo de vía objeto del presente estudio. De acuerdo a lo observado en el terreno, se establecen algunas posibilidades de tipos de falla por cortante.

Falla plana: Donde existen discontinuidades inclinadas en el mismo sentido del talud, que son principalmente estratos blandos y muy blandos de lutitas arcillosas y en algunos casos, limolitas.

En la mayoría de los casos, se deduce la posibilidad de que se produzcan las denominadas fallas no circulares, dando como resultado deslizamientos rotacionales y traslacionales.

Para el análisis de estabilidad propiamente dicho, se han asumido parámetros geotécnicos aplicados en otros estudios en terrenos de similares características (3^c).

En el cuadro que se presenta a continuación, se anotan los valores de los parámetros geotécnicos asimilados para los cálculos de estabilidad..

Talud No.	Altura (m)	Abscisa	Talud		Cresta de Talud		Discontinuidades		Cohesión (kPa)	Ángulo Fricción (°)
			Rumbo	Buzamiento	Rumbo	Buzamiento	Rumbo	Buzamiento		
1	7,50	3+000	340°	70° al Norte	320°	32° al Norte	96°	56° al Norte	10 - 20	25 - 30
							176°	83° al Sur		
							182°	79° al Sur		
2	8,00	3+600	340°	70° al Norte	315°	60° al Norte	60°	32° al Sur	10 - 20	25 - 30
							164°	66° al Norte		
							174°	54° al Norte		
							165°	50° al Sur		
							169°	42° al Norte		
3	5,00	5+700	340°	70° al Norte	330°	60° al Norte	55°	22° al Sur	10 - 20	25 - 30
							140°	90° al Sur		
4	6,00	6+000	330°	60° al Norte	320°	50° al Norte	61°	45° al Norte	10 - 20	25 - 30
							330°	90° al Sur		
							335°	16° al Norte		
							165°	90° al Sur		
5	7,50	6+300	326°	60° al Norte	290°	20° al Norte	340°	29° al Sur	10 - 20	25 - 30
							210°	61° al Sur		
							215°	64° al Sur		
							195°	90° al Sur		
							200°	30° al Norte		

6	7,50	7+950	328°	58° al Norte	315°	45° al Norte	90°	18° al Norte	10 - 20	25 - 30
							165°	36° al Norte		
							168°	64° al Norte		
							153°	73° al Sur		
							165°	79° al Norte		
7	5,00	8+700	340°	70° al Norte	328°	58° al Norte	32°	9° al Sur	10 - 20	25 - 30
							140°	50° al Norte		
							152°	84° al Sur		
8	12,50	26+094	332°	62° al Norte	320°	50° al Norte	35°	19° al Norte	10 - 20	25 - 30
							120°	88° al Sur		
							120°	88° al Norte		
			340°	70° al Sur	328°	58° al Sur	20°	25° al Sur	10 - 20	25 - 30
							315°	82° al Sur		
							297°	86° al Sur		
9	22,50	37+359	340°	70° al Sur	328°	58° al Sur	60°	14° al Norte	10 - 20	25 - 30
							50°	2° al Norte		
							162°	84° al Sur		
							153°	57° al Sur		
							152°	78° al Sur		
							160°	68° al Norte		

Tabla 3.2.1 Datos geotécnicos de los Taludes representativos de la Vía Guayaquil – Progreso

Fuente: Trabajo de Campo y de Gabinete

Un factor que influye directamente en la inestabilidad de un talud es la existencia de grietas de tensión, donde la superficie de falla es restringida y puede saturarse con agua, en caso de existir precipitaciones. Las grietas son de vital importancia en cortes de taludes, al existir un alivio de presiones de confinamiento al realizarse la excavación (18).

De acuerdo a estas características se procederá con el análisis de estabilidad para los taludes característicos de la vía, resaltando la importancia del análisis en los taludes cuya altura excede los diez metros (No. 8 y 9).

Si el talud tiene una falla de tipo planar, el análisis se realizará con el programa "Plane Failure Analysis", Versión 2.1, el cual se basa en el Análisis de Hoek y Bray, y en el que se consideró una aceleración horizontal de 0,2 g de acuerdo a la tectónica de la zona.

TALUD No. 1

Como se indicó con anterioridad, está formado por arenisca cuyo grado de compactación varía, la cual se intercala con estratos de conglomerado, posee las siguientes características geotécnicas:

De acuerdo a las condiciones de falla que deben cumplirse, expuestas anteriormente, se puede prever que el talud presentará una falla planar, y una falla cuneiforme, aunque la segunda es más evidente (Figura 3.2.1), existen indicios de la presencia de grietas en la corona, lo cual delimita un proceso de inestabilidad de tipo planar.



Figura 3.2.1 Detalle de desprendimiento de roca en Talud No. 1,

Abscisa 3+000

Fuente: Trabajo de Campo

Del análisis se obtuvieron las siguientes conclusiones:

- El valor máximo de Factor de Seguridad que alcanza este talud es 1,691, el cual se presenta bajo las siguientes condiciones:
 - Ángulo de fricción: 30°
 - Cohesión: 20,00 kPa

- Ausencia de Agua, tanto en la discontinuidad como en la grieta de tensión.
- La distancia más desfavorable a la que puede estar la grieta de tensión de la cresta es 1,56 m, con ausencia de agua en la grieta.
- La condición más desfavorable se presenta con el material completamente saturado en la grieta de tensión y a una distancia de la cresta del talud de 1 metro.

Del análisis se deduce que este talud presenta cierto grado de inestabilidad, en especial con presencia de agua.

TALUD No 2

Este talud está compuesto por estratos de arenisca y de limolita, ésta última en contra de la pendiente del talud.

Luego de analizar la morfología del talud, y de acuerdo a las características indicadas en la tabla 3.2.1, se determinó que este talud presenta inestabilidad debido al lavado o desprendimiento del material de los estratos de lutita friable, lo cual contribuye al desprendimiento de los bloques de arenisca.

TALUD No 5

En este talud existe presencia de arenisca friable, de la cual fue imposible obtener datos de rumbo y buzamiento, pero sí de sus fracturas, también presenta estratos de arenisca de mejor compactación y conglomerado.

Dentro del análisis de la estabilidad de este talud es preciso mencionar la incidencia de la Alterabilidad de la roca, la cual se produce por la falta de adherencia de partículas y generación de microfisuras, favoreciendo la infiltración a través de los planos de debilidad y se acentúa por las características climatológicas de la zona (3).

El alto grado de alterabilidad se pone de manifiesto en la sección del talud que presenta arenisca muy friable, pues al realizar el análisis de la sección de arenisca más consolidada, no presenta mayores problemas de inestabilidad ($F. S. \geq 1,90$).

Del análisis de la sección del talud que presenta la arenisca friable, realizado por el Método de Janbu, se concluye lo siguiente:

- Las condiciones más desfavorables ($F. S. \leq 1$) para la estabilidad del talud son:

- Cohesión: 10 kPa
 - Ángulo de Fricción: 25°
 - Nivel freático por encima de círculo de rotura.
- La mayor estabilidad de esta sección se alcanza en las siguientes condiciones:
- Cohesión: 20 kPa
 - Ángulo de Fricción: 30°
 - Nivel freático por debajo de círculo de rotura.

TALUD No. 8

En este caso se analizan en conjunto los taludes de ambos lados de la vía, por estar constituidos por el mismo material, y poseer similar topografía.

Es de resaltar que en el análisis de inestabilidad también interviene la observación de campo, en el numeral 3.1, se planteó la gravedad de la erosión que presentan ambos taludes, con la aparición de cárcavas y lavado de material en el pie del talud, dadas estas características, el análisis de inestabilidad utilizado será el Método de Janbú.

Dada la geometría de los taludes, se analizarán las condiciones de estabilidad para una altura total aproximada de 15 m, se iterarán los

diferentes valores de cohesión, y se considera la presencia del nivel freático por encima del círculo de rotura o debajo del mismo.

Del análisis se concluye lo siguiente:

- La mayor estabilidad del talud ($FS \geq 1,90$), se obtiene bajo las siguientes condiciones:
 - Cohesión: 20 kPa
 - Ángulo de Fricción: 28°
 - Nivel freático por debajo de superficie de rotura
- La inestabilidad del talud ($FS \leq 1$) se pone de manifiesto en las siguientes circunstancias:
 - Cohesión: 10 kPa
 - Ángulo de Fricción: 28°
 - Nivel freático por encima de superficie de rotura

En todo caso la inestabilidad existe, por tanto, en el siguiente capítulo se planteará la solución más adecuada para estos taludes.

TALUD No. 9

En este talud se presentan varios estratos, arenisca y limolita, con sus respectivas familias de fracturas. Del análisis de estabilidad del talud se concluye lo siguiente:

- La mayor inestabilidad se presenta bajo las siguientes condiciones:
 - Ángulo de fricción: 28° (Limolita)
 - Cohesión: 10 kPa.
 - Nivel freático por encima de la superficie de falla.
- La sección de arenisca posee mayor estabilidad que la sección de limolita, esto se debe, en gran parte, al grado de erosión que presenta esta última.
- La sección de arenisca, presenta cierto grado de inestabilidad bajo las siguientes condiciones, en la cual $F. S. \leq 1$.
 - Ángulo de fricción: 25° (Arenisca)
 - Cohesión: 10 kPa.
 - Nivel freático por encima de la superficie de falla.

Las soluciones para la inestabilidad presente en este talud, se analizarán en el Capítulo 4.

3.3 Estabilidad de Estribos.

Los estribos son las estructuras de apoyo para puentes y, generalmente son independientes de los tableros de la losa. En el sector que abarca el estudio existen dos tipos de estribos, con muros de ala abierta y con muros de ala cerrada.

Para efectos del análisis de la estabilidad de los estribos de los puentes que estudia esta tesis se hace una diferenciación entre los estribos, y las características de los márgenes del río.

PUENTE EL CEREZO

Los estribos están protegidos por un muro de gaviones, como se aprecia en la Figura 3.3.1. Este tipo de solución es una práctica frecuente para controlar la erosión y socavación, pero con la desventaja que los gaviones tienen una corta duración (meses) como estructura bien conformada, casi siempre se desacomodan y empieza su deterioro, llegando a destruirse, entonces las rocas se trasladan al fondo del cauce, contribuyendo al asolvamiento del mismo.



Figura 3.3.1 Detalle estabilidad de estribos Puente El Cerezo

Fuente: Trabajo de Campo

Se puede observar que existe abundante vegetación en las márgenes del río, la cual llega a cubrir el canal. Es importante puntualizar, que si bien la presencia de vegetación contribuye a controlar la erosión, ha ocurrido una invasión al canal, lo que le quita capacidad de conducción.

PUENTE DESCARGA PRESA CHONGÓN

En una de las márgenes, desde 1980 existe una protección de gaviones que funcionan por estar implementadas sobre el canal, es decir, no son afectados por los caudales.

En el estribo de la sección nueva, dado que sobre el canal existe una pendiente relativamente suave, sólo se tiene terreno natural con protección vegetal y no se observa erosión.

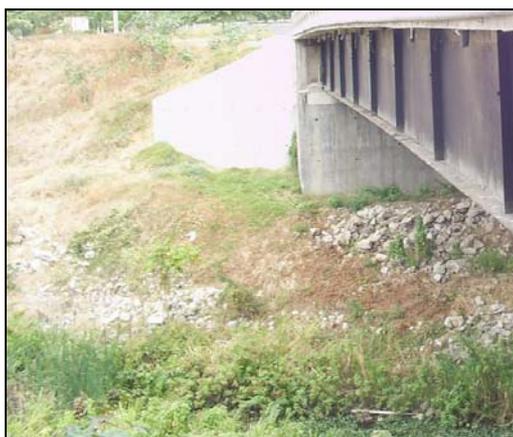


Figura 3.3.2 Vista general estribos Sección Nueva,
Puente Descarga Chongón

Fuente: Trabajo de Campo

También hay enrocado en el pie de los estribos, material que puede ser removido en grandes avenidas.

PUENTE SIN NOMBRE

Este puente presenta un muro de alas y colocación de gaviones en sus estribos (Figura 3.3.3), además de abundante vegetación en los márgenes del río, y modificación del cauce.

Presenta la particularidad de que, además del puente, existe una alcantarilla atravesada y un muro de gaviones, esto último hace deducir que en este puente han ocurrido varias afectaciones o daños que han tratado de superarse construyendo elementos como los mencionados.



Figura 3.3.3 Vista Parcial estribo Puente Sin Nombre

Fuente: Trabajo de Campo

Las obras de Ingeniería realizadas (Alcantarilla de Tipo Cajón) estrangulan el cauce del río, lo cual puede constituir la causa de un embalsamiento destructivo para la vía.

PUENTE CAJAS



Figura 3.3.4 Vista Parcial Estribo Puente Cajas

Fuente: Trabajo de Campo

Los estribos poseen muros de Hormigón Armado, como se puede observar en la Figura 3.3.4, presenta abundante vegetación en los márgenes del río, en especial en las riberas de la Sección Antigua, debiéndose acotar que por alguna razón, el cauce del río está embalsado, formando una gran poza.



Figura 3.3.5 Vista parcial márgenes Sección Nueva, Puente Río Cajas

Fuente: Trabajo de Campo

Como se observa en la Figura 3.3.5 las márgenes del Río Cajas, junto a la sección Nueva presentan procesos de erosión, lo cual provoca caída de material al cauce, disminuyendo su capacidad de conducción y esto podría ocasionar problemas de socavación en los estribos.

PUENTE CANAL CHONGÓN

Aparentemente los estribos no presentan problemas, por existir una protección de Hormigón Armado que ha sido colocado en paredes. El acabado es liso, por lo que facilita el paso de los caudales.



Figura 3.3.6 Vista Parcial Margen y Estribo, Sección Antigua

Puente Canal Chongón

Fuente: Trabajo de Campo

En los taludes cercanos a los estribos se ha colocado una capa de Hormigón proyectado (Figura 3.3.7), que constituye una buena solución para proteger los taludes.



Figura 3.3.7 Detalle de margen y estribo Sección Nueva,

Puente Canal Chongón

Fuente: Trabajo de Campo

PUENTE BAYANCE

Presenta un enrocado en la parte baja del puente, para proteger los estribos; actualmente se observa el traslado del enrocado hacia el cauce del río, lo cual, junto con la espesa vegetación que se presenta en el mismo, contribuye a la obstrucción del libre flujo del agua y favorece a una probable socavación de los estribos.

La sección más reciente del puente, posee muros de alas en los estribos, y colocación de enrocado en los márgenes del río, como se observa en la Figura 3.3.8



Figura 3.3.8 Vista general Estribos y Márgenes del Puente Bayance

Fuente: Trabajo de Campo

PUENTE DAULAR

Presencia de enrocado en la parte baja del puente, tiene el mismo problema que el Puente Bayance, las rocas se han rodado hacia el

canal y en algunos casos se observa que han sido arrastradas por el río algunos metros.

Las márgenes del río se encuentran cubiertas de vegetación, la cual tiende a invadir el canal, esto ocurre principalmente en la temporada seca (verano), debido a la ausencia de agua en el cauce, al producirse las primeras lluvias (invierno) y dada la extensa área de la cuenca (Subcapítulo 2.6) no influye de manera significativa en la modificación del cauce del río.

Las secciones se diferencian en su estructura, la más reciente la constituye una viga metálica de luz grande, con un muro de alas en los estribos, y la antigua se encuentra constituida por pórticos de Hormigón Armado, lo cual determina que los caudales tendrán obstáculos para su libre flujo en el puente de Hormigón, por lo que es de esperarse un flujo de gran turbulencia.



Figura 3.3.9 Vista general Estribos y márgenes, Sección Nueva,

Puente Daular

Fuente: Trabajo de Campo

PUENTE RÍO GRANDE

Presenta gran cantidad de enrocado en la parte baja del puente, con el objetivo de prevenir la erosión en los estribos, sin embargo esta solución ocasionará problemas a largo plazo pues el agua erosionará el suelo que se encuentra bajo el enrocado y así las rocas se movilizarán.

Los márgenes del río presentan cierta cantidad de vegetación, lo que disminuye el poder erosivo de los caudales. La luz del puente es bastante amplia, por lo que los caudales pasarán sin causar afectaciones en la cimentación del puente.



Figura 3.3.10 Vista general enrocado, Puente Río Grande

Fuente: Trabajo de Campo

PUENTE CAMARONA

Ambas secciones presentan acumulación de rocas en la parte baja del puente, como se observa en la Figura 3.3.11, las cuales indican la presencia de un enrocado, en proceso de disgregación.



Figura 3.3.11 Detalle parte baja Puente Camarona

Fuente: Trabajo de Campo

La vegetación en los márgenes del río previene cualquier tipo de erosión y no hay indicios de problemas de estabilidad en las laderas; además, la vegetación no llega a invadir el cauce de manera significativa, así no causa fenómenos de socavación.

3.4 Operatividad de Sistemas de Drenaje.

En este capítulo se analizó la manera en que afecta la erosión hídrica en la estabilidad de los taludes, tanto por la incidencia de los caudales superficiales que pueden ser erosivos, así como por el flujo en el suelo que puede causar erosión interna, estos dos fenómenos pueden incidir en la estabilidad.

El control de la erosión es fundamental, ya que existen terrenos porosos y altamente fracturados, en los cuales el flujo superficial y el que se encuentra en el interior del macizo pueden ser un factor desequilibrante.

Cuando los caudales no fluyen libremente ocurren estancamientos que pueden generar infiltración, erosión y arrastre de sedimentos. Se observan alcantarillas bloqueadas, agrietamiento en las cunetas, o descargas de flujos hacia zonas desprotegidas el talud (12).

El flujo de agua puede ser regulado por la cobertura del talud y su propia estructura. Por el estado de la cobertura de suelos se puede valorar el grado de erosión hídrica, mientras que la estructura del macizo rocoso controla el escurrimiento, ya sea a través de diaclasas, estratos, o interfases. (12).

Para evidenciar la incidencia del flujo sub – superficial, es necesario establecer la presencia de flujos en la masa de suelos, en cuyo caso, la condición más crítica se manifiesta por las cárcavas o socavaciones.

En el tramo de la vía recientemente construido, aún no se visualizan problemas, las cunetas no presentan daños en su estructura.



Figura 3.4.1 Vista parcial de cuneta, Vía Guayaquil – Progreso,
Abscisa 3 + 000

Fuente: Trabajo de Campo

Sin embargo, en casi toda la vía nueva ya aparece acumulación de material caído desde el talud.

A continuación se detalla brevemente el estado del drenaje en algunos de los taludes:

En el *Talud No. 5*, el proceso de erosión y la inestabilidad del material del talud es tan evidente, que cubre totalmente una sección de la cuneta que se encuentra en el pie del talud, con presencia de vegetación que ha crecido en los suelos acumulados, como se observa en la Figura 3.4.2.



Figura 3.4.2 Vista Parcial y Detalle Pie de Talud No. 5,

Abscisa 6+300

Fuente: Trabajo de Campo

En el *Talud No. 6*, existe presencia de vegetación a lo largo de casi todo el pie del talud, como lo ilustra la Figura 3.4.3, lo cual indicaría que los suelos arcillosos han descendido de las partes altas del talud.



Figura 3.4.3 Vista parcial Talud No. 6,

Abscisa 7+950

Fuente: Trabajo de Campo

Una evidencia de falla en el drenaje de flujo superficial se presenta en el *Talud No. 7*, debido a la acumulación de material en la cuneta, el agua acumulada generó inclusive el crecimiento de vegetación en pleno canal.



Figura 3.4.4 Taponamiento de cuneta, Talud No. 7

Abscisa 8+700

Fuente: Trabajo de Campo

En el caso del *Talud No. 9*, existe desprendimiento de bloques, que incluye la presencia de vegetación, lo que puede causar afectaciones al libre flujo por el canal.



Figura 3.4.5 Vista parcial base del Talud No. 9,

Abscisa 37+359

CAPÍTULO 4

4. PROPUESTA DE SOLUCIONES TÉCNICAS

En función de las características topográficas, hidrológicas y geológicas encontradas en el área de estudio, se pueden plantear diversas soluciones que tienen el objetivo de complementarse a las ya existentes en la obra.

Dentro del contexto general, se establecen dos tipos de problemas de estabilidad: erosión y deslizamientos, frente a los cuales se plantean algunas soluciones que deben ser valoradas en función de sus costos y funcionalidad, debido a que se trata de una obra ya construida.

4.1 Control de Erosión

Los principales agentes que generan la erosión en casi todo el tramo estudiado, son las corrientes de agua y la falta de vegetación como un elemento que permite reducir la energía de los flujos de agua. Debido

a que en el sector los vientos tienen poca intensidad, no se considera importante la incidencia de dicho agente meteorológico en la erosión de los taludes.

Es indudable que una de las causas principales de la erosión es la pérdida de humedad que experimentan los taludes constituidos por lutitas y limolitas, los cuales presentan erosión en forma progresiva; al comienzo se tienen pequeñas grietas, a continuación grietas entre conectadas similares a sartenejas y finalmente, la caída al principio de pequeños volúmenes y luego de volúmenes más grandes que se aproximan a la tonelada de peso. En casos excepcionales se han encontrado volúmenes superiores a la tonelada que han tapado las cunetas del sistema de drenaje de la vía.



Figura 4.1.1 Efectos de pérdida de Humedad que disponen al talud para su erosión. Talud No.9 (Progreso),

Abscisa 37+300

Fuente: Trabajo de Campo



Figura 4.1.2 Caída de volúmenes por proceso erosivo.

Talud No 8, Derecho (Cerecita), Abscisa 27 + 000

Fuente: Trabajo de Campo

Por lo antes mencionado se puede deducir que una de las soluciones para controlar la erosión sería la re vegetación, sin embargo, debido a que los cortes que se realizaron durante la construcción han hecho exponer estratos o capas rocosas que, por tanto, no contienen suelo vegetal, y hace esta solución impracticable. A esto se suma la circunstancia de que los taludes que han quedado tienen una fuerte pendiente, por lo que tampoco es posible colocar sobre ellos una capa de suelos, ya que se deslizaría.



Nótese la pendiente del talud y las características de los materiales

Figura 4.1.3 Detalle Talud No 8 (Derecho), Abscisa 26+094

Fuente: Trabajo de Campo

La re vegetación es factible de ser realizada sobre la corona del talud, con la finalidad de controlar los procesos erosivos y por tanto la generación de sedimentos que lleguen a los canales de coronación, y que afecten el sistema de drenaje de la vía.

Para que el proceso de re vegetación sea efectivo es muy importante considerar la siembra de la vegetación del sector, es decir, especies endémicas. Debido a que el clima tiende a ser seco, con pocas lluvias al año se deben sembrar arbustos y, de ser el caso, árboles del bosque seco tropical. Dentro de las especies observadas que se mantienen verdes en periodo de sequía se tiene el Muyuyo (*Cordia lutea*), el cual requiere muy poca cantidad de agua para desarrollar,

además tiene raíces que llegan hasta 1 metro de profundidad y pueden ser bastante densas, controlando así la erosión.



Figura 4.1.4 Árbol y flor del Muyuyo (*Cordia lutea*)

Fuente: www.geol.umd.edu/jmerck/gal04/events/images/shah/fig15.jpg

4.2 Estabilización de Taludes

De acuerdo al análisis de la estabilidad de los taludes, realizado en el capítulo anterior, se procede con la recomendación de soluciones técnicas para contrarrestar los que se consideran los mayores problemas de inestabilidad en la vía, los cuales se presentan en los taludes denominados con los números 5, 8 y 9.

En los recorridos de campo se constató que las soluciones de estabilización de los taludes consisten principalmente en su geometría y en la utilización de bermas. Adicionalmente se han construido cunetas de coronación y canales en las bermas, que conducen el agua a las cunetas de la vía.

Del análisis de la bibliografía y experiencias previas, se deduce que existen numerosos métodos para solucionar la inestabilidad de un talud; técnicas que actúan sobre la geometría del talud, sobre el factor hidrológico, cuyo objetivo es eliminar o disminuir las causas de inestabilidad, o incluso las que emplean de forma mecánica fuerzas externas (17); sin embargo, hay que evaluar detenidamente su practicidad de acuerdo a las características que se presentan en los taludes existentes.

Solución mediante Hormigón Projectado.

Partiendo de numerosas experiencias se ha llegado a comprobar que el hormigón proyectado es una de las mejores soluciones para estabilizar taludes que por su altura y o características geológicas, pueden llegar a fallar con el tiempo.

Se trata de una solución integral ya que permite controlar la erosión y al mismo tiempo evitar el deterioro del talud. Este tipo de hormigón tiene una alta resistencia a la compresión y también al cortante, siendo este último parámetro muy importante para lograr la estabilidad final del talud.

A continuación se presenta una descripción detallada de la estabilización mediante el Hormigón proyectado, llamado también Hormigón lanzado y gunitado.

El Hormigón o Concreto Proyectado, consiste en una mezcla de Cemento, agregados y aditivos que se lanzan a gran velocidad sobre la superficie a estabilizar, a través de una manguera y boquilla (20).

Existen tres procedimientos de aplicación de Hormigón o Mortero Proyectado:

Procedimiento de Aplicación	Descripción
Vía Seca	Agregados y cemento se mezclan y transportan en seco, el agua se añade en la boquilla
Vía Semi - Húmeda	Cemento y áridos se mezclan y transportan en seco, el agua se añade a 5 metros de la boquilla.
Vía Húmeda	Agregados, cemento y agua se mezclan a la vez, manteniendo una relación agua-cemento.

Tabla 4.2.1 Descripción Mezclas Hormigón Proyectado

Fuente: I Jornada sobre Hormigón Proyectado, Sika 2006 (20).

Se considera como solución práctica y efectiva la aplicación de Hormigón proyectado; pues entre las cualidades de esta medida se encuentran:

- Al aplicarse en capas, impide la formación de fisuras de contracción (23).
- Alta adherencia a la superficie del talud.
- Sellado de juntas y discontinuidades.
- La resistencia a la compresión que alcanza el Hormigón Proyectado es alrededor de 20 a 45 MPa, e incluso hasta 70 MPa, lo cual generalmente es superior a la resistencia original del material que recubre (10 – 20 kPa) (23).

Se utiliza por lo general cemento tipo Pórtland, y los aditivos a emplearse vienen dados según el tipo de mezcla que se aplique y el tiempo disponible para la aplicación.

Los agregados a utilizar en la mezcla pueden ser naturales o producto de trituración; limpios, duros, resistentes, y con calidad uniforme; la elección de agregados finos o gruesos se realiza de acuerdo al espesor de la capa de Hormigón Proyectado. Se deberá tener en cuenta que en el caso de las arenas, las más finas contribuyen a la retracción, y las más gruesas favorecen el rebote (20).

Los agregados deberán cumplir con las Normas ASTM: 95% pasante Tamiz No. 4, para agregados finos; y 70% retenido Tamiz No. 4 para agregados gruesos (20), y deberán ser almacenados de una manera adecuada, libre de cualquier contaminación.

De los procedimientos antes señalados, se considera el más aplicable el de vía seca, el cual tiene las siguientes particularidades (24):

- Menor relación agua – cemento.
- La posibilidad de transportar la mezcla largas distancias.
- Mayor resistencia, compacidad y durabilidad.

En el caso del procedimiento de vía seca, como se observa en la Figura 4.1.1, los agregados y el cemento se mezclan en proporciones variables, luego se introducen en un alimentador del equipo, para luego ser transportados mediante aire a presión hasta una boquilla. La boquilla pulveriza el agua a presión, mezclándola con los agregados y el cemento y luego la proyecta en la superficie del talud (20).

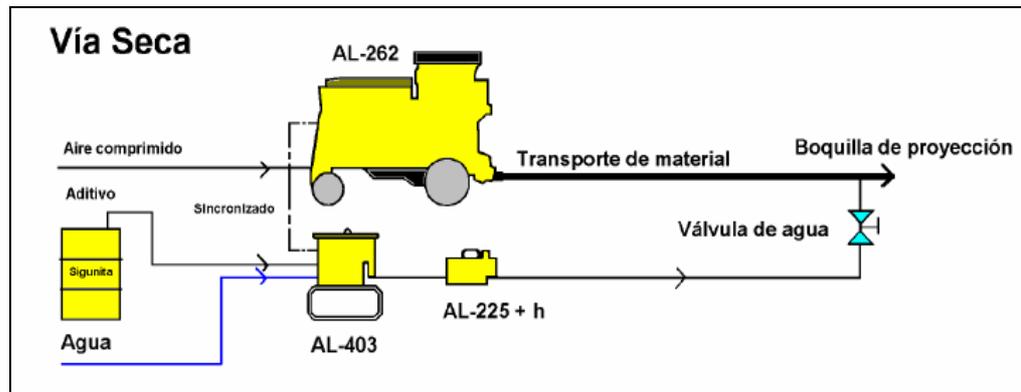


Figura 4.2.1 Diagrama de Mezcla Seca de Hormigón Projectado

Fuente: I Jornada sobre Hormigón Projectado, Sika 2006 (20).



Figura 4.2.2 Aplicación de Hormigón Projectado, Aplicación Seca

Fuente: I Jornada sobre Hormigón Projectado, Sika 2006 (20).

En la mezcla de tipo seca, se utilizan como aditivos, acelerantes (en polvo o líquidos), plastificantes, polvo de sílice, estabilizadores de fraguado, fibras de acero, etc. (20).

Por lo general, ciertos autores sugieren dosificar la mezcla de Hormigón proyectado de acuerdo al peso, la ACI (American Concrete Institute) propone diferentes tipos de dosificaciones para las mezclas húmeda y seca de Hormigón Proyectado, basándose en el tamaño del agregado y la posición de la boquilla en el gunitado; en la Tabla 4.2.1 se presentan las dosificaciones para el tipo de aplicación seca, que es la que se aplicará como solución.

El contenido de cemento recomendado para obtener una mayor durabilidad es de 400 kg. / m³ (8 sacos de cemento / m³ de agregado).

CODIGO MEZCLA	PROCESO HUMEDO O SECO	TAMAÑO MAXIMO DEL AGREGADO	PROPORCIONES DE LA MEZCLA PREVIO AL GUNITADO	CONDICIÓN DEL AGREGADO	POSICIÓN	CONCRETO PROYECTADO EN SITIO				
						PESO UNITARIO lb/ft ³	CONTENIDO CEMENTO sacos/yd ³	RELACIÓN AGUA/ CEMENTO (BRUTA)	RELACIÓN AGUA/CEMENTO (NETA)	% CONTENIDO DE AIRE
DC-10	SECO	ARENA	1:4 en volumen		Vertical	148,20	10,56	0,35	0,29	ND
DC-11	SECO	ARENA	1:4 en volumen		Vertical	148,50	8,96	0,41	0,36	ND
DC-12	SECO	ARENA	-		Vertical	148,50	14,52	0,22	0,20	ND
DC-13	SECO	ARENA	-		Vertical	144,60	8,99	0,34	0,29	ND
DC-14	SECO	4/4 in	1 : 2 : 2 en volumen		Vertical	147,50	8,52	0,31	0,26	ND
DC-15	SECO	3/4 in	1 : 3,48 : 2,60 peso		Horizontal	148,00	9,30	0,43	0,38	ND
DC-16	SECO	1/2 in	1 : 2,49 : 1,77 peso		Horizontal	149,30	10,20	0,37	0,33	ND
DC-17	SECO	1/2 in	1 : 2,49 : 1,77 en peso		Horizontal	148,70	12,30	0,29	0,26	ND

Nota: Se ha mantenido las unidades de la A C I ND: No determinado

Tabla 4.2.2 Dosificaciones Hormigón Proyectado, Mezcla Seca

Fuente: Publicación SP – 14, ACI

En cuanto a la resistencia, la ACI recomienda una tabla con la resistencia (f'_c) a los 28 días, de acuerdo a la cantidad final de cemento colocado (C_c) por metro cúbico.

C_c (kg/m³)	f'_c (MPa)
300 – 380	21
325 – 425	28
380 – 500	35

Nota: Se tomaron muestras cúbicas de 7.5 cm. de lado

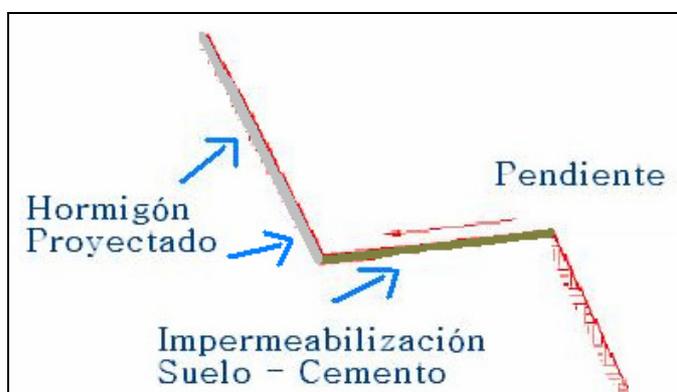
Tabla 4.2.3 Resistencia de acuerdo al contenido de cemento

Fuente: Guide to Shotcrete, ACI 506R-90, 1991

Impermeabilización de Bermas

En el trabajo de campo efectuado se constató que las bermas de ciertos taludes podrían favorecer la infiltración, generando así inestabilidad. Si bien, en algunos casos se han construido canales de hormigón armado en las bermas, es importante considerar que se trata de drenar toda la superficie expuesta de las bermas. Además, el hormigón armado es muy rígido para ese tipo de formaciones geológicas, con rocas muy blandas.

La solución que se propone es impermeabilizar dichas bermas con una capa de suelo cemento que tenga una inclinación hacia el talud y que además forme una sección en V abierta (Figura 4.2.3), de esta forma se logra un canal receptor y conductor a la vez; adicionalmente, el suelo cemento, por sus características que se exponen a continuación, admite deformaciones y asegura la impermeabilidad (3).



Nota: El gráfico no se encuentra a escala

Figura 4.2.3 Detalle Impermeabilización Bermas con Suelo – Cemento

Fuente: Trabajo de Gabinete

Concepto de Suelo cemento

Se denomina Suelo cemento a la mezcla correctamente dosificada y compactada de suelo, cemento y agua (21).

El recubrimiento en suelo cemento puede mejorar las condiciones de permeabilidad de un talud haciéndolo relativamente impermeable y, en esta forma disminuyendo la infiltración. El suelo debe estar libre de

materia orgánica y raíces. Se agrega la mínima cantidad de agua consistente con la trabajabilidad de la mezcla. Es importante señalar que si la relación agua-cemento es muy alta se produce agrietamiento severo del recubrimiento (18), de allí la importancia de estudiar la mezcla y verificar los resultados.

La calidad de la mezcla de suelo cemento viene dada por la correcta dosificación y composición del suelo que se utilice; así tenemos las siguientes características a considerar:

Tipos de Suelo	Características
Grava y Arena	Tienen fricción interna elevada, mas carecen de cohesión y plasticidad. No se retraen al secarse y tienen rápida compactación
Limo	Posee dificultad de compactación y es susceptible de variar su volumen con el agua.
Arcilla	Tiene gran capacidad de absorción, aumentando su volumen, al secarse provoca grietas debido a la contracción. Impermeable y con alta plasticidad.

Tabla 4.2.4 Características del Suelo para mezcla de Suelo cemento

Fuente: "Suelo – Cemento: Su aplicación en la Construcción" (21)

Una vez planteadas estas características, la bibliografía propone una composición del suelo con la cual se obtienen una resistencia elevada y la disminución de la contracción por secado (21).

- Arcilla: 5 % - 10 %
- Limo: 10 % - 20 %
- Arena: 60 % - 80 %

Sin embargo, esta composición dependerá del estudio de las características físicas y químicas del suelo en la zona en que se aplicará como solución.

Hay que resaltar que, la principal función del cemento en la mezcla de suelo – cemento consiste en proteger a la tierra de la variación de humedad y los cambios que esto conlleva. El cemento que se utiliza es el tipo Pórtland y la bibliografía propone la siguiente dosificación de acuerdo al suelo con el que se elabore la mezcla.

Tipo de Suelo	Porcentaje de Cemento	
	Mínimo (%)	Máximo (%)
Arenoso	5,00	9,00
Limoso	8,00	12,50
Arcilloso (no recomendable)	12,50	15,00

Tabla 4.2.5 Proporciones de Cemento de acuerdo al Tipo de Suelo

Fuente: "Suelo – Cemento: Su aplicación en la Construcción" (21)

Como conclusión, el US National Bureau of Standards Building and Structures, Report BM 78, propone las siguientes características

físicas y mecánicas de la mezcla de suelo – cemento de acuerdo a los ensayos de laboratorio:

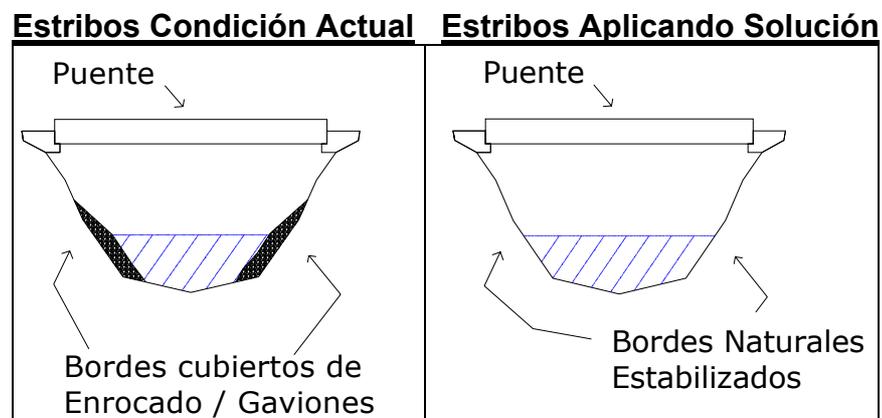
- Resistencia a la Compresión: 5,6 MPa
- Presión Transversal: 55 MPa (Viento).
- Resistencia a la tracción: Baja
- Resistencia al Fuego: Incombustible
- Aislamiento térmico: Mal conductor de calor
- Peso: 1500 a 200 Kg/m³

4.3 Mejoras en la Estabilidad de los Estribos de puentes

Los procesos erosivos en este tipo de obras se deben principalmente, al efecto que causan las corrientes de agua cuando se presentan avenidas. Las soluciones que se han dado son las de enrocado y gaviones, las cuales tienden a estrechar la sección de los cauces (3). Efectivamente, se observa que dichas soluciones se encuentran en proceso de falla o afectación, es decir, a corto plazo van a ser destruidas por los caudales; además, se observa que en estos casos los cauces están completamente asolvados, lo que estrecha más aún la capacidad del cauce.

Debido al comportamiento que se observa tanto en la zona estudiada como en otros sectores, la solución definitiva para ese tipo de problemas debe ser la limpieza de los cauces y la construcción de una nueva estructura de puente (3), la cual permita atravesar el cauce sin afectar la geometría de este, es decir, permitiendo el libre flujo de los caudales.

Si no se opta por la solución planteada, otra solución que se propone es eliminar dichos obstáculos en los puentes y construir muros atirantados para proteger así los estribos, conservando así un cauce más amplio que el actualmente existente.



Nota: Los gráficos no se encuentran a escala

Figura 4.3.1 Comparación de Estabilización de Estribos

Fuente: Trabajo de Gabinete

4.4 Mejoras en la Operatividad del Sistema de Drenaje

En la gran mayoría de los taludes de roca blanda, fácilmente erosionables, un buen drenaje es un factor fundamental, sobre todo si se implementa la solución de hormigón proyectado, pues el agua que fluye internamente podría ser detenida con la capa de gunitado.

Para lograr este objetivo y de acuerdo a experiencias anteriores, se plantea colocar drenes horizontales de poco diámetro (3 cm.) y a profundidades variables entre 1 y 2 m.

Es importante señalar que en la bibliografía existen diferentes tipos de posibilidades de drenes, entre ellos los de la siguiente tabla.

Tipos de Drenes	Características
Sub - Horizontales	Son tubos de 5 cm de diámetro, perforados y cubiertos por un filtro, penetran la zona freática y permiten el desalojo del agua.
Verticales	Cuando se quiere drenar en una transición de capas impermeables y permeables.
Transversales o Interceptores	Ubicados en la cresta del talud para prevenir la infiltración, y en el pie del talud.

Tabla 4.4.1 Tipos de drenaje de roca Blanda

Fuente: "Guía para Identificar Problemas de deslizamientos" (25).

CAPÍTULO 5

5. CONCLUSIONES

1. Establecer que un proceso metódico, que incluya topografía, geología, hidrología, y el análisis geotécnico, es más conveniente para garantizar buenos diseños y por ende, soluciones constructivas funcionales.
2. Se han encontrado en varios sectores, aspectos técnicos que no han sido debidamente analizados, ya que es evidente que existen afectaciones.
3. Dentro del análisis hidrológico, el coeficiente de escorrentía propuesto por el Ministerio de Obras Públicas (0,30) resulta muy bajo para la topografía y la vegetación de la zona que estudia esta tesis y, considerando la influencia del Fenómeno de El Niño en dicho territorio,

se propone un valor de coeficiente entre 0,50 y 0,80 para el análisis de los caudales.

4. Se presentan soluciones que permiten correctivos a los problemas visualizados durante este trabajo, tal es el caso de aplicación de Hormigón Proyectado, la impermeabilización de bermas y, como sugerencia, la eliminación en los cauces de los enrocados y gaviones.

CAPÍTULO 6

6. RECOMENDACIONES

1. Realizar estudios y diseños más detallados, con la finalidad de visualizar los problemas derivados de la acción erosiva y de otros procesos de desestabilización.
2. Construir puentes que no afecten la capacidad de conducción de cauces, y cuidar que la vegetación adyacente no invada de manera significativa el libre flujo del río.

3. Establecer un mantenimiento perenne de los tramos que actualmente se encuentran en franco proceso de erosión.

ANEXO A: Diseños Viales

DATOS GENERALES DE DISEÑO GEOMÉTRICO

TRAMO I CHONGON - CRISTAL Km 0+000 - Km 22+259.62		
Longitud (metros)		22.259.62
Velocidad de diseño:		
KPH	Longitud (metros)	%
100	22.259.62	100
Pendientes:		
0,00 ~ 1,00	8,479.71	42.25
1,01 ~ 2,00	3,063.49	11.45
2,01 ~ 3,00	2,884.11	10.42
3,01 ~ 4,00	2,894.43	16.23
4,01 ~ 5,00	3,337.20	9.82
5,01 ~ 6,00	1,200.6821	7.88
6,01 ~ 8,00	400.00	1.95
TOTAL	22,259.62	100,00
Desnivel total tramo (metros)		13.331
Total pendientes y contrapendientes (metros)		486.455
Elevación media (m.s.n.m)		38.798
Pendiente media (%)		0.06
Pendiente absoluta (%)		2.18
Curvas horizontales		
Número total		35
Número de curvas de radio:		
161 ~ 280		3
281 ~ 350		0
350 ~ 400		17
400 ~ 450		3
450 ~ 500		4
600 ~ 800		2
800 ~ 1000		2
1000		4
Curvatura total (grados)		1087.48
Grado de curvatura (c)		1.48

Figura 1. Consideraciones de diseño. Tramo Chongón - Cristal

TRAMO II CRISTAL - CERECITA - PROGRESO Km 0+000 - Km 21+445.21		
Longitud (metros)		21.445.21
Velocidad de diseño:		
KPH	Longitud (metros)	%
100	21445.21	100
Pendientes:		
0,00 ~ 1,00	9,060.00	42.25
1,01 ~ 2,00	2,455.00	11.45
2,01 ~ 3,00	2,235.00	10.42
3,01 ~ 4,00	3,480.00	16.23
4,01 ~ 5,00	2,105.00	9.82
5,01 ~ 6,00	1,690.21	7.88
6,01 ~ 8,00	420.00	1.95
TOTAL	21,445.21	100,00
Desnivel total tramo (metros)		32.155
Total pendientes y contrapendientes (metros)		468.015
Elevación media (m.s.n.m)		61.527
Pendiente media (%)		0.15
Pendiente absoluta (%)		2.18
Curvas horizontales		
Número total		21
Número de curvas de radio:		
350 ~ 400		6
400 ~ 450		5
450 ~ 500		1
600 ~ 800		3
800 ~ 1000		3
1000		1
1600		2
Curvatura total (grados)		606.63
Grado de curvatura (c)		0.86

Figura 2. Consideraciones de diseño. Tramo Cristal - Progreso

**CONSIDERACIONES GENERALES DE
DISEÑO GEOMÉTRICO**

RESUMEN DE CURVAS HORIZONTALES												
Tramo I												
Chongon – Cristal												
No. PI	Km	I.	D.	Angulo α 1	Radio (m)	Longitud espiral (m)	Tangente (m)	Longitud total (m)	Abscisas			PT ET
									PC TE	EC	CE	
1	0+212.520		X	15-07-55	1600		212.519	422.564	0+000.000			0+422.565
2	2+380.007	X		02-47-08	1000		24.313	48.617	2+355.693			2+404.310
3	2+537.007		X	02-58-08	1500		38.871	77.725	2+498.206			2+575.931
4	3+011.090	X		35-46-44	350		112.976	218.561	2+898.114			3+116.675
5	3+757.309		X	75-45-03	350		272.226	462.735	3+485.083			3+947.818
6	4+288.092	X		32-15-42	350		101.226	197.075	4+288.092			4+383.940
7	4+720.714		X	05-50-12	1000		50.979	101.869	4+669.735			4+771.605
8	5+546.556	X		44-43-21	250	60	133.007	255.139	5+413.479	5+473.479	5+608.618	5+668.618
9	5+767.770		X	26-45-52	260	60	30.87	181.453	5+675.791	5+735.791	5+797.244	5+857.244
10	6+062.815		X	09-43-57	500		42.568	84.932	6+020.246			6+105.178
11	6+287.440	X		02-11-16	2000		38.189	76.368	6+249.251			6+325.619
12	6+627.841	X		28-19-13	350		88.305	172.999	6+539.536			6+712.535
13	6+948.260		X	18-46-53	500		82.691	163.899	6+865.569			7+029.468
14	7+810.927		X	56-01-20	370		196.825	361.776	7+614.102			7+975.878
15	8+337.643	X		59-30-48	360		205.813	373.933	8+131.831			8+505.764
16	9+219.157		X	44-18-52	350		142.528	270.702	9+076.629			9+347.331
17	9+673.093	X		43-03-34	350		138.078	263.035	9+535.015			9+798.050
18	10+417.311	X		37-50-39	400		137.123	264.202	10+280.188			10+544.391
19	10+940.733		X	45-36-00	448		188.322	356.55	10+752.411			11+108.961
20	11+469.504		X	17-17-47	470		71.485	414.883	11+398.019			11+539.902
21	11+792.961	X		18-48-29	450		74.53	147.718	11+718.432			11+866.150
22	12+169.470		X	36-50-51	380		126.584	244.382	12+042.886			12+287.268
23	12+513.699	X		16-22-52	450		64.77	128.657	12+448.929			12+577.586
24	13+179.995	X		25-54-10	350		80.491	158.231	13+099.504			13+257.735
25	13+633.894		X	48-27-20	250	60	78.117	271.427	13+491.139	13+551.139	13+702566	13+762.566
26	14+008.210	X		15-01-52	600		79.157	157.405	13+929.053			14+086.458
27	15+014.411	X		25-47-39	1020		233.557	459.197	14+780.855			15+240.052
28	15+573.879	X		52-32-20	350		172.749	320.942	15+401.130			15+722.072
29	16+394.946		X	60-43-20	390		228.456	413.323	16+121.490			16+534.813
30	16+988.966		X	00-01-30								
31	17+697.754		X	00-01-40								
32	18+208.735		X	00-02-30								
33	18+638.387		X	00-02-00								
34	18+828.155		X	27-53-50	350		86.932	170.415	18+741.223			18+911.637
35	19+313.708	X		00-00-50			117.529					
36	19+836.830	X		27-18-10	360	60		231.548	19+719.301	19+779.301	19+890.849	19+950.849
37	20+146.262		X	43-24-20	350	60	169.464	325.149	19+976.798	20+036.798	20+241.947	20+301.947
38	20+534.945	X		35-11-50	390		123.705	239.580	20+411.240			20+650.820
39	21+164.663	X		24-24-40	470		101.665	200.245	21+062.998			21+263.243
40	21+344.536	X		00-02-00								
41	21+833.22		X	00-04-10								
42	22+083.042	X		24-06-20	530		113.165	222.982	21+969.878			22+192.855

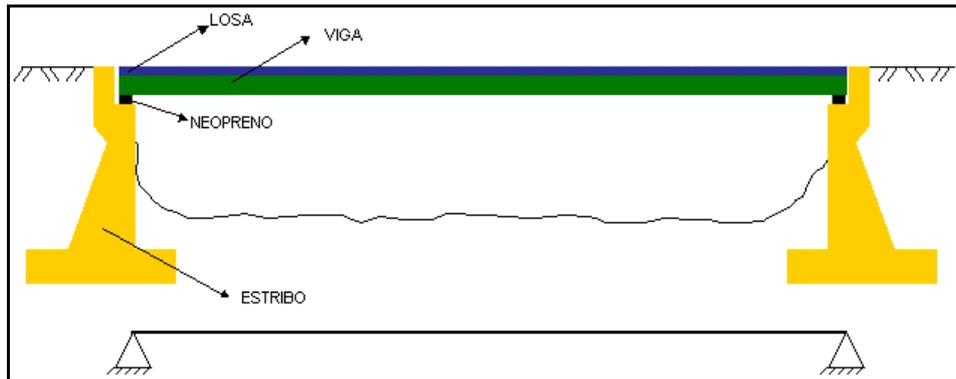
Figura 3. Curvas Horizontales Tramo Chongón - Cristal

CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO GEOMÉTRICO

Tramo II Cristal-Cerecita-Progreso												
No. PI	ABSCISAS Km	I.	D.	Angulo α 3	Radio (m)	Longitud espiral (m)	Tangente (m)	Longitud Total (m)	Abscisas			PT ET
									PC TE	EC	CE	
1	0+638.227		X	00-03-50								
2	0+751.741		X	00-05-30								
3	1+338.558		X	51-14-10	442		211.942	395.253	1+126.616			1+521.869
4	2+049.513		X	24-53-40	360		79.460	156.416	1+970.053			2+126.469
5	2+501.356	X		36-21-00	448		147.078	284.223	2+354.278			2+638.501
6	3+164.802	X		45-55-40	350		148.306	280.557	3+016.496			3+297.053
7	3+937.890		X	19-34-20	420		72.442	143.472	3+865.448			4+008.920
8	4+312.389	X		24-32-35	360		78.305	154.208	4+234.084			4+388.292
9	4+656.668		X	20-17-15	500		89.457	177.042	4+567.211			4+744.253
10	5+127.579	X		08-27-10	600		44.339	88.517	5+083.240			5+171.757
11	6+009.777		X	32-42-25	400		117.373	228.337	5+892.404			6+120.741
12	6+752.390	X		09-47-40	500		42.841	85.473	6+709.549			6+795.022
13	7+098.684	X		21-51-55	480		92.717	183.178	7+005.967			7+189.145
14	7+881.206		X	09-39-50	1500		126.800	253.000	7+754.406			8+007.406
15	8+476.985		X	23-13-55	420		86.335	170.299	8+390.650			8+560.949
16	9+017.892	X		00-01-10								
17	9+442.806		X	00-00-40								
18	9+985.247	X		00-00-45								
19	10+433.157		X	00-00-50								
20	10+677.347	X		00-00-25								
21	11+255.786	X		00-00-45								
22	11+913.946	X		00-03-55								
23	12+065.958		X	00-01-45								
24	12+464.943		X	21-54-15	840		162.551	321.132	12+302.392			12+623.524
25	12+796.113	X		00-03-30								
26	13+374.847		X	00-01-10								
27	13+591.199	X		11-53-35	750		78.121	155.680	13+513.078			13+668.758
28	14+140.351		X	14-01-40	525		64.591	128.536	14+075.760			14+204.297
29	14+469.494		X	00-03-05								
30	15+073.308	X		00-03-20								
31	15+280.342		X	00-24-55								
32	15+646.412	X		21-10-45	1600		299.131	591.434	15+347.281			15+938.715
33	16+161.497		X	00-12-50								
34	16+560.500		X	00-04-40								
35	17+466.662	X		43-50-15	610		245.450	466.716	17+221.212			17+687.928
36	18+137.452		X	00-03-30								
37	18+476.647	X		00-25-35								
38	18+622.333	X		00-02-25								
39	18+827.598		X	00-43-20								
40	19+494.671		X	58-01-50	350		194.130	354.488	19+300.540			19+655.029
41	19+776.288		X	00-03-30								
42	19+931.206	X		00-21-10								
43	20+199.309	X		00-00-20								
44	20+455.654	X		69-31-00	350		242.879	424.653	20+212.775			20+637.428
45	21+185.630		X	37-43-00	350		119.548	230.398	21+066.082			21+296.480

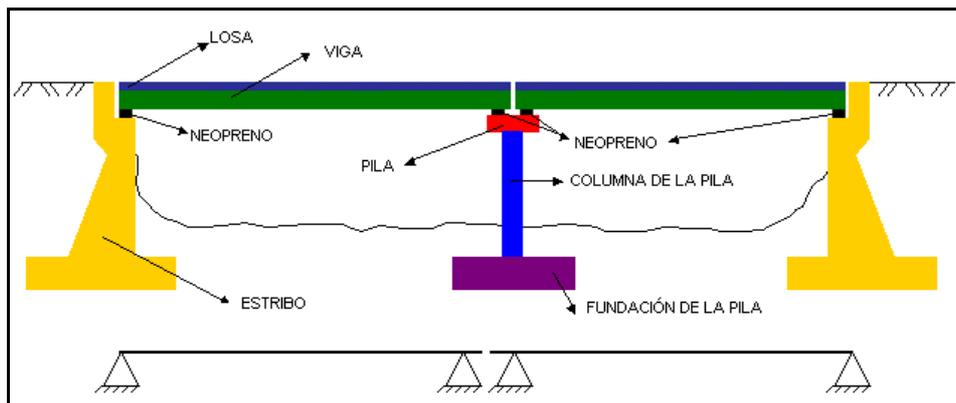
Figura 4. Curvas Horizontales Tramo Cristal - Progreso

ESTRUCTURAS BÁSICAS PUENTES



**Figura 5. Tipo I. Esquema general de un puente de vigas
Simplymente Apoyadas Un Tramo (Isostático)**

Fuente: www.mipagina.cantv.net



**Figura 6. Tipo II. Esquema general de un puente de vigas
Simplymente Apoyadas Varios Tramos (Isostático)**

Fuente: www.mipagina.cantv.net

ESTRUCTURAS BÁSICAS PUENTES

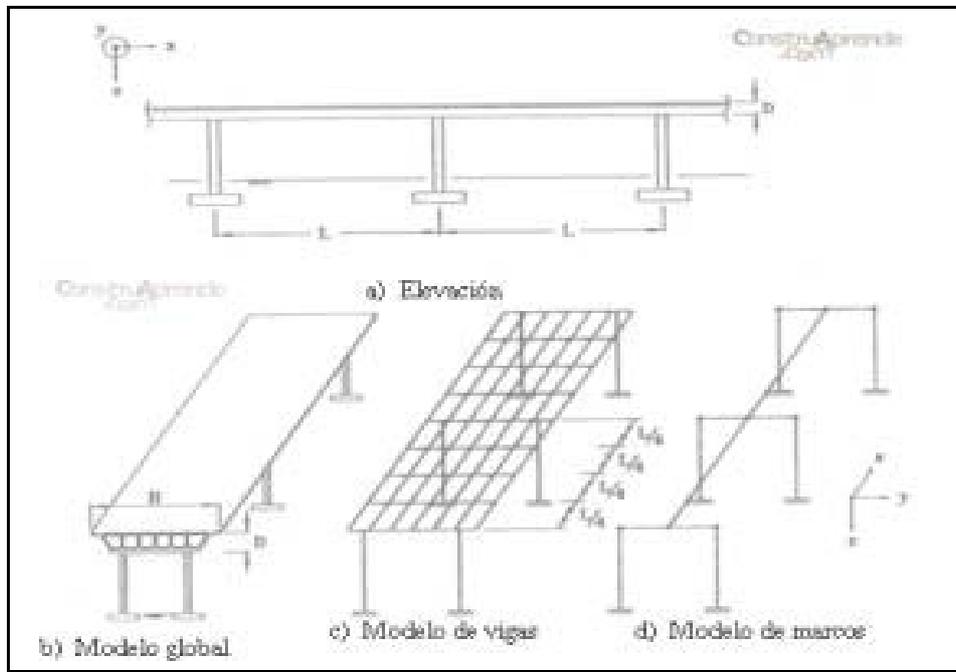


Figura 7. Estructura Básica Puentes

Fuente: www.construaprende.com

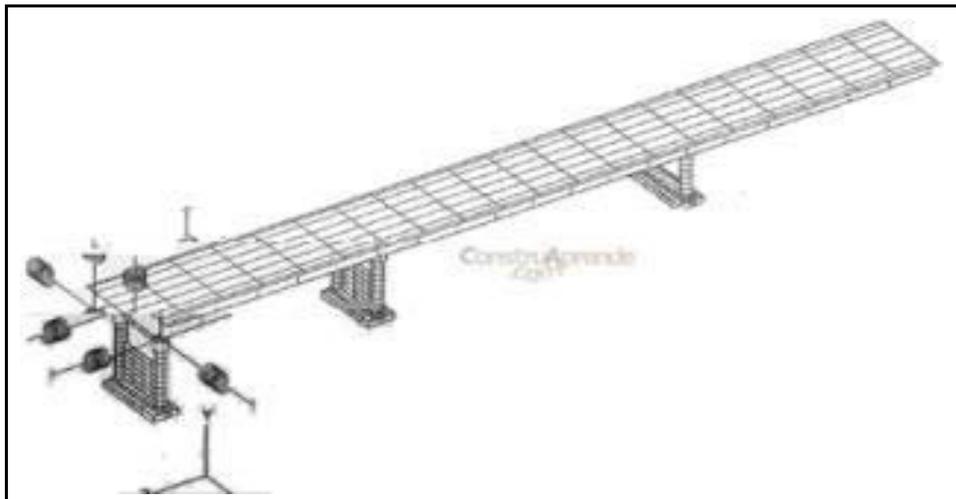


Figura 8. Modelo en SAP de la estructura básica de un Puente

Fuente: www.construaprende.com

DATOS GENERALES DE DISEÑO GEOMÉTRICO

RESUMEN DE CURVAS VERTICALES TRAMO I CHONGON - CRISTAL				
No. PI	Abcisas PIV	Longitud CVL (m)	Pendientes (%)	Cotas (m)
0	0+000	0	1.560	32.133
1	0+230.000	300	2.460	35.730
2	0+703.000	190	0.620	47.345
3	0+900.000	100	0.720	48.570
4	1+190.000	180	0.270	50.650
5	1+420.000	280	-0.280	51.270
6	1+610.000	70	-0.790	50.740
7	1+940.000	360	-3.210	48.125
8	2+203.000	100	-1.1000	39.694
9	2+493.000	120	-0.210	36.505
10	2+761.000	120	4.930	35.945
11	2+985.000	200	-2.790	46.990
12	3+200.000	200	0.050	41.000
13	3+750.000	70	1.680	41.300
14	3+863.000	110	-0.870	43.200
15	4+030.000	140	3.130	41.740
16	4+280.000	340	-4.490	49.555
17	4+508.000	110	-0.080	39.315
18	5+010.000	140	-4.950	38.934
19	5+216.500	120	0.100	28.721
20	5+427.500	50	3.030	28.928
21	5+575.350	240	-3.610	33.408
22	5+833.900	110	0.020	24.077
23	5+983.350	100	2.510	24.103
24	6+186.538	220	-0.740	29.202
25	6+430.900	70	0.030	27.399
26	6+532.900	110	4.300	27.428
27	6+701.100	110	0.600	34.663
28	6+955.820	110	-0.790	36.179
29	7+075.000	120	5.000	35.239
30	7+190.000	90	5.210	40.986
31	7+310.000	110	1.850	47.237
32	7+527.600	100	4.960	51.268
33	7+692.300	90	1.510	59.429
34	7+847.200	90	4.570	61.766
35	8+152.950	230	-3.890	75.748
36	8+402.780	90	-1.350	66.031
37	8+732.100	130	2.120	61.590
38	9+241.200	100	3.260	72.397
39	9+550.900	280	-5.760	82.504
40	9+957.430	160	-0.500	59.078
41	10+324.500	180	-3.360	57.253
42	10+667.850	140	-0.030	45.705
43	10+969.950	70	2.420	45.618
44	11+517.650	260	-4.590	58.845
45	11+799.450	110	-5.420	45.899
46	11+996.150	270	2.840	35.231
47	12+418.600	220	-2.690	47.228
48	12+614.560	90	1.040	41.954
49	12+828.860	110	-2.860	44.182
50	13+143.560	110	-3.910	35.177
51	13.305.600	160	0.160	28.841
52	13+512.560	100	3.820	29.169
53	13+783.350	240	-2.340	39.510
54	14+056.800	160	0.940	33.103
55	14+315.640	140	0.120	35.532
57	15+000	0	-	26.730
58	15+140	100	0.06	36.814
59	15+420	120	1.17	40.090
60	15+560	100	0.65	41.000
61	15+960	100	1.41	46.640
62	16+240	140	0.27	47.396
63	16+405	180	4.25	54.409
64	16+820	100	-0.78	51.171
65	17+120	140	0.09	51.442
66	17+460	100	-0.47	49.844
67	17+750	120	0.95	52.599
68	18+020	120	-1.07	49.710
69	18+215	110	2.14	53.883
70	18+380	180	0.37	54.494
71	18+715	350	3.19	65.180
72	19+115	270	-6.32	39.900
73	19+575	230	-0.48	37.692
74	19+950	200	5.86	59.667
75	20+130	100	0.83	61.161
76	20+480	380	2.04	68.301
77	21+015	250	-4.7	43.156
78	21+320	140	1.98	49.195
79	21+585	140	-1.15	46.148
80	21+875	270	4.72	59.836
81	22+180	180	-4.68	45.546
82	22+259.62	0	-0.12	45.464

Figura 9. Curvas Verticales. Tramo Chongón - Cristal

DATOS GENERALES DE DISEÑO GEOMÉTRICO

RESUMEN DE CURVAS VERTICALES TRAMO II CRISTAL - CERECITA - PROGRESO				
No. PI	Abcisas PIV	Longitud CVL (m)	Pendientes (%)	Cotas (m)
0	0+000	0	-	45.450
1	0+230	140	-0.12	45.174
2	0+680	240	3.78	62.200
3	1+015	140	-3.63	50.056
4	1+300	80	1.05	53.048
5	1+640	100	0.55	54.918
6	2+060	160	3.39	69.156
7	2+420	120	-3.09	58.032
8	2+645	100	-2.392	52.651
9	2+925	100	-0.92	50.075
10	3+200	140	-2.05	44.437
11	3+390	100	-0.15	44.152
12	3+660	100	-0.98	41.506
13	3+940	100	-0.74	39.434
14	4+300	100	-0.98	35.906
15	4+700	160	-0.34	34.546
16	5+260	180	-0.67	30.794
17	5+530	220	5	44.294
18	5+800	200	0.78	46.400
19	6+130	140	-4.564	31.340
20	6+530	140	0	31.340
21	6+760	240	3.93	40.379
22	7+060	100	-2.267	33.578
23	7+480	120	0	33.578
24	7+750	100	-1.4	29.798
25	8+275	190	-0.1	29.273
26	8+475	150	1.26	31.793
27	8+680	100	-0.36	31.055
28	8+950	100	0.15	31.460
29	9+100	0	0.42	32.090
30	9+500	0	0.33	33.410
31	9+800	100	0.38	34.550
32	10+170	100	1.77	41.099
33	10+425	140	4.29	52.039
34	10+705	150	1.17	55.315
35	10+945	190	-2.99	48.139
36	11+245	180	4.77	62.449
37	11+435	100	-0.53	61.442
38	11+740	100	3.02	70.653
39	12+045	270	3.3	80.718
40	12+300	180	-5.4	68.954
41	12+590	180	-0.44	64.678
42	12+795	160	2.64	70.090
43	13+035	150	0.03	70.162
44	13+350	200	5.54	87.613
45	13+685	150	-0.58	85.670
46	13+960	140	4.45	97.908
47	14+130	180	5.71	107.615
48	14+300	100	4.32	114.959
49	14+540	200	3.45	123.239
50	14+770	200	-1.84	119.007
51	15+040	120	5.69	134.370
52	15+335	330	2.91	142.955
53	15+755	170	-7.227	112.600
54	16+090	180	2.67	121.544
55	16+550	140	0.74	124.948
56	16+880	120	-4.20	111.088
57	17+070	10	-2.94	105.502
58	17+300	100	-3.52	97.406
59	17+475	100	-4.53	89.479
60	17+710	120	-3.22	81.912
61	17+950	100	-1.44	78.456
62	18+210	100	-1.09	75.622
63	18+600	80	-0.67	73.009
64	18+690	60	-1.28	71.857
65	18+920	100	0.11	72.110
66	19+170	120	-0.32	71.310
67	19+350	200	2.11	75.108
68	19+570	200	-2.32	70.004
69	20+170	220	0	70.004
70	20+725	470	5.19	98.809
71	21+095	140	-3.8	84.749
72	21+330	220	-0.52	83.527
73	21+445.21	0	-5.15	77.593

Figura 10. Curvas Verticales. Tramo Cristal - Progreso

CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO GEOMÉTRICO

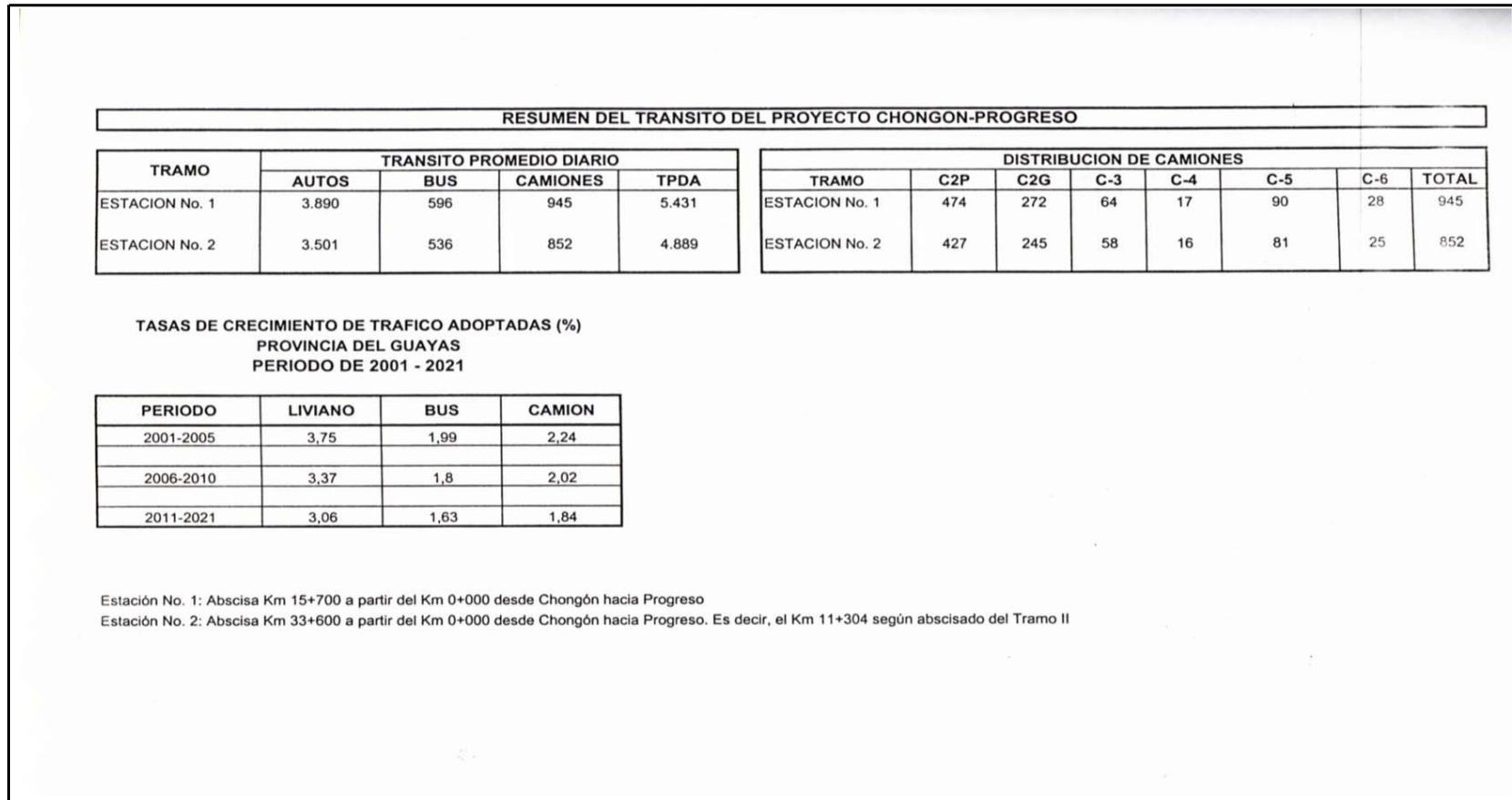


Figura 11. Resumen de Tránsito Vía Chongón - Progreso

ANEXO B: Recortes de Periódicos

EL COMERCIO**Guayaquil esperó seis años para recibir la autopista hacia Salinas**

12/4/2006

Redacción Guayaquil

El conductor Bolívar Quimí no se quejó ayer por el anuncio del posible incremento del peaje en la vía Guayaquil-Salinas, de 25 centavos a 1 dólar, en enero del 2007.

Según Quimí, "¡qué más da que se aumente si por fin ya está terminada". Es que Guayaquil y la zona peninsular debieron esperar seis años y atravesar por serios problemas ante la falta de presupuesto estatal para poder recibir la autopista completamente terminada.

Los sectores turísticos de la península de Santa Elena fueron los más perjudicados por la demora en la construcción de la vía que comprende 144 kilómetros, 29 puentes y cuyo costo fue de 140 millones de dólares.

Francisco Jiménez, de la Cámara de Turismo de Santa Elena, dijo que cuando se firmó el convenio de construcción durante el mandato del ex presidente Gustavo Noboa, la obra estaba programada para dos años.

Jiménez señaló que durante este tiempo la afluencia de turistas disminuyó en los balnearios de la Península y que en la temporada playera del 2007 se espera aumentar el número de visitantes.

"Teníamos una vía insegura con muchos accidentes y eso ahuyentaba a los turistas. Ahora podremos promocionar los balnearios fuera del país con una vía de primer orden", agregó.

La inauguración del tramo Chongón-Santa Elena, de la carretera Guayaquil-Salinas, por la que todos los días circulan entre

3 000 y 4 000 vehículos, se realiza hoy y será el presidente de la República, Alfredo Palacio, quien la entregará en forma oficial.

El prefecto del Guayas, Nicolás Lapentti, informó que hasta ayer se realizaron trabajos para terminar la construcción de los 29 puentes que atraviesan la autopista. Estas infraestructuras fueron terminadas con un crédito de 24 millones de dólares, que este año entregó la Corporación Andina de Fomento (CAF) al Consejo Provincial del Guayas.

El Gobierno se encargó de la reconstrucción de la vía, que comprendió la ampliación de dos a cuatro carriles, pero fue la Prefectura la que asumió los puentes.

Al acto de inauguración se tiene previsto que asistan los ministros de Obras Públicas y de Salud, Pedro López y Guillermo Wagner, respectivamente. También, los alcaldes Patricio Cisneros (La Libertad); Dionisio Gonzabay (Santa Elena), y Vinicio Yagual (Salinas).

En la ceremonia de inauguración, Palacio firmará como testigo de honor el contrato entre el Ministerio de Salud y el Cuerpo de Ingenieros del Ejército, para la edificación del hospital regional de Santa Elena, cuyo costo es de 5 millones de dólares.

Derechos reservados © 2000-2007 GRUPO EL COMERCIO C.A.

Prohibida la reproducción total o parcial de este contenido sin autorización de Diario El Comercio

EL COMERCIO**La vía Salinas-Chongón se inauguró ayer**

12/5/2006

Redacción Guayaquil

La ausencia de una completa señalización y el aumento del valor del peaje son los reparos que encuentran quienes transitan por la recién inaugurada vía Chongón-Santa Elena. Ayer el presidente de la República, Alfredo Palacio, entregó a la península esta obra que requirió casi seis años para su ampliación, y cuatro para la instalación de los puentes.

La carretera, de 107 kilómetros, tuvo que sortear todo tipo de obstáculos, como la falta de financiamiento, interrupción de los trabajos y demoras en la reconstrucción de los 38 puentes que fueron encargados, en su mayoría, a la Prefectura de Guayas.

La moderna autopista costó 66 millones de dólares que fueron financiados por el Ministerio de Obras Públicas y 34 millones los puentes, con fondos del Consejo Provincial. A la vía se unirá el último tramo de 14 kilómetros que atravesará Santa Elena, Libertad y Salinas. Precisamente ese trayecto, que se inaugurará el próximo día 22, fue bautizado ayer con el nombre de Alfredo Palacio.

Según Dionisio Gonzabay, alcalde de Santa Elena, los tres cantones peninsulares están agradecidos por esta obra, pero les preocupa que no hayan sido consultados por la Prefectura para el aumento del peaje de 25 centavos a un dólar de ida y de retorno. "No vamos aceptar una imposición unilateral", indicó.

Con él coincidió Xavier Tomalá, rector de la Universidad Estatal Península de Santa Elena (UPSE). Considera que antes de anunciar el aumento hace falta un estudio técnico sobre su necesidad. "Vamos a pedirle al Consejo Provincial ese estudio para analizarlo junto con la comunidad peninsular. Ese costo es exagerado".

Por otro lado, aunque la constructora Verdú e Hidalgo & Hidalgo tenían que entregar la obra con la debida señalización, esta es muy escasa en todo el trayecto. Tampoco los puentes están señalización ni se indica el kilometraje.

José Verdú, gerente general de la constructora, afirmó que en un plazo de seis meses, cuando se haga el mantenimiento de la obra se colocará la respectiva señalización. Roberto Pólit, director de la Comisión de Tránsito de Guayas, anunció también que la entidad volverá a poner las señales de control. "Cada 30 y 40 kilómetros colocaremos a vigilantes en moto y en camioneta".

Adicionalmente, el presidente Palacio adjudicó al Cuerpo de Ingenieros del Ejército la construcción del hospital de Santa Elena, de 120 camas, cuyo costo es de cuatro millones de dólares, dos de ellos se destinarán para la obra física y dos para el equipamiento.

Palacio también aceptó la reprogramación de las deudas con los municipios de Salinas y la Libertad, y rompiendo el protocolo se dirigió a los asistentes, micrófono en mano, para decirles que luego de concluir su mandato descansará dos meses en la Península.

Durante 20 minutos, el Presidente saliente resaltó su gestión y pidió a la población peninsular que dé todo el apoyo necesario al nuevo gobernante. "No podrá gobernar sin su ayuda. Hay que darle la oportunidad y que sienta el respaldo popular".

Derechos reservados © 2000-2007 GRUPO EL COMERCIO C.A.

Prohibida la reproducción total o parcial de este contenido sin autorización de Diario El Comercio

EL COMERCIO

29 puentes de la vía a la Costa están finalmente habilitados

12/8/2006

Redacción Guayaquil

La autopista Guayaquil-Salinas tuvo dos inauguraciones durante esta semana. La primera fue el lunes y estuvo a cargo del presidente de la República, Alfredo Palacio; la segunda la realizó ayer el prefecto del Guayas, Nicolás Lapentti.

Los actos se realizaron por separado porque cuando Palacio entregó la vía, aún los 29 puentes de la autopista no se encontraban íntegramente habilitados. La construcción de la autopista estuvo a cargo del Gobierno nacional, mientras que la de los puentes la realizó el Consejo Provincial.

El acto de ayer se realizó en el puente Río Grande, que con 50 metros es el más grande y está ubicado en el kilómetro 51 de la vía a la Costa, en las inmediaciones de Cerecita. Pero los vecinos de esta población no están conformes con la obra, pues la construcción de un 'by pass' que desvíe el tránsito, los ha dejado aislados de los turistas. Lo mismo ocurrió en Zapotal, cuyos negocios decayeron desde que hay un by pass similar.

Los pobladores de Cerecita tenían previsto reunirse la noche de ayer, para reclamar la colocación de una señalización que permita a los turistas encontrar su pueblo. Y los de Zapotal han colocado letreros improvisados.

Este recinto, que tiene 50 locales entre restaurantes que venden comida típica, panaderías, fruterías y despensas, ayer registró un inusual movimiento económico porque la CTG permitió el ingreso de vehículos para la inauguración. Pero en días normales los mismos vigilantes se encargan de mostrar a los viajeros el desvío que evita entrar a esta población, según lo aseguró ayer el vecino Ernesto Vargas.

Germania Apolinario, otra moradora, recordó que la Fundación Siglo XXI hizo arreglos a las calles y a las aceras para volverlas atractivas turísticamente, pero "ahora ya no va a pasar nadie por aquí".

La familia García, que es conocida por vender las famosas humitas de La Loma, se quejó porque antes vendía hasta 10 000 humitas en un fin de semana, pero desde que se construyó el 'by pass' únicamente vende hasta 400.

En este pueblo hubo un intento de crear una asociación de comerciantes, en rechazo a la construcción del 'by pass'. Ante esto, la Prefectura del Guayas ofreció construir un parqueadero turístico para que los comerciantes se instalen y vendan sus alimentos. Sin embargo, el prefecto Nicolás Lapentti no dio la fecha del inicio de la obra ni el costo del proyecto.

En Zapotal ocurrió algo similar, por lo que muchos de sus moradores han optado por mudarse. Allí quedan solo cuatro locales abiertos, tres despensas y una ferretería. Aseria Seraquive, dueña de una de las tiendas, lamenta haber invertido en una nueva construcción, porque hay días en que no vende nada.

La entrada a Zapotal no está señalizada. La crisis comenzó hace un año y se ha profundizado hasta que ya no quedan vecinos en la ciudad, pues se han marchado a Salinas y a Guayaquil.

Elber Lindao es uno de los ocho hermanos propietarios del restaurante El Chivo Érotico, que ha funcionado durante 18 años. Lindao ha tenido que aprender a hacer publicidad para poder subsistir porque no tiene ningún cliente. Un local fue instalado a la vera de la carretera, pero como no hay luz ni agua, la gente pasa de largo.

Otros pueblos aledaños al puente Cerecita están esperando una señalización más completa. Este es el caso de Zafando y Tamarindo, cuya entrada se encuentra a la altura del km 51. De estos pueblos de agricultores salen transportes llenos de personas, pero les resulta muy difícil tomar la vía rápida por la falta de un semáforo.

Lapentti afirmó, durante la inauguración, que antes de que empiece la temporada playera 2007, se instalará la señalización que falta.

Sobre la vía

La vía Guayaquil-Salinas contará con servicio de grúa, asistencia mecánica y médica. El servicio estará disponible desde enero, cuando se cobre el peaje por el uso del segundo tramo rehabilitado.

El segundo peaje que la Prefectura planea instalar se ubicará entre las poblaciones de Buenos Aires y Progreso.

En la carretera, un grupo de obreros concluye los acabados del parterre, para evitar cualquier tipo de accidente de tránsito en el lugar.

Derechos reservados ® 2000-2007 GRUPO EL COMERCIO C.A.

Prohibida la reproducción total o parcial de este contenido sin autorización de Diario El Comercio

EL COMERCIO

La vía a la Costa tiene fallas de señalización

2/26/2007

Redacción Guayaquil

Claudio Marín aún recuerda con dolor que pudo evitar la muerte de su hermana Mariela. Ella le comunicó a su celular que tenía pensado dejar Salinas en la noche y tomar la carretera para llegar a Guayaquil.

Marín no se dio cuenta de los mensajes. A él no le agradaba que viajara en las noches y sobretodo en feriado.

El vehículo donde iba Mariela se accidentó violentamente en la vía a la Costa. Ella fue una de las siete personas que fallecieron en esta vía, durante el último feriado de Carnaval.

38 personas murieron en accidentes de tránsito durante el feriado de Carnaval.

A las 08:30 del lunes pasado, Claudio Marín recibió la llamada de su padre, Antonio, para decirle que creía que Mariela había fallecido. "Yo lo sospechaba porque la llamé al celular y no contestó. Ella nunca apagaba su teléfono", sostuvo.

Otra persona que murió en la vía a la Costa fue César Fernando Franco Yagual, de 20 años. A la altura del kilómetro 36 de esa carretera, el auto donde iba se salió de un puente. Chocó violentamente y explotó. Franco murió junto a otras tres personas.

La Comisión de Tránsito de Guayas no cuenta con cifras específicas del número de accidentes en la vía Guayaquil-Salinas. Pero, desde el viernes 16 hasta el miércoles 21 de febrero, ocurrieron 11 accidentes, que dejaron siete muertos.

Para el ingeniero Gunther Vélez, miembro de la División Técnica de Caminos y Pavimentos del Colegio de Ingenieros Civiles, la vía Guayaquil-Salinas fue inaugurada demasiado pronto.

La vía aún no tiene una señalización, que marque curvas peligrosas o el límite de velocidad, en ciertos tramos.

También hay problemas en los puentes, pues los más viejos necesitan mantenimiento, y los nuevos no están equidistantes (unidos) a la carretera.

El Colegio de Ingenieros Civiles realizó un informe sobre la vía y ahí detectaron 28 fallas en diversos sectores.

"Esta no es una autopista sino una autovía, pues no reúne las condiciones técnicas para eso. El accidente del jueves (donde falleció Franco) fue una muestra de la necesidad de colocar barandas metálicas de protección", sostuvo Vélez. Además, dijo que las empresas Verduc S.A. e Hidalgo & Hidalgo, que hicieron la obra, deben corregir los errores.

Leonel Pozo, jefe Tránsito de la CTG, considera que las principales causas de accidentes son la imprudencia de los choferes y el exceso de velocidad. "Las personas son imprudentes, rebasan los 100 km por hora que es lo recomendable", añadió Pozo.

Derechos reservados © 2000-2007 GRUPO EL COMERCIO C.A.

Prohibida la reproducción total o parcial de este contenido sin autorización de Diario El Comercio

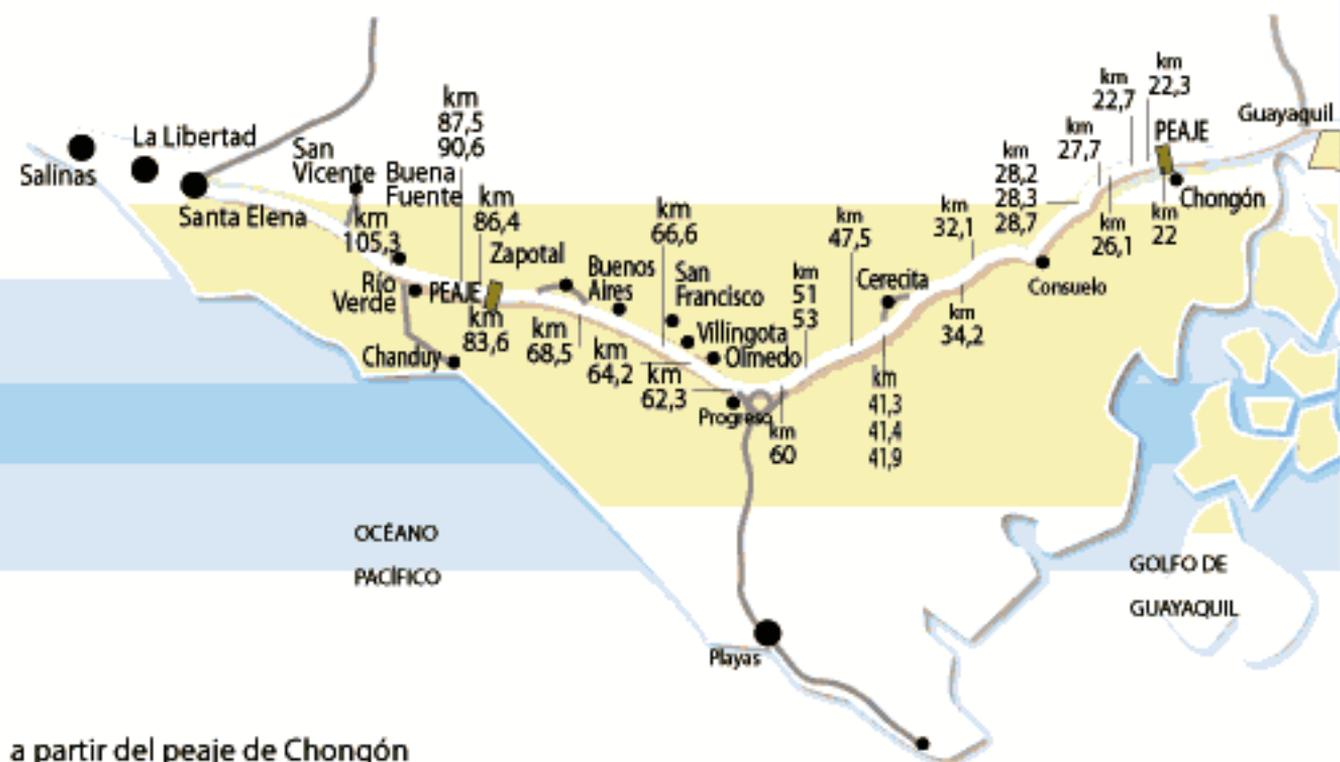
La autopista Guayaquil-Santa Elena tiene 33 puntos críticos

Un informe del Colegio de Ingenieros Civiles del Guayas determina las fallas en la ruta a la Península. Conductores que a diario utilizan la vía consideran que estos problemas tornan peligrosa la circulación y aumentan el riesgo de accidentes.



PROBLEMAS IDENTIFICADOS

- km 22 Fisuras a los dos costados de la vía.
- km 26,1 Puente sin barandas.
- km 22,3 Puente Cerezo, daños de calzada en el acceso.
- km 27,7 Deslizamiento de talud izquierdo.
- km 22,7 Fisuras en espaldón, falla geológica.
- km 28,2 Asentamiento de estructura del pavimento.



a partir del peaje de Chongón

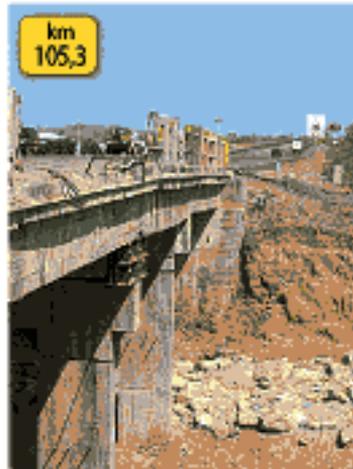
- km 28,3 Alcantarilla sin muro.
- km 28,7 Largas grietas en espaldón derecho.
- km 32,1 Caída de piedras de talud vertical.
- km 34,2 Asentamiento de calzada izquierda.
- km 41,3 Alcantarilla en mal estado.
- km 41,4-41,9 Grietas longitudinales en espaldón derecho.
- km 47,5 Puente necesita hormigón de refuerzo en taludes.
- km 51-53 No hay señalización vertical.
- km 60 Corte de taludes muy verticales.
- km 64,2 Largas grietas en espaldón derecho.
- km 66,5 Espaldón izquierdo socabado.
- km 68,5 Desbanque muy vertical del talud.
- km 78,8 Alcantarilla sin muro vertedero.
- km 79,2 Puente sobre lecho de río seco sedimentado.
- km 80 Puentes separados sin protección entre ellos.
- km 83 Alcantarilla de tubos sin muro vertedero ni baranda.
- km 84,9-86,4 Puentes con vigas de hierro a la intemperie corroídas que pueden colapsar.
- km 86,4 Peralte con cálculo aparentemente mal aplicado.
- km 87,5-90,6 Grietas longitudinales en borde del asfalto.
- km 105,3 Puente Río Verde necesita mantenimiento urgente. Sus apoyos metálicos pueden colapsar.



OTROS CASOS



Posorja



El estudio parte del peaje de Chongón que lo ubica en el km 22 e identifica los sitios con problemas específicos.

MARTES | 11 de septiembre del 2007 |

[Ediciones Anterior](#)

[eluniverso.com](#) [Suplementos](#) [Especiales](#) [Servicios](#) [Clasificados](#)

- [Portada](#)
- [Política](#)
- [Economía](#)
- [Sucesos](#)
- [Migración](#)
- [El País](#)
- [Internacionales](#)
- [Deportes](#)
- [El Gran Guayaquil](#)
- [Vida](#)
- [En escena](#)
- [Religiosa y Obituarios](#)
- [Opiniones](#)
- [Editorial](#)
- [Columnistas](#)
- [Cartas al Director](#)
- [Temas](#)
- [Fotogalerías](#)
- [Agropecuario](#)
- [Cuéntamelo todo](#)
- [Un día como hoy](#)
- [El Alquimista](#)
- [The New York Times](#)
- [Eloisa dice](#)
- [Suplementos](#)
- [La Revista](#)
- [Servicios](#)
- [Cartelera de cines](#)
- [Portadas Impresas](#)
- [Todos los titulares](#)
- [RSS](#)
- [Clasificados](#)
- [Teléfonos útiles](#)
- [Clima](#)
- [Puertos](#)
- [Tabla de Mareas](#)
- [Agenda](#)
- [Línea caliente](#)
- [Foros de Discusión](#)
- [Voz de los emigrantes](#)

[mailto:economia@eluniverso.com?cc=webmaster@eluniverso.com&subject=Desde eluniverso.com - Economía&body=Ingrese su nombre y la ciudad/pais de donde nos escribe.](mailto:economia@eluniverso.com?cc=webmaster@eluniverso.com&subject=Desde%20eluniverso.com%20-%20Economía&body=Ingrese%20su%20nombre%20y%20la%20ciudad/pais%20de%20donde%20nos%20escribe.)

Vuelve bombeo de agua para comunas de zona peninsular

Septiembre 11, 2007

[ampliar imagen](#)



Ayer se inspeccionó la reapertura del bombeo de agua en el canal que se tapó por un derrumbe.

El suministro de agua para la península de Santa Elena, que se realiza

[Mas fotos de la noticia](#) [Imprimir esta noticia](#) [Enviar noticia por e-mail](#)

desde la planta de bombeo Daule, se restableció. Esto luego de casi tres meses de restricciones que tuvieron los peninsulares debido al derrumbe en el túnel Cerro Azul, que bloqueó el normal paso del líquido hacia la Península.

La Comisión de Estudios para el Desarrollo de la Cuenca del Río Guayas (Cedegé) ordenó el domingo pasado el bombeo del líquido una vez que concluyeron los primeros trabajos de reparación en el canal que pasa por el mencionado cerro.

Con el restablecimiento del fluido, la Península recibirá el líquido de manera normal en unos seis días, pues ante la emergencia el servicio se suspendió por las noches.

Los trabajos para reparar la zona que se derrumbó en el túnel de Cerro Azul costaron \$ 1,7 millones.

La operación se reanudó el domingo pasado tras culminar la primera etapa de reparación en el túnel de Cerro Azul, que quedó bloqueado en junio por un derrumbe en su interior.

Después de casi tres meses sin funcionar, la planta de bombeo Daule, que abastece de agua a la Península de Santa Elena, retomó su operación el

[Horóscopo](#)
[Su página de inicio](#)

domingo pasado.

Esta dejó de trabajar ante la emergencia declarada por la Comisión de Estudios para el Desarrollo de la Cuenca del Río Guayas (Cedegé) debido al derrumbe en el túnel Cerro Azul, que bloqueó el normal paso del líquido hacia la Península.

La reanudación del bombeo fue dispuesta tras culminar la primera etapa de los trabajos de estabilización de las paredes del túnel por el que pasa el canal de agua de Cedegé.

Funcionarios de esta entidad realizaron ayer un recorrido para constatar el reinicio del bombeo y el suministro de líquido, que fue restringido a los peninsulares por más de diez horas, en las noches.

Luis Piana, presidente del directorio de Cedegé, señaló que el líquido que comenzó a extraerse desde el domingo del río Daule estará disponible en unos seis días para los usuarios.

Son 11.000 litros de agua por segundo, que equivalen a 1 millón de m³ de agua por día, los que se bombean en la estación Daule, situada en las cercanías de ese cantón.

El gerente de Aguapen, Fernando Vargas, indicó que esperan en los próximos días normalizar el suministro que reciben de la planta Daule, pues en la emergencia tuvieron que abastecerse de agua de la represa El Azúcar, que a su criterio, no es de la misma calidad.

Pese a que se reanudó el servicio, Aguapen, que comercializa el líquido en la Península, anunció que analiza la posibilidad de aplicar un plan para racionar el agua de 24:00 a 05:00. Esto para evitar desperdiciar el producto.

El criterio también es compartido por Cedegé. La institución considera que la restricción en horas de bajo consumo ayudará a que la presión no deteriore más las tuberías.

“Al consumirse poca agua aumenta la presión y se perdería mucha agua en las tuberías viejas que hay en la Península”, señaló Piana.

La Península, que integran los cantones Santa Elena, La Libertad y Salinas, consume cerca de 42.000 m³ del líquido diariamente, que sumado a la demanda del sistema de riego llega a más de 50.000 m³.

Según Guido Ortiz, director de Operación y Mantenimiento de Cedegé, la succión de agua para abastecer a la Península continuará un mes seguido. Con ello se estima abastecer por ocho meses esa zona.

Luego de ese periodo, Cedegé planea efectuar la segunda etapa de trabajos de reparación en el túnel Cerro Azul, con el fin de revestir las paredes del tramo donde se produjo el derrumbe (unos 70 metros).

El túnel tiene aproximadamente siete kilómetros y el área afectada se localizó en la mitad del trayecto.

Costo

Los trabajos para reparar la zona que se derrumbó en el túnel del cerro Azul costaron \$ 1,7 millones. La obra fue construida hace casi diez años por Odebrecht. Esta misma empresa ejecutó los arreglos en dicho lugar.

Investigación

Cedegé efectuará una investigación para determinar si el derrumbe se produjo por una falla en el diseño u otra circunstancia ajena a este. Esto debido a que todavía rigen los términos de responsabilidad civil del constructor.

Tiempo

Se estima que la investigación tardará mínimo unos tres meses, a partir de octubre. El análisis tiene algunas variables (estudios de sísmica, geológicos, estructurales).

Secciones : [Política](#) | [Economía](#) | [Sucesos](#) | [El País](#) | [Internacionales](#) | [Deportes](#) | [El Gran Guayaquil](#)
[eluniverso.com](#) | [Suplementos](#) | [Especiales](#) | [Servicios](#)

eluniverso.com Noticias del Ecuador y del mundo
Diario El Universo - Av. Domingo Comín y Calle 11 - Guayaquil, Ecuador
Telf.: 593 4 2490000 Fax: 593 4 2492925 P.O. Box: 09 01 0531
Este diario es miembro de [AEDEP](#), SIP, WAN

[© Derechos Reservados Compañía Anónima EL UNIVERSO. Todos los Derechos Rese](#)



ANEXO C: Datos Meteorològicos

DATOS METEREOLÓGICOS

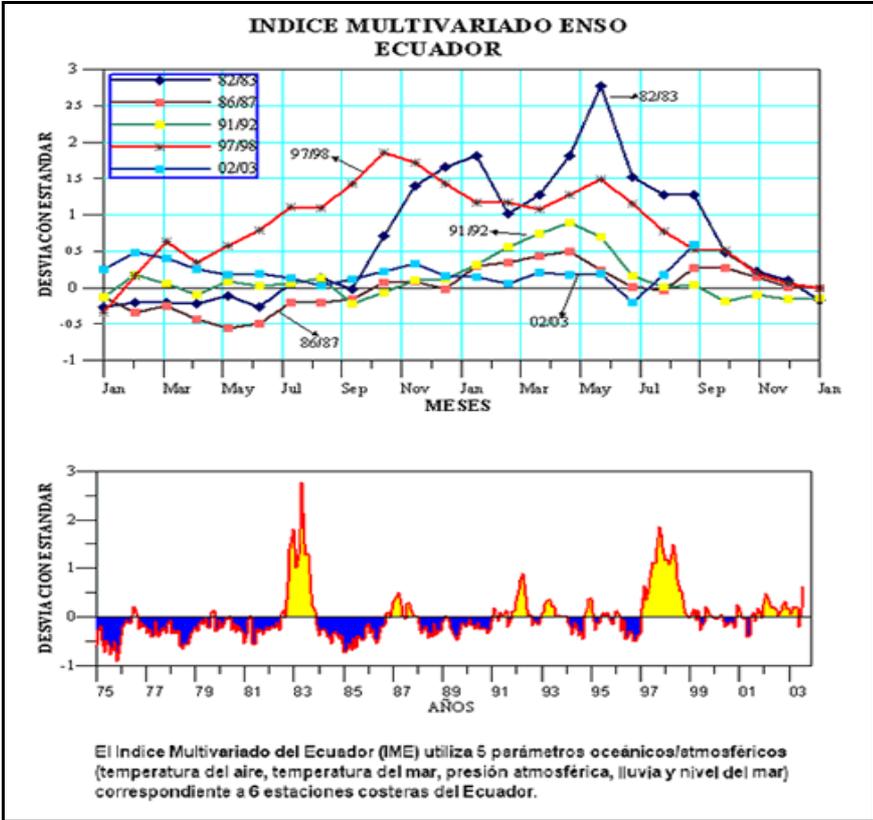


Figura 1. Índice Multivariado del Ecuador, Periodos desde 1982-1983 hasta 2002-2003

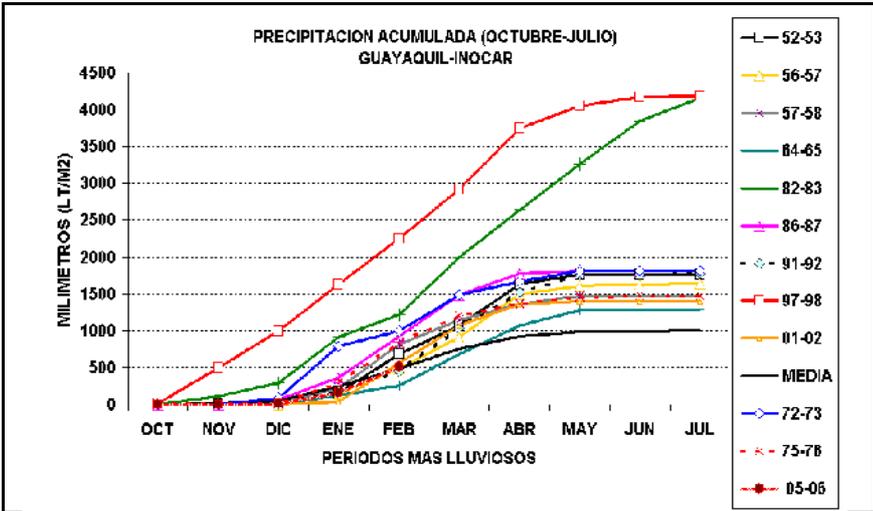


Figura 2. Precipitación Acumulada Guayaquil, Periodos desde 1952-1953 hasta 2005-2006

DATOS METEREOLÓGICOS

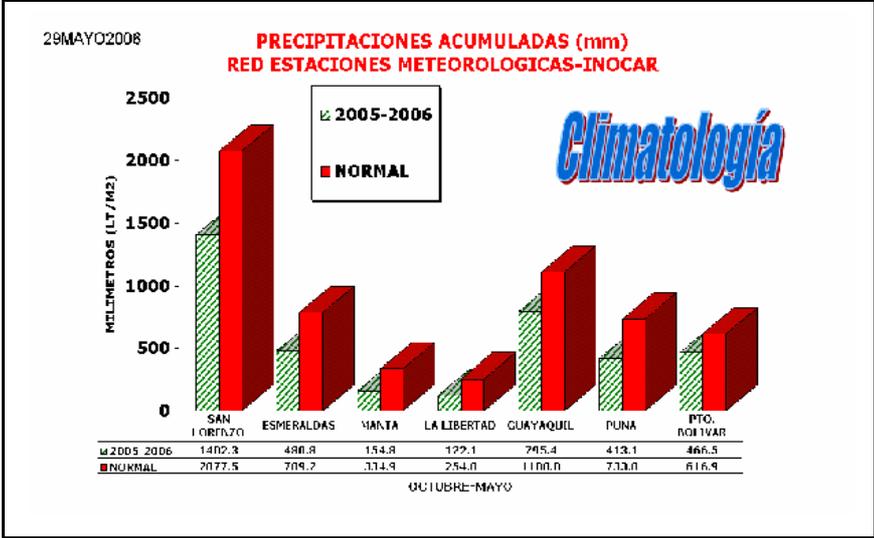


Figura 3. Precipitaciones Acumuladas Red Estaciones Meteorológicas, Periodo 2005-2006

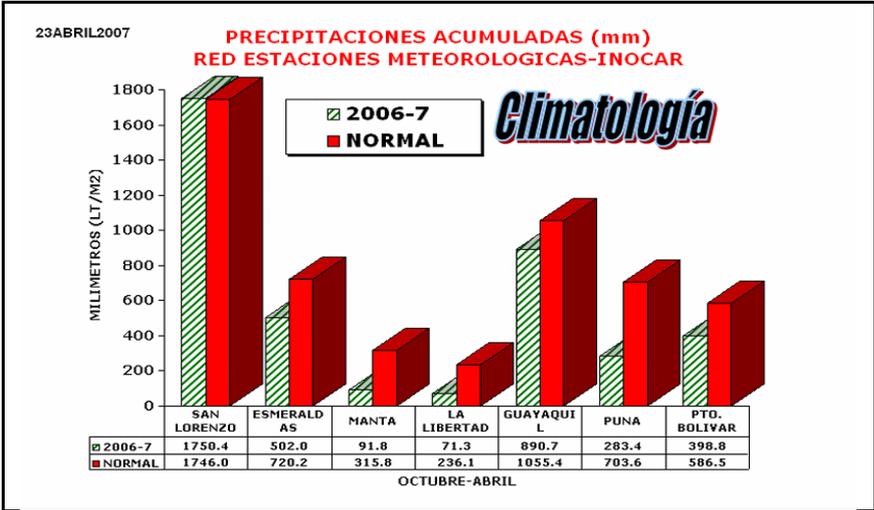


Figura 4. Precipitaciones Acumuladas Red Estaciones Meteorológicas, Periodo 2006-2007

ANEXO D: Ensayor de Laboratorio

MUESTRAS



Talud de Extracción Lutita



Muestra Alterada de Lutita



Muestras previo Ensayo

ENSAYOS DE LABORATORIO



Muestras luego de la molienda



Ensayo de Límites de Plasticidad, Casagrande

ENSAYOS DE LABORATORIO



Molienda del Material, Trituradora de Mandíbulas



Resultado de la Trituradora de Mandíbulas



Molino de Discos

ENSAYOS DE LABORATORIO



Ensayo de Gravedad Especifica



Ensayo de Gravedad Especifica, Peso de Matraz



Muestras secas luego de Gravedad Especifica

ENSAYOS DE LABORATORIO



Testigo extraído de la roca de Arenisca



Prueba de Compresión Simple, Cilindro A y Cilindro C



Detalle de Cilindro C luego de Ensayo Compresión

ENSAYOS DE LABORATORIO



Extracción de la muestra inalterada



Detalle de la Extracción de la Muestra Inalterada

ENSAYOS DE LABORATORIO



Ensayos de Saturación, Muestras Alteradas



Ensayos de Saturación, Lutita 20 minutos sumergida



Muestra de Lutita luego de extracción de Agua



ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

GRAVEDAD ESPECIFICA

PROYECTO: Tesis MAGM Fecha: 28/08/07
 MUESTRA: Abscisa 6+300
 BANCO: _____ POZO: _____ PROF.: _____
 IDENTIFICACION DE LAB. _____

Matraz No.	4	1		
Wmws (grs)	710.2	706		
Temperatura	29	29		
Wmw	681.4	677.15		
Wms	233.7	229.5		
Wm	183.7	179.57		
Ws = Wms - Wm	50	49.93		
Ws + Wmw - Wmws	21.20	21.08		
Gs	2.36	2.37		

- Wm = Peso del Matraz antes de agregar los sólidos
- Wms = Peso del Matraz después de agregar los sólidos
- Wmws = Peso del Matraz + Agua + Muestra a t°
- Wmw = Peso del Matraz + Agua + t° (de la curva de Calibración)
- Ws = Peso del suelo seco
- Gs = Densidad de sólidos = $\frac{Ws}{Ws + Wmw - Wmws}$
- Gs (Prom.) =

OBSERVACIONES: V_{mat.} = 500 ml, W_{seca 1} = , W_{seca 4} =

LABORATORISTA

JEFE DE LABORATORIO



ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

GRAVEDAD ESPECIFICA

PROYECTO: Tesis: MAGM Fecha: 17/08/07
 MUESTRA: Cerecita (D) (Limo) #2
 BANCO: _____ POZO: _____ PROF.: _____
 IDENTIFICACION DE LAB. _____

Matraz No.	6	7		
Wmws (grs)	714	713.45		
Temperatura	29.7°	29.7°		
Wmw	50+179.52 684.1	683.3		
Wms	236.1	236.3		
Wm	186.4	185.7		
Ws = Wms - Wm	48.9 49.7	49.8 50.6		
Ws + Wmw - Wmws	19.8	20.45	19	19.65
Gs	2.51	2.47	2.57	2.53

Wm = Peso del Matraz antes de agregar los sólidos
 Wms = Peso del Matraz después de agregar los sólidos
 Wmws = Peso del Matraz + Agua + Muestra a t°
 Wmw = Peso del Matraz + Agua + t° (de la curva de Calibración)
 Ws = Peso del suelo seco
 Gs = Densidad de sólidos = $\frac{Ws}{Ws + Wmw - Wmws}$
 Gs (Prom.) =

OBSERVACIONES: Pinómetro 500 ml W_{s6} = 48.9g, W_{s7} = 49.8g

LABORATORISTA

JEFE DE LABORATORIO

Muestra No. 3



ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

GRAVEDAD ESPECIFICA

PROYECTO: Tesis: MAGM Fecha: 20/08/09
 MUESTRA: Cerecda (Lotita) Iza
 BANCO: _____ POZO: _____ PROF.: _____
 IDENTIFICACION DE LAB. _____

Matraz No.	5	6		
Wmws (grs)	718.5	713.45-5		
Temperatura	29	29		
Wmw	689.1	684.1		
Wms	241.16	236.23		
Wm	191.15	186.23		
Ws = Wms - Wm	50.01	50		
Ws + Wmw - Wmws	20.61	20.65		
Gs	2.43	2.42		

- Wm = Peso del Matraz antes de agregar los sólidos
- Wms = Peso del Matraz después de agregar los sólidos
- Wmws = Peso del Matraz + Agua + Muestra a t°
- Wmw = Peso del Matraz + Agua + t° (de la curva de Calibración)
- Ws = Peso del suelo seco
- Gs = Densidad de sólidos = $\frac{Ws}{Ws + Wmw - Wmws}$
- Gs (Prom.) =

OBSERVACIONES: Matraz 500 ml, Ws5 = 49.3g, Ws6 = 49.1g

LABORATORISTA

JEFE DE LABORATORIO



ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

GRAVEDAD ESPECIFICA

Muestra No 4

PROYECTO: Tesis: MAGM Fecha: 17/08/07
 MUESTRA: Progreso: 16+560 y 16+540
 BANCO: _____ POZO: _____ PROF.: _____
 IDENTIFICACION DE LAB. _____

Matraz No.	5	1		4	3
Wmws (grs)	719.3 ±0.2	705.1		711.2	644.6
Temperatura	29.7°	29.		29	29°
Wmw	689.1	677.15		681.4	615.4
Wms	241.3	229.50		234.70	167.76
Wm	191.2	179.58		184.0	117.77
Ws = Wms - Wm	50.1	49.92		50.7	49.99
Ws + Wmw - Wmws	19.9	21.97		20.9	20.79
Gs	2.517	2.27		2.42	2.40

- Wm = Peso del Matraz antes de agregar los sólidos ✓
- Wms = Peso del Matraz después de agregar los sólidos ✓
- Wmws = Peso del Matraz + Agua + Muestra a t°
- Wmw = Peso del Matraz + Agua + t° (de la curva de Calibración)
- Ws = Peso del suelo seco
- Gs = Densidad de sólidos = $\frac{Ws}{Ws + Wmw - Wmws}$
- Gs (Prom.) =

OBSERVACIONES: Pienómetro 500 ml $W_{s5} = 49.55g$, $W_{s1} = 48.8g$,
 $W_{s4} = 48.5g$, $W_{s3} = 49.8g$

LABORATORISTA

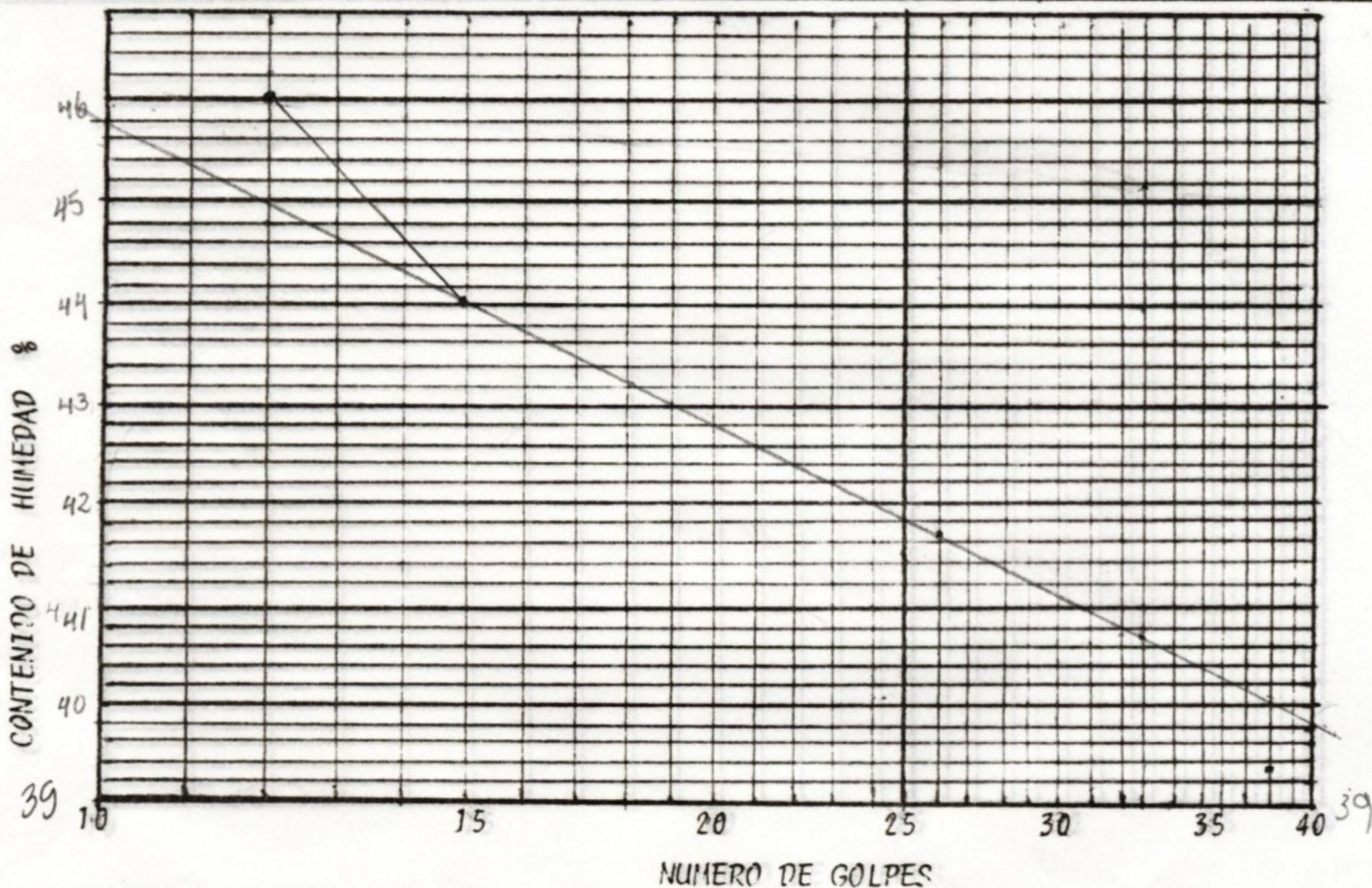
JEFE DE LABORATORIO

ENSAVO DE LIMITES LIQUIDO Y PLASTICO

PROYECTO : Tesis: María Auxiliadora García Mordán Fecha: 15/08/07
Perforación : Progreso Muestra: 313 Profundidad :

LIMITE LIQUIDO

Recipiente No.	116	16	304	312	124
Recipiente + peso húmedo, gr.	24.84	21.98	23.74	18.8	23.16
Recipiente + peso seco, gr.	18.9	17.1	18.5	15.16	18.32
Agua w gr.	5.94	4.88	5.24	3.64	4.84
Recipiente gr.	6.05	6.02	5.92	6.21	6.02
Peso seco WS gr.	12.85	11.08	12.58	8.95	12.3
Contenido de humedad- w %	46	44.04	41.65	40.67	39.35
Número de golpes	12	15	26	33	38



LIMITE PLASTICO

Recipiente No.	A-56	H-48	4	Humedad Natural
Rec. + Peso húmedo gr.	23.8	13	22.8	
Rec. + Peso seco gr.	23.40	12.48	22.11	
Agua w gr.	0.4	0.52	0.69	
Recipiente gr.	21.34	9.94	18.9	
Peso seco WS gr.	1.096	2.54	3.21	
Contenido de humedad w %	36.496	20.47	21.49	
Límite Plástico				

WL = 41.80 %

WP = 20.98 %

IP = 20.82 %

SÍMBOLO DE LA CARTA DE PLASTICIDAD

CL,
Arcilla inorgánica, limosa
plasticidad baja

Operador: _____ Calculado por: _____ Verificado por: _____

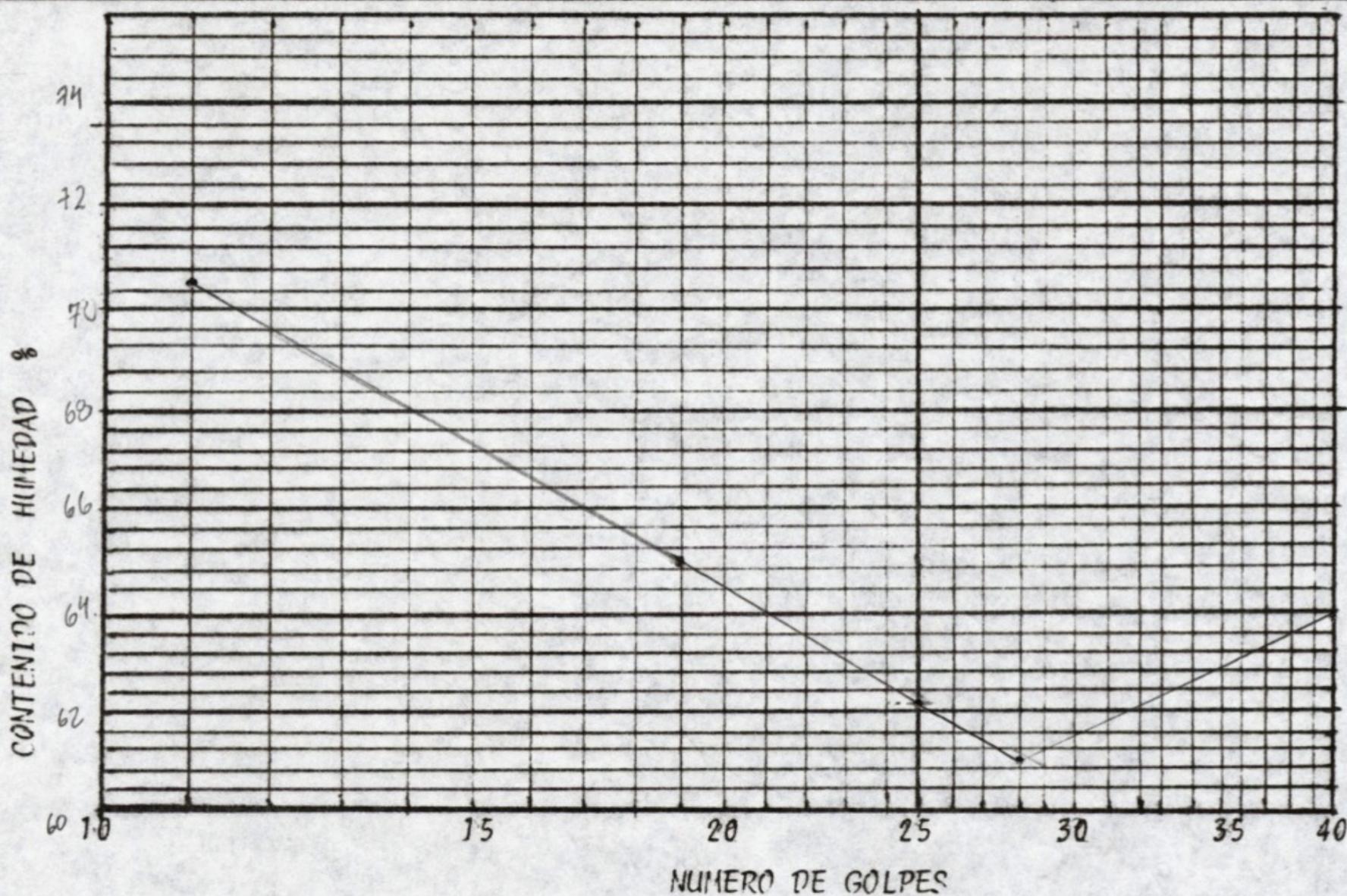


ENSAJO DE LIMITES LIQUIDO Y PLASTICO

PROYECTO : Tesis: Ma Auxiliadora Garcia Moran
Perforación : Bohío Muestra: 315 Profundidad : 15/08/07

LIMITE LIQUIDO

Recipiente No.	20	135	308	210	7
Recipiente + peso húmedo, gr.	25.37	21.84	25.5	25.2	21.29
Recipiente + peso seco, gr.	17.39	15.72	18.18	17.97	15.80
Agua w gr.	7.98	6.12	7.32	7.23	5.49
Recipiente gr.	6.07	6.29	6.40	6.09	6.16
Peso seco WS gr.	11.32	9.43	11.78	11.88	9.64
Contenido de humedad- w %	70.49	64.9	62.14	60.86	63.9
Número de golpes	11	13	25	28	40



LIMITE PLASTICO

Recipiente No.	507	37	113	Humedad Natural
Rec. + Peso húmedo gr.	22.7	22.38	15.20	
Rec. + Peso seco gr.	22.19	21.90	14.57	
Agua w gr.	0.51	0.48	0.63	
Recipiente gr.	19.77	19.45	11.34	
Peso seco WS gr.	2.42	2.45	3.23	
Contenido de humedad w %	21.07	19.59	19.5	
Límite Plástico				20.05

$WL = 62.14 \%$

$WP = 20.05 \%$

$IP = 42.08 \%$

SIMBOLO DE LA CARTA DE PLASTICIDAD

CH
Arcilla inorgánica

Operador: _____ Calculado por: MAGM Verificado por: _____

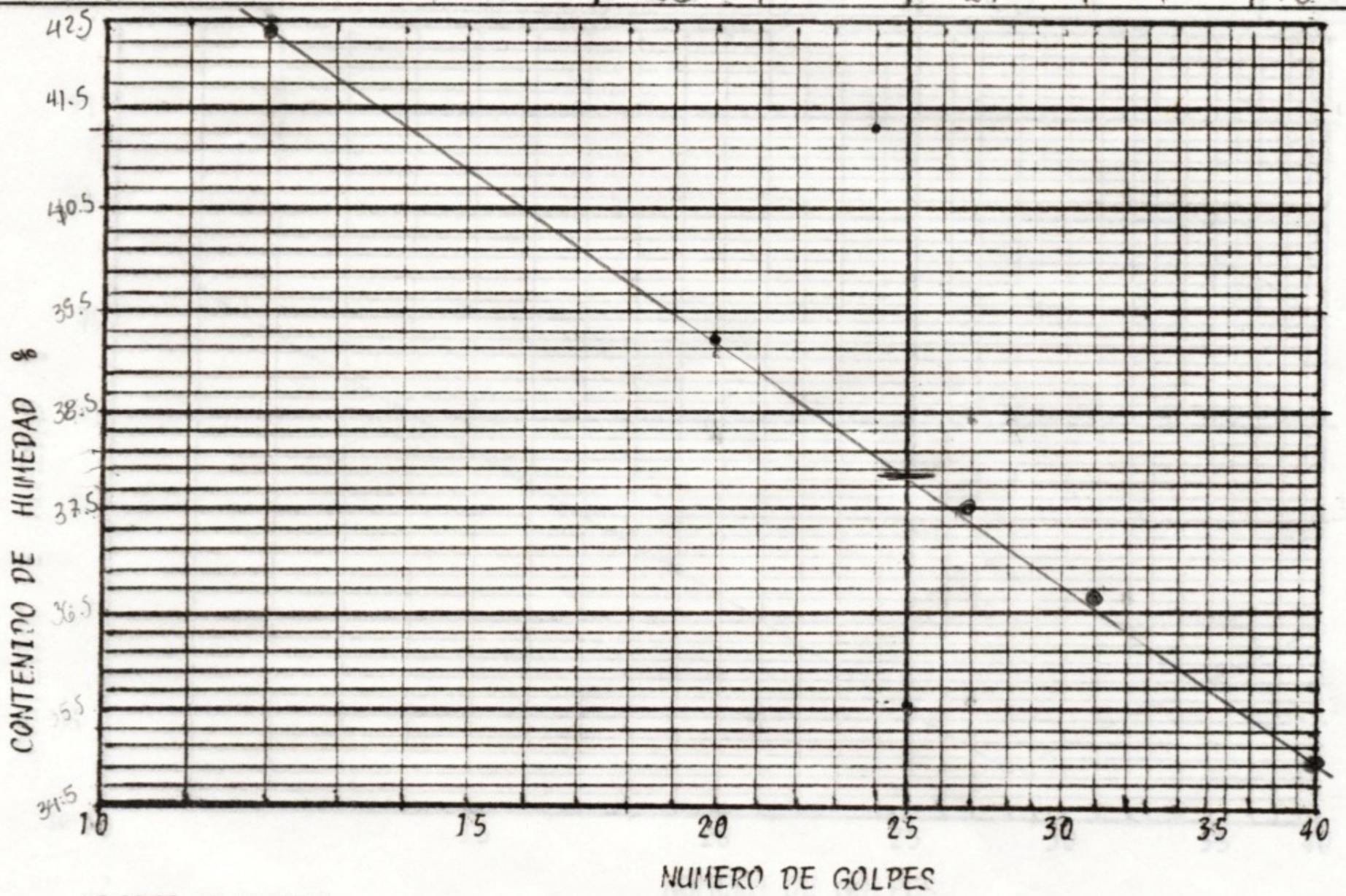


ENSAJO DE LIMITES LIQUIDO Y PLASTICO

PROYECTO: Tesis: Ma Auxiliadora García M Fecha: 15/08/07
Perforación: Cevata (Derecha) Muestra: # 314 Profundidad: _____

LIMITE LIQUIDO

15	Recipiente No.	166	122	62	220	101
16.9	Recipiente + peso húmedo, gr.	26.93	22.96	24.47	25.47	27.03
13.6	Recipiente + peso seco, gr.	20.67	18.22	21.65	20.21	21.62
3.3	Agua w gr.	6.26	4.74	5.82	5.21	5.41
5.95	Recipiente gr.	5.90	6.24	6.13	5.98	6.11
7.65	Peso seco WS gr.	14.77	12.1	15.52	14.23	15.51
43.13	Contenido de humedad- w %	42.38	39.17	37.5	36.61	34.88
17	Número de golpes	12	20	27	31	40



LIMITE PLASTICO

Recipiente No.	5	129	2	Humedad Natural
Rec. + Peso húmedo gr.	9.53	8.43	8.89	
Rec. + Peso seco gr.	8.94	8.05	8.43	
Agua w gr.	0.59	0.38	0.43	
Recipiente gr.	6.32	6.15	6.26	
Peso seco WS gr.	2.62	1.9	2.17	
Contenido de humedad w %	22.52	20	19.81	
Límite Plástico				

WL = 37.8 %
WP = 20.78 %
IP = 17.02 %

SÍMBOLO DE LA CARTA DE PLASTICIDAD
CL
Arcilla inorgánica
Baja Plasticidad

Operador: Ingeniero García Calculado por: MAGM Verificado por: _____

BIBLIOGRAFIA

1. ACOSTA JORGE, Tectónica de placas y amenazas de origen geológico, CLIRSEN
2. BIBLIOTECA CENTRO TECNICO DEL HORMIGÓN, “Suelo – Cemento: Su aplicación en la Construcción”, Bouwncentrum, Argentina, 1976
3. CHÁVEZ MONCAYO M. A., Estudios y Diseños para Estabilizar el cerro de km. 3+000 de la Vía Terminal Pascuales, Guayaquil, Ecuador, 2004.
- 3^a. CHÁVEZ MONCAYO M. A., Impactos del Fenómeno el Niño 1997-98 en Sistema Montañoso de la Costa Ecuatoriana, Primer Congreso Mundial de la Geodinámica de las Áreas Montañosas, Paris y Chanberry, Francia, agosto 2000.

- 3^b. CHÁVEZ MONCAYO M. A., Informe Geotécnico sobre los deslizamientos ocurridos en las localidades de Portoviejo, Montecristi, 24 de Mayo, vía 24 de Mayo-Noboa, Chone, Vía Tosagua-Bahía, Bahía de Caráquez, Vía Bahía-San Clemente, Puerto López. COPEFEN Unidad Técnica de Evaluación, 2002.
- 3^c. CHÁVEZ MONCAYO M. A., Estudios y Diseños para estabilizar los taludes inestables del proyecto Centro Nacional de Investigaciones Marinas (CENAIM). Revista Tecnológica ESPOL Guayaquil, Ecuador 1994.
4. EMPRESA DE TELECOMUNICACIONES, AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO, Planes Maestros de Agua Potable y Saneamiento de Cuenca – Fase II, Informe Ambiental, Control de Erosión, Cuenca, Ecuador, 2006.
5. GAVILANEZ HERNÁN, Curso de Explotación de Canteras: Parámetros Geotécnicos y Estabilidad de Taludes, Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, AIME, www.aime.org, 2006.
6. HERRERA RODRÍGUEZ FERNANDO, Geotecnia 2000, Análisis de Estabilidad de Taludes, Madrid, España, 2000

7. HIDROPAVER, Estudios de Evaluación e Ingeniería Definitivos de la Carretera Chongón Cerecita Progreso ubicada en la Provincia del Guayas, Quito, Ecuador, Julio del 2001.
8. http://es.wikipedia.org/wiki/M%C3%A9todo_racional_%28hidrolog%C3%ADa%29.
9. <http://intranet.sika.es:8020/sikap-web/proyectado.pdf>
10. http://www.sagarpa.gob.mx/desarrollorural/apoyos_dir/files/Archivos%20de%20Apoyo%20al%20Curso/ARCHIVOS%20PDF/09.pdf
11. MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS, Normas de Diseño Geométrico de Carreteras, Ecuador, 2003
12. MINISTERIO DE TRANSPORTE, INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS, Manual para la inspección Visual de Obras de Estabilización, Estudio e Investigación del Estado actual de las Obras de la Red Nacional de Carreteras, Universidad Nacional de Colombia, Colombia, 2006

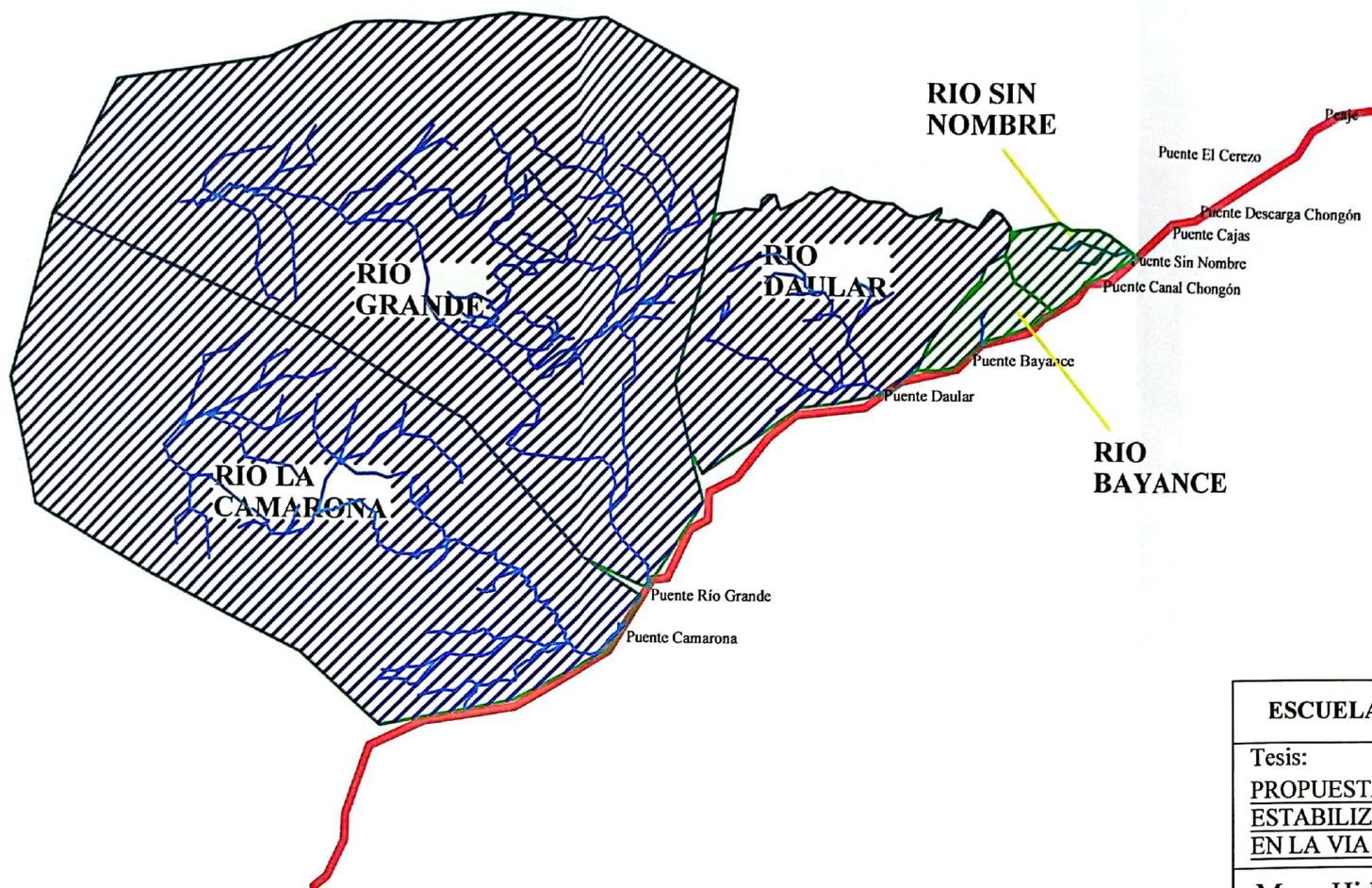
13. MORALES Y MONROY RAFAEL, Muros, Taludes y Terraplenes de Suelo Reforzado: Control de Erosión, Universidad Autónoma de México, México, 2005
14. NÚÑEZ DEL ARCO EUGENIO, Geología del Ecuador, Escuela Superior Politécnica del Litoral. Ecuador, 2003
15. PERRI GIANFRANCO, Prevención y Técnicas de Estabilización de Taludes, Memorias del I Simposio Panamericano de Deslizamientos de Tierra, Volumen II, Página 88 a 95, Guayaquil, Ecuador, 1994.
16. RICO A. y DEL CASTILLO H., Mecánica de Suelos Aplicada a Vías Terrestres, Vol. 1 y 2, Editorial Limusa, México, 1980
17. SUÁREZ DÍAZ JAIME, Mecanismos de Activación de Deslizamientos en Ambientes Tropicales, Memorias del I Simposio Panamericano de Deslizamientos de Tierra, Volumen I, Página 107 a 145, Guayaquil, Ecuador, 1994.
18. www.eic.ucr.ac.cr/cursos/ic0809/cap04_taludes.pdf
19. www.eic.ucr.ac.cr/cursos/ic0809/cap12_taludes.pdf

20. [www.plata.uda.cl/Apuntes%20Geolog%EDa%20Ambiente%20e%F3lo
co.html](http://www.plata.uda.cl/Apuntes%20Geolog%EDa%20Ambiente%20e%F3lo%20co.html)

21. www.rlc.fao.org

22. www.santacruz.gov.ar (Dirección de Conservación de Suelos, Consejo Agrario Provincial).

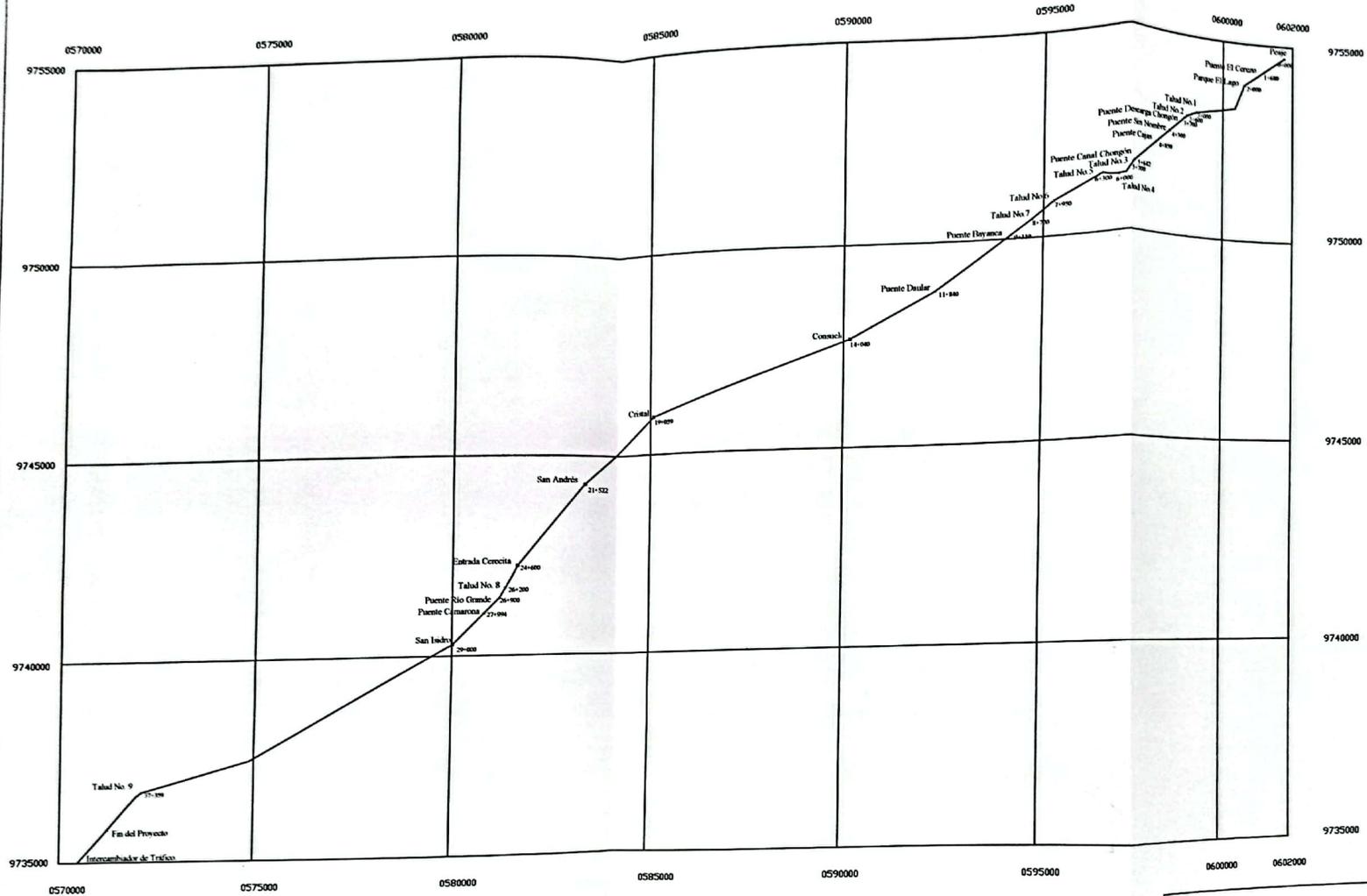
23. www.ucn.cl/FacultadesInstitutos/laboratorio/proyectadoT8.htm



SIMBOLOGÍA

- Eje de la Vía
- Límite de la Cuenca
- Cuenca superior a 5 hectáreas
- Cuenca inferior a 5 hectáreas

ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL			
Tesis:			
PROPUESTAS DE SOLUCIONES TÉCNICAS PARA LA ESTABILIZACION DE LOS TALUDES DE ROCA BLANDA EN LA VIA GUAYAQUIL - PROGRESO			
Mapa Hidrológico de la Vía Chongón - Progreso, Abscisa 0+000 a 44+000			
Escala: 1:125.000	Dibujado por: Ma. Auxiliadora García M.	Director de Tesis: Ing. Miguel Angel Chávez	Hoja 1/1



SIMBOLOGÍA

- Eje de la Vía
- ◻ Población o Recinto
- Inicio / Fin del Proyecto

ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL

Tesis:
PROPUESTAS DE SOLUCIONES TÉCNICAS PARA LA ESTABILIZACION DE LOS TALUDES DE ROCA BLANDA EN LA VIA GUAYAQUIL - PROGRESO

**Vía Chongón - Progreso,
 Abscisa 0+000 a 44+000**

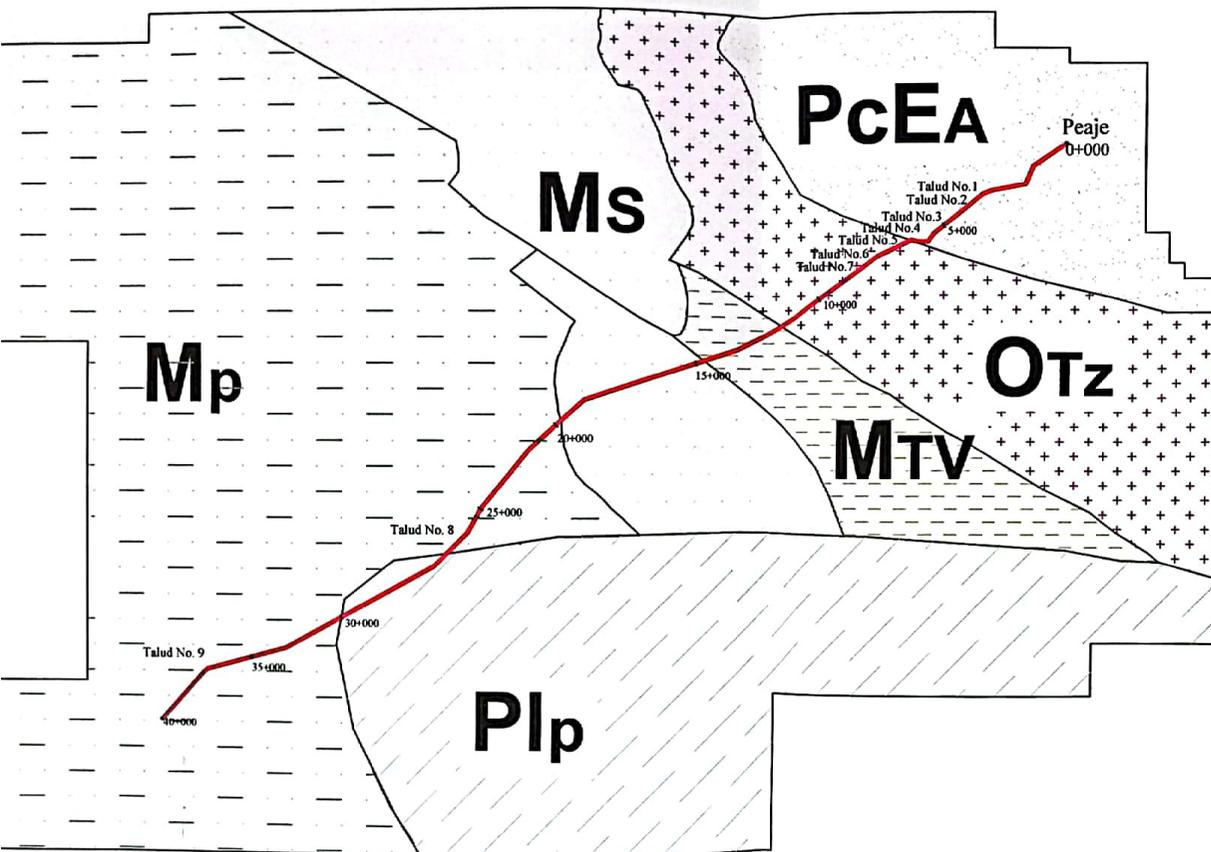
Escala: 1:125.000	Dibujado por: Ma. Auxiliadora García M.	Director de Tesis: Ing. Miguel Angel Chávez	Hoja 1/1
----------------------	---	---	-------------

LEYENDA ESTRATIGRAFICA

	Fm. Progreso (500 - 2700 m) Areniscas, limolitas, lutitas
	Fm. Subibaja (1000 m) Limolitas calcáreas
Fm. Tosagua	
	Mbros. Dos Bocas → Villingota (0 - 2000 m) Lutitas blancas → chocolates
	Mbro. Zapotal (0 - 1100 m) Congloms, areniscas tobáceas, lutitas
	Gpo. Azúcar (3000 m) Lutitas, areniscas, conglomerados
	Formación Puná (1300 m) Lutitas, arenas, arcillas

SIMBOLOGÍA

	Limite de Cuenca
	Eje de la Vía
	Contacto



ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL

Tesis:
PROPUESTAS DE SOLUCIONES TÉCNICAS PARA LA ESTABILIZACION DE LOS TALUDES DE ROCA BLANDA EN LA VIA GUAYAQUIL - PROGRESO

Mapa Geológico Vía Chongón - Progreso,
Abscisa 0+000 a 44+000

Escala: 1:200.000	Dibujado por: Ma. Auxiliadora García M.	Director de Tesis: Ing. Miguel Angel Chávez	Hoja 1/1
----------------------	---	---	-------------