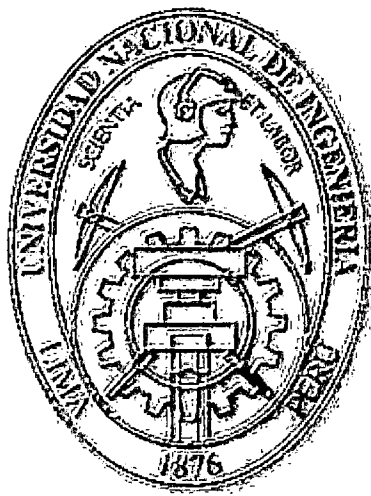


UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



**“CONTROL DE EROSIÓN EN OBRAS DE DRENAJE
TRANSVERSAL DE CARRETERAS UBICADAS EN
ZONAS ANDINAS”**

TOMO 1

TESIS

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

JACQUELINE MARLENI BARRETO ATOC

Lima, Febrero del 2004

Digitalizado por:

Consortio Digital del
Conocimiento MebLatam,
Hemisferio y Dalse

*A mis padres por brindarme amor, comprensión,
apoyo y por aprender de ellos la perseverancia
para lograr cumplir mis anhelos.*

*A mis hermanos por todos los momentos
hermosos vividos.*

AGRADECIMIENTOS

Primeramente, gracias a Dios por poner en mi camino a tantas personas, quienes han contribuido de forma significativa a este trabajo y a mi vida.

Al Ing. Alfredo Mansen Valderrama, asesor de esta Tesis, por su paciencia, apoyo, dirección y por brindarme su amistad.

A la Ingeniera Elsa Minaya Espinoza, por su apoyo y su amistad incondicional.

Al Dr. Julio Kuroiwa Zevallos, por su amistad, respeto y por su enseñanza en todo este proceso

A todos mis amigos que siempre me han apoyado y brindado su cariño.

“CONTROL DE EROSIÓN EN OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL DE CARRETERAS UBICADAS EN ZONAS ANDINAS”

INDICE

CAPÍTULO 1	GENERALIDADES	1
1.1	INTRODUCCIÓN.....	1
1.2	OBJETIVOS.....	3
CAPÍTULO 2	FUNDAMENTO TEÓRICO DE DRENAJE EN CARRETERA.....	4
2.1	INTRODUCCIÓN.....	4
2.2	CLASIFICACIÓN DEL SISTEMA DE DRENAJE.....	5
2.2.1	DRENAJE DEL FLUJO SUPERFICIAL	5
2.2.1.1	Sistema de Drenaje Longitudinal.....	5
	A. Estructuras Tipo Cuneta	6
	B. Estructura Tipo Bordillo.....	9
2.2.1.2	Sistema de Drenaje Transversal.....	10
2.2.1.3	Sistema de Drenaje en Taludes.....	11
	A. Introducción.....	11
	B. Caudal de Escorrentía.....	12
	C. Obras de Drenaje en Taludes.....	13
2.2.2	DRENAJE DEL FLUJO SUBSUPERFICIAL	15
2.2.2.1	Introducción.....	15
2.2.2.2	Subdrenaje en Carreteras	17
2.2.2.3	Agua Subterránea	18
2.2.2.4	Métodos de Subdrenaje en Vías Terrestres.....	22
	A. Capas Permeables en Pavimentos.....	23
	B. Drenes Longitudinales de Zanja.....	25
	C. Drenes de Penetración Transversal.....	27
	D. Pozos de Alivio.....	28
	E. Capas Permeables Profundas con Remoción de Material.....	29
	F. Trincheras Estabilizadoras.....	30
	G. Galerías Filtrantes.....	30

2.3	DRENAJE TRANSVERSAL EN CARRETERA.....	31
2.3.1	ALCANTARILLAS	32
2.3.1.1	Clasificación de Alcantarillas.....	32
2.3.1.2	Ubicación y Largo de las Alcantarillas.....	34
A.	Principios para la Ubicación de las Alcantarillas.....	34
B.	Alineación	35
C.	Pendiente	35
D.	Largo de la Alcantarilla	36
2.3.1.3	Criterios de Diseño en las Alcantarillas.....	36
A.	Procedimiento para la Selección del Tamaño de una Alcantarilla.....	36
B.	Condiciones de una Buena Alcantarilla.....	37
2.3.1.4	Características del Flujo y Variables de Diseño	38
2.3.1.5	Características de la Entrada y Salida de las Alcantarillas.....	41
2.3.2	BADENES.....	43
2.3.3	PUENTES	48
2.3.3.1	Ubicación de los Puentes.....	48
CAPÍTULO 3	FUNDAMENTO TEÓRICO DE EROSIÓN Y ESTABILIDAD DE QUEBRADAS EN CARRETERAS	50
3.1	EROSIÓN.....	50
3.1.1	INTRODUCCIÓN.....	50
3.1.2	EROSIÓN HÍDRICA DE LOS SUELOS Y SU IMPORTANCIA.....	50
3.1.2.1	Tipos de Erosión Hídrica.....	51
A.	Erosión por Impacto de las Gotas de Lluvia.....	51
B.	Erosión Laminar.....	51
C.	Erosión en Surco.....	52
D.	Erosión en Torrenteras (Cárcavas)	53
E.	Erosión Fluvial	54
3.1.2.2	Influencia del Hombre en los Procesos de Erosión.....	55
3.1.2.3	Por que es Perjudicial la Remoción del Suelo	55
3.1.2.4	Importancia de los Métodos de Cuantificación y de los Criterios de Cálculo.....	55
3.1.3	EROSIÓN EN EL PERU.....	56
3.1.3.1	Erosión de Suelos en el Perú	56
A.	Erosión Severa en la Sierra.....	57
B.	Unidades de Erosión.....	57
C.	Conclusiones y Recomendaciones.....	59
3.1.3.2	Erosión de Cuencas	60
3.1.4	EROSIÓN DE CAUCES FLUVIALES.....	62
3.1.4.1	El Fenómeno de la Erosión.....	62
3.1.4.2	Origen de la Erosión de los Cauces Fluviales.....	64
3.1.4.3	Aspectos Hidrológicos e Hidráulicos en las Cuencas	67
3.1.5	EROSIÓN LOCAL EN OBRAS HIDRÁULICAS.....	78
3.1.5.1	Erosión Local	78
A.	Mecanismos de Erosión Local.....	79
B.	Evaluación de la Erosión Local	81

3.2	ESTABILIDAD DE QUEBRADAS EN CARRETERAS	86
3.2.1	INTRODUCCIÓN.....	86
3.2.1.1	Propósito.....	86
3.2.1.2	Factores que Afectan la Estabilidad de la Quebrada.....	86
3.2.1.3	Metodología de Análisis.....	87
3.2.2	PRINCIPIOS Y FACTORES GEOMORFOLÓGICOS.....	87
3.2.2.1	Evolución del Relieve del Terreno	88
3.2.2.2	Factores Geomorfológicos que Afectan la Estabilidad de la Quebrada	89
A.	Tamaño de la Quebrada.....	91
B.	Tipo de Flujo	91
C.	Material del Lecho.....	91
D.	Configuración del Valle.....	92
E.	Terreno de Inundación.....	93
F.	Diques Naturales	94
G.	Aparente Encajonamiento del Cauce.....	94
H.	Frontera del Cauce y Vegetación.....	94
I.	Sinuosidad.....	97
H.	Quebradas Ramificadas	99
I.	Variabilidad del Ancho y Desarrollo de los Depósitos (Dunas)	99
3.2.3	PRINCIPIOS Y FACTORES HIDRÁULICOS.....	100
3.2.3.1	Principios Hidráulicos Básicos	100
3.2.3.2	Factores Hidráulicos que Afectan la Estabilidad de la Quebrada	100
A.	Magnitud y Frecuencia de las Inundaciones.....	101
B.	Configuración del Lecho en Quebradas de Lecho Arenoso.....	101
C.	Resistencia al Flujo.....	102
D.	Perfil del Nivel del Flujo	105
3.2.3.3	Geometría y Ubicación de la Estructura de Cruce Entre la Quebrada y la Carretera.....	105
3.2.4	CLASIFICACIÓN Y RESPUESTA DEL CAUCE	105
3.2.4.1	Clasificación de Cauces.....	105
3.2.4.2	Evaluación Cualitativa de la Respuesta del Cauce	107
A.	Relación Lane y Otros Conceptos Geomorfológicos.....	107
B.	Reacción Compleja.....	109
3.2.4.3	Rápida Evaluación de la Estabilidad de la Quebrada.....	110

CAPÍTULO 4 CLASIFICACIÓN PROPUESTA DE EROSIONES TÍPICAS EN OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL DE CARRETERAS UBICADAS EN ZONAS ANDINAS.. 115

4.1	FACTORES A SER TOMADOS EN CUENTA EN LA EROSIÓN DE OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL.....	115
4.1.1	ANÁLISIS HIDROLÓGICO	115
4.1.1.1	Factores que Afectan el Flujo de Escorrentía	115
A.	Características Físicas.....	116
B.	Características Específicas del Lugar	118
C.	Características Meteorológicas	118
4.1.2	ANÁLISIS HIDRÁULICO.....	120
4.1.2.1	Perfiles del Flujo en las Proximidades de la Estructura de Drenaje Transversal Ubicada en un Cauce	120
4.1.3	ESTABILIDAD DE LA QUEBRADA.....	122

4.1.4	GEOMETRÍA Y UBICACIÓN DE LA ESTRUCTURA DE DRENAJE TRANSVERSAL.....	123
4.1.4.1	Curvas de los Cauces.....	123
4.1.4.2	Problemas en las Confluencias.....	124
4.1.4.3	Efectos del Remanso en el Alineamiento y la Ubicación.....	124
4.1.4.4	Efectos del Perfil de la Carretera.....	126
4.1.4.5	Principios para la Ubicación de las Alcantarillas.....	128
A.	Alineación.....	128
B.	Pendiente.....	130
4.1.5	CARACTERÍSTICAS DE LAS ESTRUCTURAS DE ENTRADA Y SALIDA DE LAS OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL.....	131
4.1.6	INFLUENCIA DE LAS ESTRUCTURAS ADYACENTES.....	131
4.1.7	CARACTERÍSTICAS DEL SISTEMA DE DRENAJE LONGITUDINAL ALREDEDOR DE LAS ESTRUCTURAS DE DRENAJE TRANSVERSAL.....	131
4.1.8	CARACTERÍSTICAS DEL LUGAR DONDE ESTA UBICADA LA ESTRUCTURA.....	132
4.1.8.1	Clima.....	132
4.1.8.2	Características Geológicas.....	132
4.1.8.3	Características del Suelo.....	133
4.1.8.4	Cobertura con Vegetación.....	137
4.1.8.5	Topografía – Pendiente.....	138
4.2	CLASIFICACIÓN PROPUESTA DE EROSIONES TÍPICAS EN OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL DE CARRETERAS UBICADAS EN ZONAS ANDINAS.....	139
4.2.1	EROSIÓN AGUAS ARRIBA DE LA ESTRUCTURA DE DRENAJE TRANSVERSAL.....	139
4.2.1.1	Estructuras Ubicadas en una Quebrada.....	139
A.	Socavación Total.....	139
4.2.1.2	Erosión debido al Flujo Proveniente del Sistema de Drenaje Longitudinal.....	144
4.2.1.3	Erosión del Terraplén cerca al Ingreso de la Estructura de Drenaje Transversal.....	145
4.2.1.4	Estructuras Ubicadas en Cárcavas.....	146
4.2.1.5	Influencia de las Estructuras Adyacentes a la Entrada de la Obra de Drenaje Transversal.....	148
A.	Estructuras que Llevan Flujo de Regadío a la Entrada de la Obra de Drenaje Transversal.....	148
B.	Zanjas de Coronación que Llevan Flujo cerca a la Entrada de la Estructura de Drenaje Transversal.....	149
C.	Erosión Debido al Flujo Proveniente de otra Obra de Drenaje Transversal Ubicada Aguas Arriba (Sistema de Estructuras de Drenaje Transversal Conectadas).....	150
4.2.1.6	Presencia de Flujos Subsuperficiales y/o Subterráneos.....	151
4.2.2	EROSIÓN AGUAS ABAJO DE LA ESTRUCTURA DE DRENAJE TRANSVERSAL.....	152
4.2.2.1	Erosión Debido al Flujo Proveniente del Sistema de Drenaje Longitudinal.....	152
4.2.2.2	Erosión del Terraplén cerca de la Salida de la Estructura de Drenaje Transversal.....	153
4.2.2.3	Erosión de la Ribera de río que se Encuentra cerca de la Salida de la Estructura de Drenaje Transversal.....	154
4.2.2.4	Erosión en la Estructura de Salida y en la Protección en la Salida de la Obra de Drenaje Transversal.....	156
A.	Debido a La Ausencia de la Estructura de Protección y la Alta Velocidad del Flujo en la Salida de la Obra de Drenaje Transversal.....	157
B.	Debido a la Inadecuada Selección de la Estructura de Protección.....	161
4.2.2.5	Presencia de Flujos Subsuperficiales y/o Subterráneos.....	162

CAPÍTULO 5	CONTROL DE EROSIÓN EN OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL DE CARRETERAS UBICADAS EN ZONAS ANDINAS	163
5.1	INTRODUCCIÓN	163
5.2	MEDIDAS COMPLEMENTARIAS DEL CONTROL DE EROSIÓN EN CARRETERAS	164
5.2.1	MEDIDAS A TOMAR ANTES DE LA CONSTRUCCIÓN	164
5.2.1.1	Consideraciones en el Planeamiento y Ubicación	164
A.	Identificación de Áreas Sensitivas a la Erosión	164
B.	Coordinación	165
5.2.1.2	Consideraciones Geométricas.....	165
A.	Alineamiento y Pendiente.....	165
5.2.2	MEDIDAS A TOMAR DURANTE LA CONSTRUCCIÓN	166
5.2.2.1	Horario de Operaciones.....	166
5.2.2.2	Control del Área de Trabajo	166
A.	Quebradas en el Área de Trabajo.....	167
B.	Áreas de Desecho	168
C.	Medidas Temporales.....	168
D.	Medidas Permanentes	172
5.2.3	MEDIDAS A TOMAR LUEGO DE LA CONSTRUCCIÓN	174
5.2.4	INVESTIGACIÓN Y DESARROLLO.....	176
5.3	SELECCIÓN DE LAS MEDIDAS DE CONTROL DE EROSION CON RESPECTO A LA CLASIFICACIÓN PROPUESTA EN LAS OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL.....	177
5.3.1	SELECCIÓN DE LAS MEDIDAS DE CONTROL AGUAS ARRIBA DE LA ESTRUCTURA DE DRENAJE TRANSVERSAL.....	178
5.3.1.1	Estructuras de Drenaje Transversal Ubicadas en una Quebrada.....	178
A.	Manejo del Flujo de Escombros	178
B.	Degradación o Agradación en Grandes Términos	186
C.	Socavación por Contracción	188
D.	Socavación Local.....	189
E.	Movimiento Lateral de la Quebrada	191
5.3.1.2	Flujo Proveniente del Sistema de Drenaje Longitudinal.....	191
A.	Cuando no hay un Sistema de Drenaje Longitudinal Adecuado cerca de la Estructura de Drenaje Transversal	191
B.	Entrega del Flujo del Sistema de Drenaje Longitudinal cerca a la Estructura de Drenaje Transversal en forma Desordenada.....	191
5.3.1.3	Terraplén cerca al Ingreso de la Estructura de Drenaje Transversal	192
5.3.1.4	Estructuras Ubicadas en Cárcavas	195
5.3.1.5	Influencia de las Estructuras Adyacentes a la Entrada de la Obra de Drenaje Transversal	196
A.	Estructuras que Llevan Flujo de Regadío a la Obra de Drenaje Transversal	196
B.	Zanjas de Coronación que Llevan Flujo en las Proximidades a la Entrada de la Estructura de Drenaje Transversal	196
C.	Flujo Proveniente de otra obra de Drenaje Transversal Ubicada Aguas Arriba (Sistema de Estructuras de Drenaje Transversal Conectadas).....	196
5.3.1.6	Presencia de Flujos Subsuperficiales y/o Subterráneo.....	197

5.3.2	SELECCIÓN DE LAS MEDIDAS DE CONTROL AGUAS ABAJO DE LA ESTRUCTURA DE DRENAJE TRANSVERSAL.....	198
5.3.2.1	Flujo Proveniente del Sistema de Drenaje Longitudinal.....	198
5.3.2.2	Terraplén Cerca de la Salida de la Estructura de Drenaje Transversal	198
5.3.2.3	Ribera de Cauce Fluvial (Río) que se Encuentra Cerca de la Salida de la Estructura de Drenaje Transversal.....	198
5.3.2.4	Estructura de Salida y Protección en la Salida de la Obra de Drenaje Transversal	199
A.	Estructura de Salida.....	199
B.	Ausencia de Estructura de Protección y Alta Velocidad del Flujo en la Salida de la Obra de Drenaje Transversal	200
C.	Inadecuada Ubicación de la Estructura de Protección Aguas Abajo de la Obra de Drenaje Transversal.....	201
5.3.2.5	Presencia de Flujos Subsuperficiales y/o Subterráneos	204
5.4	DESCRIPCIÓN DE LAS MEDIDAS DE CONTROL DE EROSIÓN EN LAS ESTRUCTURAS DE DRENAJE TRANSVERSAL	204
5.4.1	REVESTIMIENTO.....	204
5.4.1.1	Introducción.....	204
5.4.1.2	Revestimiento Flexible.....	204
A.	Roca Riprap.....	205
B.	Colchón de Riprap Sujetado con Alambre.....	205
C.	Gaviones.....	206
D.	Colchón de Concreto Articulado	207
E.	Vegetación.....	209
5.4.1.3	Revestimiento Rígido	209
A.	Sacos.....	209
B.	Suelo Cemento.....	210
5.4.2	ESTRUCTURAS DE CONTROL DEL FLUJO.....	211
5.4.2.1	Espigones.....	212
5.4.2.2	Diques Guías	216
5.4.2.3	Diques de Regulación (Check Dam)/ Estructuras de Salto.....	218
5.4.2.4	Diques en la Curva del Cauce (Bendway Weirs).....	221
5.4.2.5	Estructuras que Reducen la Energía del Flujo de Escombros	223
5.4.3	VEGETACIÓN.....	226
5.4.3.1	Introducción.....	226
5.4.3.2	Características de las Plantas y del Suelo Fértil.....	227
5.4.3.3	Efectos Hidrológicos de la Vegetación.....	228
5.4.3.4	Control de Erosión.....	231
5.4.3.5	Efectos Negativos	232
5.4.3.6	Características de las Raíces	232
5.4.3.7	Diseño de Reforestación.....	234
5.4.3.8	Cubierta Vegetal en Cuencas Altoandinas.....	235
5.4.4	BIOINGENIERÍA	238
5.4.4.1	Ingeniería Biotécnica con Respecto a la Estabilidad de Quebrada en Obras de Cruce	238
A.	Apreciación	238
B.	Ventajas y Desventajas de la Ingeniería Biotécnica.....	239
C.	Resumen	240
5.4.4.2	Bioingeniería en Taludes	240
5.4.5	MEDIDAS ESTRUCTURALES Y FORESTALES DE CONTROL DE EROSIÓN DE SUELOS EN VALLES ALTOANDINOS	246
5.4.5.1	Diques para el Control de Cárcavas.....	246
5.4.5.2	Zanjas o Acequias de Infiltración	250
5.4.5.3	Andenes.....	253
5.4.5.4	Barreras Vivas	258
5.4.5.5	La Agroforestería.....	258

5.4.6	DISIPADORES DE ENERGÍA.....	259
5.4.6.1	Generalidades.....	259
5.4.6.2	Resalto o Salto Hidráulico.....	260
A.	Definición del Fenómeno.....	260
B.	Resalto en Canales Rectangulares Horizontales.....	262
C.	Tipos de Resalto.....	263
D.	Características Básicas del Resalto.....	265
E.	Longitud del Resalto.....	268
F.	El Resalto como Disipador de Energía.....	268
G.	Cuenca Disipador de Diseño Generalizado.....	269
5.4.7	ALIVIADERO EN LA SALIDA DE ALCANTARILLA CIRCULAR.....	273
5.4.8	CANALES.....	276
5.4.8.1	Aspectos Generales.....	276
5.4.8.2	Diseño de Canales en Regimen Uniforme.....	277
A.	Características del Flujo Uniforme.....	277
B.	Canales Revestidos o No Erosionables.....	279
C.	Canales Erosionables.....	280
D.	Revestimiento.....	283
E.	Revestimiento con Roca Volteada (Descargada).....	287
5.4.9	USO DE GEOSINTÉTICOS EN LAS OBRAS DE CONTROL DE EROSIÓN.....	289
5.4.9.1	Generalidades.....	289
A.	Familias de los Geosintéticos.....	289
5.4.9.2	Geocompuesto.....	291
A.	Separadores.....	291
CAPÍTULO 6	APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA PROPUESTA PARA EL CONTROL DE EROSIÓN CON EJEMPLOS DE DISEÑOS EN ALGUNAS OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL.....	.295
6.1	ESTRUCTURAS DE DRENAJE TRANSVERSAL EN LA CARRETERA LA OROYA - PTE. MATACHICO.....	295
6.1.1	GENERALIDADES.....	295
6.1.2	INFORMACIÓN BÁSICA.....	295
6.1.2.1	Estudio Geológico – Geotécnico de la Carretera La Oroya - Pte. Matachico.....	296
A.	Introducción.....	296
B.	Descripción Geológica y Geomorfológica.....	296
C.	Geodinámica Externa.....	299
D.	Niveles de Riesgo de los Fenómenos Geodinámicos.....	303
6.1.2.2	Climatología y Meteorología.....	305
6.1.2.3	Estudio Hidrológico.....	307
A.	Introducción.....	307
B.	Análisis Hidrológico.....	308
B.1	Recopilación de la Información Básica.....	308
B.2	Análisis de la Información Pluviométrica e Hidrométrica.....	309
B.3	Descargas de Diseño Para Obras de Cruce en Subcuencas.....	318
6.1.3	DISEÑO HIDRÁULICO.....	325
6.1.3.1	Alcantarilla del Km. 13+327.70.....	325
A.	Evaluación del Comportamiento Hidráulico de la Alcantarilla en Condición Inicial.....	325
B.	Diseño Hidráulico de la Alcantarilla Propuesta.....	327
6.1.3.2	Alcantarilla del Km. 32+854.10.....	329
A.	Evaluación del Comportamiento Hidráulico de la Alcantarilla en Condición Inicial.....	331
B.	Diseño Hidráulico de la Alcantarilla Propuesta.....	332

6.2	ESTRUCTURAS DE DRENAJE TRANSVERSAL EN LA CARRETERA LIMA-CANTA	336
6.2.1	GENERALIDADES	336
6.2.2	INFORMACIÓN BÁSICA	336
6.2.2.1	Estudio Geológico de la Carretera Lima - Canta	337
A.	Introducción.....	337
B.	Drenaje	337
C.	Geomorfología.....	337
D.	Conclusiones y Recomendaciones.....	346
6.2.2.2	Climatología	348
6.2.2.3	Estudio Hidrológico.....	348
A.	Introducción.....	348
B.	Análisis Hidrológico.....	348
B.1	Recopilación de Información Básica	348
B.2	Análisis de la Información Pluviométrica e Hidrométrica.....	349
B.3	Descargas de Diseño para Obras de Cruce en Subcuencas	352
6.2.3	DISEÑO HIDRÁULICO	356
6.2.3.1	Alcantarilla Km. 70+374.71	356
A.	Evaluación del Comportamiento Hidraulico de la Alcantarilla en Condicion Inicial	356
B.	Diseño Hidráulico de la Alcantarilla Propuesta.....	359
6.2.3.2	Badén del Km. 74+359.00.....	361
A.	Evaluación del Comportamiento Hidraulico del Badén en Condición Inicial	361
B.	Diseño Hidráulico del Badén Propuesto	363
 CAPÍTULO 7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		368
 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....		373

ANEXOS

Anexo A	Análisis de Bondad de Ajuste Test de Kolmogorov – Smirnov en Estaciones de la Carretera La Oroya – Pte. Matachico.
Anexo B	Análisis de Bondad de Ajuste Test De Kolmogorov – Smirnov en Estaciones de la Carretera Lima - Canta.
Anexo C	Análisis Hidráulico de Algunas Obras de Drenaje Transversal de la Carretera La Oroya – Pte. Matachico.
Anexo D	Análisis Hidráulico de Algunas Obras de Drenaje Transversal de la Carretera Lima - Canta.
Anexo E	Socavación Aguas Abajo de las Obras de Drenaje Transversal.
Anexo F	Diseño de la Protección con Enrocado Asentado en Concreto en el Badén del Km. 74+359 de la Carretera Lima – Canta.
Anexo G	Diseño del Canal de Protección Aguas Abajo de la Alcantarilla del Km. 13+327.70 de la Carretera La Oroya – Pte. Matachico.
Anexo H	Diseño del Canal de Protección Aguas Abajo de la Alcantarilla del Km. 32+854.10 de la Carretera La Oroya – Pte. Matachico.
Anexo I	Diseño de la Defensa Ribereña como Estructura de Protección en La Salida de la Alcantarilla del Km. 70+374.71 de la Carretera Lima – Canta.
Anexo J	Diseño de la Protección con Diques de Gaviones Aguas Arriba del Badén del Km. 74+359 de la Carretera Lima – Canta.
Anexo K	Diseño del Geotextil.
Anexo L	Estudio de Suelos.
Anexo M	Planos.

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1	Secciones Típicas de Cunetas.....	7
Figura 2.2	Entrega del Flujo de Drenaje Longitudinal a Terreno Natural.....	8
Figura 2.3	Detalle de Zanjas de Coronación para el Control de Aguas Superficiales en un Talud.....	14
Figura 2.4	Formas del Agua Subterránea.....	20
Figura 2.5	Un perfil Geológico que Propicia la Formación de un N.A.F Suspendido.....	21
Figura 2.6	Ejemplos de Formaciones Típicas que Propician el Almacenamiento de Agua en Laderas Naturales.....	22
Figura 2.7	Capas Permeables.....	24
Figura 2.8	Flujo hacia el Talud y la Cama de Corte.....	25
Figura 2.9	Casos de uso de Drenes Longitudinales de Zanja para Abatir el N.A.F.....	26
Figura 2.10	Pozos de Alivio Combinados con Drenes Transversales de Penetración.....	28
Figura 2.11	Remoción de Material Blando y Colocación de una Capa Permeable Bajo Terraplenes.....	29
Figura 2.12	Escurrimiento en Alcantarillas con Control de Entrada.....	39
Figura 2.13	Escurrimiento en Alcantarillas con Control en Salida.....	39
Figura 2.14	Perfil del Badén.....	46
Figura 3.1	Tipos de Erosión.....	51
Figura 3.2	Esquema de la Formación de Surcos de Erosión.....	53
Figura 3.3	Erosión por Afloramiento de Agua Subterránea.....	54
Figura 3.4	Variación de Pendientes durante la Erosión.....	63
Figura 3.5	En el Flujo en una Curva Predomina la Tridimensionalidad; hay un flujo helicoidal. En la margen exterior (cóncava) hay tendencia a la erosión y en la margen interior (convexa) hay tendencia a la sedimentación.....	65
Figura 3.6	Representación Esquemática de un Tramo en Curva Protegido con un Sistema de Espigones.....	66
Figura 3.7	Socavación Local	67
Figura 3.8	Erosión Local Alrededor de la Pila.....	72
Figura 3.9	Erosión Alrededor de Pilas.....	78
Figura 3.10	Representación Esquemática de la Erosión en un Dique.....	79
Figura 3.11	Diferentes Clases de Erosión que Pueden Tener Lugar Aguas Abajo de Estructuras Hidráulicas.....	82
Figura 3.12	El Ciclo de Erosión, Propuesto por W.M.Davis.....	88
Figura 3.13	Evolución del Cauce Encajonado de Inicial Incisión.....	89
Figura 3.14	Factores Geomórficos que Afectan la Estabilidad de la Quebrada (Adaptado de Brice y Blodgett).....	90
Figura 3.15	Diversa Morfología de Abanicos Aluviales.....	93
Figura 3.16	Relativa Resistencia al Flujo en Cauces de Lecho Arenoso (Arcement y Schneider).....	104

Figura 3.17	Sinuosidad Vs. Pendiente con Constante Descarga.....	107
Figura 4.1	Factores Hidráulicos que Afectan la Estabilidad de la Quebrada.....	121
Figura 4.2	Factores de Ubicación que Afectan la Estabilidad de la Quebrada.....	124
Figura 4.3	Efectos del Remanso Asociados con los Tres Tipos de Cruce en la Quebrada.....	125
Figura 4.4	Varios Perfiles de la Carretera.....	127
Figura 4.5	Varias Formas para Lograr la Alineación Correcta de la Alcantarilla.....	129
Figura 4.6	La Pendiente Apropiada de las Alcantarillas es Esencial para el Funcionamiento Seguro de la Estructura.....	130
Figura 4.7	Factores de Ubicación que Influyen en la Socavación por Contracción.....	142
Figura 4.8	Erosión en el Terraplén cerca de la Estructura de Drenaje Transversal Debido al Flujo del Sistema de Drenaje Longitudinal.....	144
Figura 4.9	Erosión que se Presenta en la Zona donde el eje del Trazo de la Carretera se encuentra en Curva Horizontal y en un Punto Bajo.....	146
Figura 4.10	Sistema de Estructuras de Drenaje Transversal que se Encuentran Conectadas.....	151
Figura 4.11	Erosión en la Salida de la Estructura de Drenaje Transversal Cerca a la Curva del Cauce del Río.....	155
Figura 4.12	Influencia de la Forma de la Transición sobre el Peligro de Socavación Lateral en la Salida de la Alcantarilla, Basada en la Práctica Usual en California.....	156
Figura 4.13	Esquema de las Estructuras de Entrada, Salida, Protección en la Entrada y en la Salida de la Obra de Drenaje Transversal.....	157
Figura 4.14	Obra de Drenaje Transversal que no Presenta Estructura de Salida ni Protección en la Salida donde el Terreno es de Pendiente Empinada.....	160
Figura 4.15	Obra de Drenaje Transversal que no Presenta Estructura de Protección en la Salida donde el Terreno es de Pendiente Relativamente o Moderadamente Empinado.....	160
Figura 4.16	Obra de Drenaje Transversal con Estructura de Protección en la Salida (Material Rígido), donde el Terreno es de Pendiente Relativamente o Moderadamente Empinada.....	162
Figura 5.1	Dren Temporal del Talud.....	170
Figura 5.2	Esquema de Barrera de Matorral.....	171
Figura 5.3	Típicas Estructuras de Mitigación del Flujo de Escombros.....	185
Figura 5.4	Tipos de Protección en la Entrega de Flujo de Cunetas.....	192
Figura 5.5	Muros Finales y Aleros de Alcantarillas.....	194
Figura 5.6	Algunos Tipos de Estructuras de Entrada en la Obra de Drenaje Transversal.....	195
Figura 5.7	Protección en la Salida y/o Entrada en un Sistema de Obras de Drenaje Transversal que se Encuentran Conectadas.....	197
Figura 5.8	Defensas Ribereñas en la Salida de la Estructura de Drenaje Transversal.....	199
Figura 5.9	Esquemas de Disipadores de Energía en la Salida de la Obra de Drenaje Transversal.....	201
Figura 5.10	Protección en la Salida de la Estructura de Drenaje Transversal cuando el terreno es de Pendiente Empinada.....	202
Figura 5.11	Protección con Geocelda en la Salida de la Estructura de Drenaje Transversal.....	203
Figura 5.12	Colchón de Roca Sujetada con Alambre.....	206
Figura 5.13	Colchón de Concreto Articulado.....	208

Figura 5.14	Sistemas de Bloques Unidos con Cable.....	208
Figura 5.15	Revestimiento Típico con Bolsas de Arena-Cemento.....	210
Figura 5.16	Ubicación de las Estructuras de Control del Flujo relacionadas a la Ribera, Sección Transversal y Terreno Inundable del Cauce. Espigones, Obras que reducen la energía del flujo, Diques y filas de Jacks pueden ser ubicados aguas Arriba y/o aguas Abajo de la Obra de Cruce entre la Carretera y la Quebrada.....	212
Figura 5.17	Deslizamiento de Rocas al Pie de la Protección con Espigones de Riprap.....	215
Figura 5.18	Dique Guía Típico.....	218
Figura 5.19	Esquema de Socavación Aguas Abajo de una Estructura de Salto.....	219
Figura 5.20	Planta Típica de Diques en el tramo en Curva de un Cauce (Bendway Weirs).....	223
Figura 5.21	Sección Transversal Típica del Bendway Weir.....	223
Figura 5.22	Diseño Típico del Tetraedro.....	224
Figura 5.23	Estructura Típica del Cerco de Madera Reductora de Energía.....	225
Figura 5.24	Efectos de la Vegetación sobre la Estabilidad de una Ladera.....	227
Figura 5.25	Esquema del Efecto de la Vegetación sobre el Modelo Hidrológico Subsuperficial.....	230
Figura 5.26	Tipo de Raíz.....	234
Figura 5.27	Elementos de Arquitectura y Paisajismo en el Diseño de Reforestación.....	234
Figura 5.28	Arreglo de Árboles en el Talud.....	243
Figura 5.29	Estacas Vivas.....	243
Figura 5.30	Fajinas Vivas.....	244
Figura 5.31	Fajinas Vivas en Cruz o Capas de Maleza.....	245
Figura 5.32	Relleno de una Cárcava Utilizando Estacas Vivas y Fajinas.....	245
Figura 5.33	Ladera con una Cárcava en Pleno Desarrollo.....	246
Figura 5.34	Ladera Tratada con Prácticas Conservacionistas para el Control de Cárcavas.....	248
Figura 5.35	Cárcava tratada con Diques de Sacos Llenos de arena y champa.....	248
Figura 5.36	Vista de Frente y Características de los Diques de Muros de Roca.....	248
Figura 5.37	Cárcava Tratada con Diques de Barrera Viva.....	248
Figura 5.38	Perfil del Lecho de una Cárcava con Diques de Rocas.....	250
Figura 5.39	Trazo de las Zanjas de Infiltración.....	252
Figura 5.40	Sembrado de Plantas en el Borde Superior de las Zanjas de Infiltración.....	253
Figura 5.41	Sembrado de Plantas en el Borde Superior de las Zanjas de Infiltración.....	253
Figura 5.42	Elementos típicos de un Andén.....	254
Figura 5.43	Características del Talud o Muro de Rocas.....	254
Figura 5.44	Corte de un Andén mostrando sus Elementos Típicos.....	254
Figura 5.45	Características de un Sistema de Andenería Típico.....	256
Figura 5.46	Corte de un Sistema Típico de Andenería Mostrando sus Elementos Básicos.....	256
Figura 5.47	Distribución de Barreras Vivas.....	258
Figura 5.48	Tipos de Disipadores.....	260
Figura 5.49	Resalto Hidráulico.....	261
Figura 5.50	Estructuras donde se Produce el Resalto Hidráulico.....	262

Figura 5.51	Diferentes Tipos de Resaltos Hidráulicos.....	265
Figura 5.52	Dimensiones del Cuenco SAF (U.S.Soil Conservation Service).....	271
Figura 5.53	Dimensiones de Cuenco USBR II (U.S.Bureau of Reclamation) Definición de Símbolos.....	272
Figura 5.54	Dimensiones de Cuenco USBR II (U.S.Bureau of Reclamation) Dimensiones Recomendadas.....	272
Figura 5.55	Dimensiones del Cuenco USBR IV (U.S.Bureau of Reclamation).....	272
Figura 5.56	Aliviadero en la Salida de la Alcantarilla Circular.....	274
Figura 6.1	Resumen del Resultado del Programa HMS en Quebrada del Km. 32+854.10 de la Carretera La Oroya – Pte. Matachico.....	323
Figura 6.2	Perfil del Flujo en Condición Inicial en la Alcantarilla del Km. 13+327.7 de la Carretera La Oroya – Pte. Matachico	326
Figura 6.3	Esquema en 3D del Perfil del Flujo en Condición Inicial en la Alcantarilla del Km. 13+327.7 de la Carretera La Oroya – Pte. Matachico	327
Figura 6.4	Perfil del Flujo en Condición Final en la Alcantarilla del Km. 13+327.7 de la Carretera La Oroya – Pte. Matachico	329
Figura 6.5	Esquema en 3D del Perfil del Flujo en Condición Final en la Alcantarilla del km. 13+327.7 de la Carretera La Oroya – Pte. Matachico.....	329
Figura 6.6	Perfil del Flujo en Condición Inicial en la Alcantarilla del Km. 32+854 de la Carretera La Oroya – Pte. Matachico	331
Figura 6.7	Esquema en 3D del Perfil del Flujo en Condición Inicial en la Alcantarilla del Km. 32+854 de la Carretera La Oroya – Pte. Matachico	331
Figura 6.8	Perfil del Flujo en Condición Final en la Alcantarilla del Km. 32+854 de la Carretera La Oroya – Pte. Matachico	335
Figura 6.9	Esquema en 3D del Perfil del Flujo en Condición Final en la Alcantarilla del Km. 32+854 de la Carretera La Oroya – Pte. Matachico	335
Figura 6.10	Resumen del Resultado del Programa HMS en Quebrada del Km. 74+359 de la Carretera Lima – Canta.....	355
Figura 6.11	Perfil del Flujo en Condición Inicial en la Alcantarilla del Km. 70+374 de la Carretera Lima – Canta	358
Figura 6.12	Esquema en 3D del Perfil del Flujo en Condición Inicial en la Alcantarilla del Km. 70+374 de la Carretera Lima – Canta.....	359
Figura 6.13	Esquema en 3D del Perfil del Flujo en Condición Final en la Obra de Drenaje Transversal del Km. 70+374 de la Carretera Lima – Canta.....	361
Figura 6.14	Perfil del Flujo en Condición Inicial en el Badén del Km. 74+359 de la Carretera Lima – Canta	362
Figura 6.15	Esquema en 3D del Perfil del Flujo en Condición Inicial en el Badén del Km. 74+359 de la Carretera Lima – Canta.....	362
Figura 6.16	Perfil del Flujo en Condición Final en el Badén del Km. 74+359 de la Carretera Lima – Canta	367
Figura 6.17	Esquema en 3D del Perfil del Flujo en Condición Final en el Badén del Km. 74+359 de la Carretera Lima – Canta.....	367

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 3.1	Flujos Picos de Escombros vs. Picos de Avenidas (agua) para 200 años, en Riachuelos a lo largo de Howe Sound, Canadá.....	69
Gráfico 3.2	Correlación entre la Magnitud del Evento de Torrente De Escombros y la Máxima Descarga.....	73
Gráfico 3.3	Velocidad de la Superficie y Descarga del Torrente de Escombros en el Valle de Kamikamihori, Japón, registrado por un espacial medidor de velocidad.....	75
Gráfico 3.4	Angulo de Deposición en Función de la Descarga.....	75
Gráfico 3.5	Comparación de la Distancia de Deposición Calculada y Observada.....	76
Gráfico 3.6	Máxima Deposición Estimada.....	77
Gráfico 3.7	Valores de C, como función de q_u/q_d y D_{90} (R. Mueller y W. Eggenberger).....	84
Gráfico 3.8	Relación entre la Descarga y Pendiente para Quebradas Entrelazadas o Meándricas en un Lecho Arenoso (LANE).....	108
Gráfico 5.1	Relación entre F_1 y Y_2/Y_1 para un Resalto Hidráulico en un Canal Rectangular Horizontal.....	263
Gráfico 5.2	Curvas Características de Resaltos Hidráulicos en Canales Rectangulares Horizontales.....	267
Gráfico 5.3	Longitud en Términos de la Profundidad secuente Y_2 de Resaltos en Canales Horizontales (con base en los datos y recomendaciones del U.S.Bureau of Reclamation).....	268
Gráfico 5.4	Diseño de Protección en la Salida de Tubería Fluyendo Lleno (donde nivel mínimo aguas abajo de alcantarilla $T_w < 0.5$ diámetro de tubería).....	275
Gráfico 5.5	Datos de los Estados Unidos y de la URSS sobre Velocidades Permisibles en Suelos No Cohesivos.....	282
Gráfico 5.6	Fuerzas Tractivas Unitarias Permisibles Recomendadas para Canales en Materiales Cohesivos Convertidas de los Datos de la URSS sobre Velocidad Permisible.....	282

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1	Velocidades Permisibles en Diferentes Tipos de Suelo.....	40
Tabla 2.2	Valores Máximos en la Relación de Cambio	45
Tabla 3.1	Niveles de Intensidad de Erosión en el Perú.....	56
Tabla 3.2	Intensidad de la Erosión por Regiones en el Perú.....	56
Tabla 3.3	Unidades de Erosión.....	58
Tabla 3.4	Superficie de las Unidades de Erosión por Regiones en el Perú.....	59
Tabla 3.5	Estimación del Rendimiento de Escombros de Cauces (para la Costa Sur de Columbia Británica – Canadá).....	70
Tabla 3.6	Evaluación de la Probabilidad de Ocurrencia de Torrentes de Escombros para Quebradas a lo largo de Howe Sound, Canadá (Thurber 1983).....	72
Tabla 3.7	Resumen de Velocidades Estimadas.....	73
Tabla 3.8	Valores Bases de “n” de Manning (nb).....	103
Tabla 3.9	Factores de Ajuste para la Determinación de los Valores de “n” para Cauces.....	103
Tabla 3.10	Coefficiente de Rugosidad de Manning (nb) para Cauces de Lecho Arenoso.....	103
Tabla 3.11	Clasificación de Cauces Aluviales (de Schumm 1977).....	106
Tabla 3.12	Clasificación, Descripción e Indicadores de Estabilidad de Quebradas de lecho Gravoso.....	113
Tabla 3.13	Indicadores de Estabilidad y Pesos para el Establecimiento de la Evaluación de Estabilidad.....	114
Tabla 3.14	Clasificación de Estabilidad.....	114
Tabla 5.1	Clasificación de las Medidas Activas Defensivas Contra el Flujo de Escombros.....	180
Tabla 5.2	Componentes de la Planta y sus Funciones.....	228
Tabla 5.3	Valores de Et / Eo para diversas Coberturas Vegetales.....	231
Tabla 5.4	Especies y sus Probabilidades de Asociación con Prácticas Forestales.....	236
Tabla 5.5	Características Básicas de Algunas Especies Forestales.....	237
Tabla 5.6	Sistemas de Protección utilizando Biotecnología (modificada de Gray y Sotir, 1992).....	241
Tabla 5.7	Ventajas y Desventajas de los Diversos Tipos de Plantas (Gray y Sotir, 1996).....	242
Tabla 5.8	Especies Arbóreas.....	249
Tabla 5.9	Especies Arbustivas y Gramíneas.....	249
Tabla 5.10	Valores del Coeficiente de Rugosidad de Manning (n).....	278
Tabla 5.11	Taludes Recomendados para la Sección Trapecial.....	279
Tabla 5.12	Velocidades y Fuerzas Tractices Máximas permisibles.....	281
Tabla 5.13	Recomendaciones sobre Espesores de Revestimientos en Canales.....	283
Tabla 5.14	Materiales de Control de Erosión.....	294
Tabla 6.1	Huaycos (Carretera La Oroya – Pte. Matachico).....	299
Tabla 6.2	Taludes (Carretera La Oroya – Pte. Matachico).....	299
Tabla 6.3	Fenómenos de Geodinámica Externa, Carretera La Oroya – Pte. Matachico.....	300

Tabla 6.4	Estación Oroya - Temperatura Máxima Absoluta (°C).....	306
Tabla 6.5	Estación Oroya - Temperatura Mínima Absoluta (°C).....	306
Tabla 6.6	Estación Jauja - Temperatura Máxima Absoluta (°C).....	307
Tabla 6.7	Estación Jauja - Temperatura Mínima Absoluta (°C).....	307
Tabla 6.8	Información Cartográfica Utilizada, Carretera La Oroya – Pte. Matachico.....	308
Tabla 6.9	Información Pluviométrica Utilizada (Carretera La Oroya – Pte. Matachico).....	309
Tabla 6.10	Ajuste de Kolmogorov – Smirnov.....	313
Tabla 6.11	Critical Value α_0 , of the Smirnov-Kolmogorov Statics Δ , for Various Values of N, and Values α Currently Used in Hydrology.....	314
Tabla 6.12	Precipitación Máxima en 24 horas (mm) de la Cuenca Río Mantaro.....	315
Tabla 6.13	Resultado de la prueba de Bondad de Ajuste por Kolmogorov (Carretera La Oroya – Pte. Matachico).....	317
Tabla 6.14	Precipitaciones (mm) para Diferentes Períodos de Retorno (Carretera La Oroya – Pte. Matachico).....	317
Tabla 6.15	Relación entre La Precipitación Máxima Verdadera y Precipitación en Intervalos.....	317
Tabla 6.16	Precipitaciones Máximas Corregidas (mm) para la Carretera La Oroya – Pte. Matachico.....	318
Tabla 6.17	Parámetros Físicos y Geomorfológicos de la Quebrada Colpa.....	319
Tabla 6.18	Tiempo de Concentración en la Quebrada Colpa.....	320
Tabla 6.19	Precipitación Máxima en la Quebrada Colpa.....	320
Tabla 6.20	Coefficiente de Escorrentía C – Método Racional.....	321
Tabla 6.21	Grupo Hidrológico del Suelo.....	322
Tabla 6.22	Número de curva de Escorrentía (condiciones antecedentes de humedad II).....	322
Tabla 6.23	Clasificación de Clases Antecedentes de Humedad (AMC) para el Método de Abstracciones de Lluvia del SCS.....	322
Tabla 6.24	Resumen de Datos ingresados al Programa HMS (Qda. Colpa).....	322
Tabla 6.25	Caudales en Cuencas Medianas - Resultados del Programa HMS (Qda. Colpa)....	323
Tabla 6.26	Información Cartográfica Utilizada en la Carretera Lima – Canta.....	349
Tabla 6.27	Información Pluviométrica Utilizada en la Carretera Lima – Canta.....	349
Tabla 6.28	Precipitación Máxima en 24 horas (mm) Cuenca Río Chillón	351
Tabla 6.29	Resultado de la prueba de Bondad de Ajuste por Kolmogorov (Carretera Lima – Canta).....	352
Tabla 6.30	Precipitaciones (mm) para Diferentes Períodos de retorno (Carretera Lima – Canta).....	352
Tabla 6.31	Parámetros Físicos Y Geomorfológicos de Subcuenca del Km. 74+359 de la Carretera Lima – Canta.....	353
Tabla 6.32	Tiempo de concentración de la Quebrada del km. 74+359 de la Carretera Lima – Canta.....	353
Tabla 6.33	Precipitación Máxima en la Quebrada del km. 74+359 (Carretera Lima – Canta).....	353
Tabla 6.34	Resumen de Datos de la Quebrada del Km. 74+359 de la Carretera Lima – Canta ingresados al Programa HMS.....	354
Tabla 6.35	Caudales en cuencas Medianas - Resultados del Programa HMS en la Qda. del Km. 74+359 de la Carretera Lima – Canta.....	354

CAPÍTULO 1 GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCIÓN

El territorio peruano presenta, desde el punto de vista de las vías terrestres, un cúmulo de dificultades. El Perú tiene un territorio difícil y variado. Sus diversos accidentes morfológicos constituyen un desafío permanente.

Las carreteras, son medios de comunicación que permiten unir pueblos y ciudades, desempeñan funciones económicas, culturales y de integración, por lo tanto son medios de desarrollo para el país. Entonces es importante tener cuidado un una buena ubicación, diseño, construcción y mantenimiento en las carreteras y así lograr que estas tengan el tiempo de vida útil que requieren.

Una vía de comunicación no solo exige un adecuado planeamiento, sino también el diseño racional de las estructuras de drenaje que sean capaces de evacuar, en todo momento y en forma eficiente, los volúmenes de escurrimiento aportados por las lluvias en cualquier tramo de la carretera.

Generalmente la erosión que se presenta en las carreteras es un factor que impide lograr un adecuado sistema de drenaje en la carretera. Por lo tanto, se tiene que dar importancia al CONTROL DE EROSIÓN EN LAS OBRAS DE DRENAJE.

El control de sólidos y agua es básica para la protección de la estructura de la carretera y las obras de drenaje, si no se toma en cuenta esto, el costo del mantenimiento se incrementará.

En la presente TESIS, se analiza el CONTROL DE EROSION EN OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL DE CARRETERAS UBICADAS EN ZONAS ANDINAS. Las obras de Drenaje Transversal de las que se refiere la Tesis son obras menores (alcantarillas, badenes, etc.); no se considera a los puentes porque son obras mayores que requieren un análisis más extenso y detallado relacionado con la hidráulica de ríos.

Así mismo, se considera Obras de Drenaje Transversal a las obras ubicadas en dirección transversal o esviada con respecto al eje de la carretera, siendo la dirección adoptada la más conveniente para el buen funcionamiento de la estructura. Es importante

tener en cuenta que el nombre que se adoptó de "DRENAJE TRANSVERSAL" es para obtener una mejor clasificación del sistema de drenaje en la carretera.

Se escogió las carreteras ubicadas en zonas andinas, por la importancia que tienen en el desarrollo económico, cultural y de integración del país, puesto que promueve el desarrollo de diversas actividades como la agricultura, la ganadería, la reforestación, etc. A través de estas carreteras se envían los excedentes de la producción al mercado de consumo. Además, las zonas del país que afrontan los más graves problemas de erosión están ubicadas en la región de Sierra, mayormente en los valles encañonados interandinos y cuencas torrenciales occidentales del sector central del país.

En el Capítulo 2 de la presente TESIS, se presenta la teoría de drenaje en carretera, donde para obtener mejor orden en el análisis, se considera dividir el sistema de drenaje en carretera en drenaje superficial y subsuperficial. Del mismo modo, se considera dividir el sistema de drenaje superficial en drenaje transversal, longitudinal y en taludes

En el Capítulo 3, se describe los procesos de erosión en el Perú. Se menciona los diferentes tipos de erosiones que se presentan en los taludes, cauces, etc. Además, se aborda sobre la estabilidad de quebradas, como factor importante en el proceso de erosión que sufre la estructura de drenaje transversal ubicada en la zona de contacto entre la quebrada y la carretera.

En el Capítulo 4, se presentan los factores a ser tomados en cuenta en la erosión de obras de drenaje transversal. En este capítulo se muestra la Propuesta Clasificación de Erosiones Típicas en Obras de Drenaje Transversal Ubicadas en Zonas Andinas.

En el Capítulo 5, se presenta la Selección de las Medidas de Control de Erosión con respecto a la clasificación propuesta anteriormente. Además, se describen algunas medidas de control de erosión.

En el Capítulo 6, se muestra la aplicación de la metodología propuesta para el control de erosión con ejemplos de diseños en algunas obras de drenaje transversal ubicadas en la carretera la Oroya – Pte. Matachico y en la carretera Lima – Canta.

En los Anexos A y B, se presentan cálculos hidrológicos, tales como el análisis de bondad de ajuste por el Test de Kolmogorov –Smirnov en estaciones de las carreteras la Oroya – Pte. Matachico y Lima – Canta.

En los Anexos C y D, se muestran cálculos del diseño hidráulico de algunas estructuras de drenaje transversal de las carreteras la Oroya – Pte. Matachico y Lima – Canta.

En el Anexo E, se muestran cálculos de socavación aguas abajo de las estructuras de drenaje transversal.

En los Anexos F, G, H, I, J y K se muestran cálculos de estructuras de protección aguas arriba y abajo de algunas estructuras de drenaje transversal.

En el Anexo L, se muestra el estudio de suelos en algunos tramos de las carreteras la Oroya – Pte. Matachico y Lima – Canta. En el anexo M, se presenta los planos de diseño de algunas estructuras de las carreteras anteriormente mencionadas.

1.2 OBJETIVOS

La presente Tesis, tiene como objetivo contribuir en lograr un mejor entendimiento y plantear medidas de control a los problemas de erosión en obras de drenaje transversal tan dañinas y comunes en las carreteras del Perú,

Entre otros objetivos de la presente Tesis están:

- Dar a conocer la teoría de drenaje de carreteras, donde se pondrá mayor énfasis en el drenaje transversal, puesto que se analizará la erosión en estos tipos de estructuras.
- Dar a conocer algunas características de la intensidad de erosión en el Perú especialmente en la zona Andina.
- Plantear una propuesta de clasificación de erosiones típicas en obras de drenaje transversal de carreteras ubicadas en zonas andinas.
- Plantear metodologías de control de erosión en obras de drenaje transversal para carreteras ubicadas en zonas andinas.
- Aplicar la metodología propuesta en algunas obras de drenaje transversal en las carreteras Lima - Canta y La Oroya - Pte. Matachico.

CAPÍTULO 2 FUNDAMENTO TEÓRICO DE DRENAJE EN CARRETERA

2.1 INTRODUCCIÓN

Una carretera no solo exige un adecuado planeamiento económico y la selección más conveniente de la ruta y materiales de construcción a emplear, sino también el diseño racional de las estructuras de drenaje que sean capaces de desalojar en todo momento y en forma eficiente el exceso de agua superficial en cualquier tramo de la carretera, así como evitar que el agua subterránea pueda comprometer la estabilidad de la base, de los terraplenes o cortes del camino. También es conocido desde muchos años atrás que el agua acelera el deterioro y destrucción de pavimentos. Entonces, es necesario un buen sistema de drenaje.

La importancia de un adecuado sistema de drenaje es todavía más relevante si se piensa que aproximadamente el 15 por ciento del costo total de una carretera se gasta en estas estructuras.

El agua de lluvia que cae sobre la carretera (o sobre las laderas adyacentes si el camino es en corte) debe recogerse y eliminarse, sin inundar o destruir la misma y sus zonas adyacentes.

Además, las carreteras generalmente cruzan cauces de drenaje natural; se debe permitir pasar el flujo que transportan los cauces en forma libre. El paso de cauces de drenaje natural a través del terraplén de la carretera se efectúa por medio de conductos cerrados (alcantarillas), puentes, pontones o badenes.

2.2 CLASIFICACIÓN DEL SISTEMA DE DRENAJE

Para tener una mejor organización en el análisis de los problemas de drenaje de la carretera, se puede plantear la solución del drenaje, diferenciando dos aspectos principales como son el tipo de flujo presente en la carretera, ya sea éste superficial o subsuperficial, y el sentido del recorrido de dichos flujos sobre la misma, ya sea longitudinal o transversal al eje de la carretera.

2.2.1 DRENAJE DEL FLUJO SUPERFICIAL

En esta parte, se analiza el flujo de escorrentía superficial que discurre sobre la carretera que luego de alcanzar el tiempo de concentración propio para la zona se inicia el escurrimiento, este flujo se incrementa con el flujo proveniente de los taludes de corte en la carretera. También se analiza el flujo de escorrentía superficial que provienen directamente de cauces naturales que afectan a la carretera, como ríos, quebradas, canales de riego, acequias, arroyos, etc.

Las fuentes de flujo de agua superficial mencionadas demandan el planteamiento de una evacuación ordenada según los sentidos de recorrido del flujo, ya sea longitudinal o transversal.

2.2.1.1 SISTEMA DE DRENAJE LONGITUDINAL

El sistema de drenaje longitudinal se destina a la recolección del agua pluvial que incide directamente sobre la superficie de rodadura y sobre los taludes de corte adyacentes a la carretera. Dicho flujo superficial es ordenadamente evacuado con estructuras de drenaje que siguen el sentido paralelo a la dirección del eje de la carretera. Las estructuras de drenaje para el Sistema de Drenaje Longitudinal son las denominadas **cunetas, bordillos o zanjas.**

La evacuación del flujo acumulado en las estructuras de drenaje longitudinal se logrará a través de estructuras de drenaje transversal (alcantarillas, puentes, etc.), o se evacuarán con entregas a través de Lavaderos y Bajantes protegidas hacia cauces naturales o taludes protegidos.

Condiciones generales

Al ser relativamente constantes la sección y pendiente de la cuneta, bordillo o zanja, y ser su caudal de referencia aproximadamente proporcional a la longitud de carretera desaguada (contada desde el origen de la red), dicha longitud no podrá rebasar un cierto límite máximo sin que deje de cumplirse las siguientes condiciones:

- Las soluciones técnicamente disponibles.
- La facilidad de su obtención.
- Su precio.
- Las posibilidades y costo de su construcción y conservación.
- Los daños que su presencia puede producir.

Se procurará tipificar las estructuras del sistema de drenaje longitudinal, a fin de conseguir economías en la ejecución en serie o por prefabricación. Se escogerán dispositivos que puedan conservarse fácilmente, no causen riesgos a la circulación y sean robustos. En zonas donde hiele, serán preferibles los revestimientos de hormigón a los de mampostería.

Se proyectarán los detalles precisos para pasar de un tipo de estructura a otra, tales como empalmes en arquetas, partidores, etc. Será fundamental asegurar la continuidad de cada elemento de la red de drenaje superficial de la plataforma y sus márgenes, que no deberá interrumpirse por estructuras u obras de paso.

Los cambios de dirección, de sección o de pendiente que no sean pequeños, así como las confluencias de conductos pueden provocar fenómenos hidráulicos que no se han tenido en cuenta por las fórmulas de pérdida de energía. Esos defectos se deberán corregir preferentemente mediante dispositivos locales. Así por ejemplo, una pérdida de energía podrá compensarse a veces por un aumento equivalente de desnivel, que evite la propagación aguas arriba de un remanso.

Se procurará evitar el depósito de los elementos arrastrados del drenaje superficial de la plataforma de la carretera, evitando el estancamiento en los puntos bajos y asegurando una velocidad mínima al agua.

A. ESTRUCTURAS TIPO CUNETA

Son las estructuras destinadas a recoger el flujo que escurre en la superficie de la plataforma de la carretera debido al bombeo, así como el flujo que escurre por los taludes de los cortes.

Un caso particular es lo que se presenta y se proyecta en las zonas urbanas que se encuentran cerca de la carretera, y que merecen un análisis independiente, relacionado al Drenaje Urbano.

El diseño de las cunetas ha contemplado las siguientes consideraciones climáticas y geométricas:

Determinación de la Zona Húmeda de Influencia

Luego de un reconocimiento de campo, revisión de información meteorológica, consulta a los pobladores y del análisis de precipitación, se debe determinar la precipitación máxima para un tiempo de retorno dado.

Bombeo o Pendiente Transversal de la carretera

Con el fin de facilitar el ingreso de las aguas de escorrentía superficial que discurren sobre la superficie de rodadura y facilitar su orientación hacia las cunetas, se debe considerar una pendiente mínima en el sentido transversal de la plataforma de la carretera en todos sus tramos.

Sección geométrica típica de la Cuneta

De acuerdo a las condiciones hidrológicas y topográficas, las cunetas pueden ser como las que se muestran en la figura 2.1.

Pendiente longitudinal de la cuneta

La pendiente longitudinal de la cuneta se debe adoptar igual a la pendiente del trazo vial, pero cuando ésta es muy pronunciada (mayor de 5%) la longitud del tramo de la cuneta se recomienda que se acorte. Se toma dicha decisión para evitar velocidades muy altas que a su vez provocan erosión de la losa de concreto.

Debe evitarse baja velocidad del agua, la cual ocurre donde la pendiente de la cuneta es inferior a 1%.

Rugosidad de cuneta

Debido a las consideraciones adoptadas, es necesario controlar el efecto abrasivo que se puede presentar por la velocidad con que discurren las aguas dentro de la cuneta.

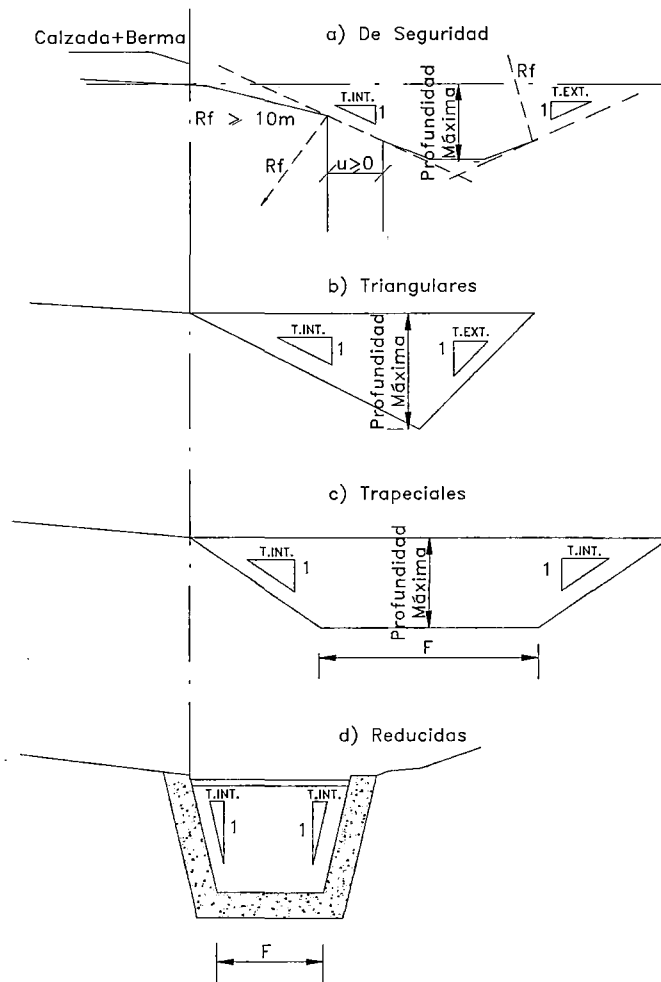


Figura 2.1 Secciones Típicas de Cunetas.

Longitud de Tramo

La longitud de recorrido de un tramo de cuneta depende de varios factores, tales como: ubicación de entregas naturales (ríos, hondonadas, etc.), ubicación de puntos bajos que presenta el perfil de la carretera, pendiente muy pronunciada del trazo, caudales de recolección en un tramo según los niveles de precipitación y necesidad de contar con un punto de evacuación en lugares que no merecen ser cambiados de su condición actual, tales como puntos de salida de canales de riego.

A.1 ESTRUCTURAS DE ENTREGA DEL FLUJO DE LAS CUNETAS

Se denomina así a las estructuras que permiten la entrega del flujo que conducen las cunetas a los cauces naturales, taludes protegidos, buzones de ingreso del flujo pluvial, etc., para así ser llevados en forma ordenada hacia su punto de evacuación final. Siendo algunos de los tipos de estructuras de entrega las siguientes:

Estructura de Entrega de la Cuneta hacia Terreno Natural

Se obtiene ante la inevitable necesidad de desfogar el flujo de las cunetas hacia terreno natural, contando para ello con una estructura de entrega adecuada y protegida. En la foto 2.1 se observa la entrega del flujo proveniente de la cuneta hacia el terreno natural en forma desordenada ocasionando daño a la carretera. Algunas formas de protección en la entrega del flujo hacia terreno natural se muestran en la figura 5.4. La siembra de especies herbáceas (de corto tamaño) en las cunetas mejoran sus condiciones de desagüe, al aumentar tanto el tiempo de concentración y proteger contra la erosión. Un ejemplo de ubicación de cunetas, lavadero y contra cuneta se observa en la figura 2.2.

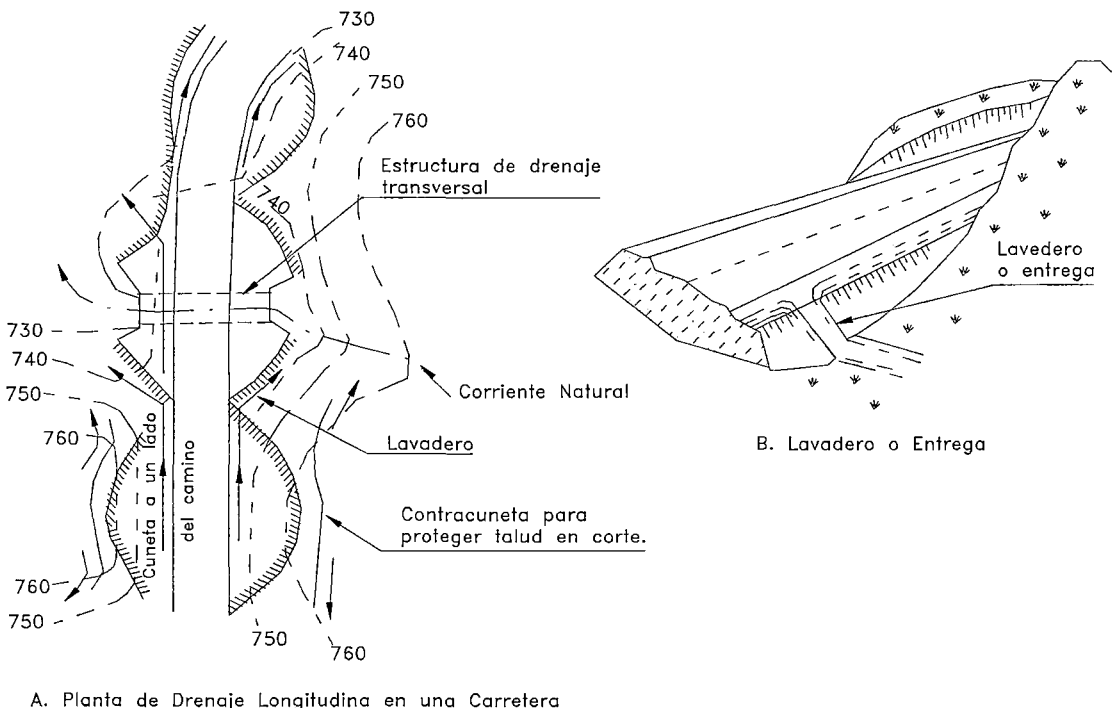


Figura 2.2 Entrega del Flujo de Drenaje Longitudinal a Terreno Natural.



Foto 2.1 No Adecuada Entrega del Flujo de la Cuneta hacia Terreno Natural.

Estructura de Entrega del Flujo de la Cuneta hacia las Estructuras de Drenaje Transversal

Las cunetas también vierten directamente el agua pluvial que conducen a las estructuras de drenaje transversal (alcantarillas, pontones, etc.). De este modo, se evita tener mayores lugares de desfogue y así evitar lugares de erosión potencial.

En el apartado 5.3.1.2 se presenta algunos tipos de entrega del flujo de cuneta a las estructuras de drenaje transversal.

B. ESTRUCTURA TIPO BORDILLO

Las estructuras de drenaje longitudinal denominadas Bordillos se instalan en los tramos en los que carretera se desarrolla en relleno y en media ladera, especialmente aquellos en los que la carretera presenta curvas orientadas al talud de relleno. Por tal motivo, se debe controlar el flujo de escorrentía superficial mediante la construcción de esta estructura. Igualmente, se logra con esto que la recolección del flujo sea conducida hasta las estructuras de evacuación y a su vez hacia el dren natural de la zona. Si no se dispone de estos tipos de estructuras en los lugares donde es necesario se producirán erosiones en el terraplén tal como se muestra en la foto 2.2.

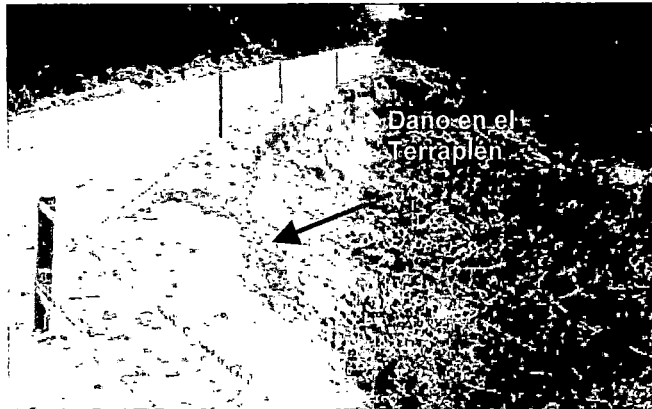


Foto 2.2 Cuando no se ubica la estructura de drenaje longitudinal tipo bordillo donde se requiere, se produce daño en el Terraplén.

B.1. ESTRUCTURA DE ENTREGA DEL FLUJO DE LOS BORDILLOS

Se denomina así a las estructuras que permiten la entrega ordenada de las aguas que conduce el bordillo a los cauces naturales o taludes protegidos. Siendo algunos de los tipos de estructuras de entrega, definidas según su punto de evacuación, las siguientes:

Estructura de Entrega de Flujo del Bordillo hacia el Terreno Natural

Se obtiene ante la inevitable necesidad de desfogar los bordillos en terreno natural, la cual se enlaza a una estructura de protección del terreno natural para lograr que el caudal desfogue lo mas alejado posible de la zona de la carretera.

2.2.1.2 SISTEMA DE DRENAJE TRANSVERSAL

El Sistema de Drenaje Transversal analiza las estructuras de drenaje que se ubican en sentido transversal o esviada (inclinada) con respecto a la dirección del eje de la carretera. La función principal de este sistema es de restituir el paso de los cauces naturales (ríos, quebradas, arroyos, cárcavas, etc.) que han sido afectados por el trazo de la carretera, para lo cual se debe tratar de conservar las características del cauce natural, siendo entonces importante el análisis de la ubicación de estas estructuras. Las estructuras de drenaje transversal, también sirven para evacuar el flujo proveniente del sistema de drenaje longitudinal, para lo cual se tiene que tener cuidado en la capacidad de éstas, siendo comúnmente necesario ubicar cada cierta distancia una estructura de drenaje transversal, y luego evacuar el flujo en forma ordenada hacia drenes naturales.

Entre las estructuras que cumplen con las funciones mencionadas se encuentran las alcantarillas, puentes y badenes.

El análisis mas detallado de estos tipos de estructuras se encuentra en el Apartado 2.3

2.2.1.3 SISTEMA DE DRENAJE EN TALUDES

A. INTRODUCCIÓN

En esta parte se analiza el drenaje superficial en taludes, mientras que el drenaje subsuperficial en taludes se analiza en el Apartado 2.2.2

El objetivo principal del drenaje superficial es mejorar la estabilidad del talud, reduciendo la infiltración y evitando la erosión. La erosión en taludes se describe en el Apartado 3.1.2.

Los métodos de estabilización de deslizamientos que contemplen el control del agua, tanto superficial como subterránea son muy efectivos y son generalmente, más económicos que la construcción de grandes obras de contención, en cuanto tienden a desactivar la presión de poros, considerada como el principal elemento desestabilizante de los taludes. El drenaje reduce el peso de la masa y al mismo tiempo aumenta la resistencia del talud al disminuir la presión de poros.

Existen varias formas de drenaje superficial y profundo. El objetivo principal de estos métodos es el de disminuir la presión de poros y en esta forma aumentar la resistencia al corte y eliminar las fuerzas hidrostáticas desestabilizantes. El factor de seguridad de cualquier superficie de falla que pasa por debajo del nivel de agua puede ser mejorado por medio de subdrenaje.

El sistema de recolección de aguas superficiales debe captar la escorrentía tanto del talud como de la cuenca de drenaje arriba del talud y llevar el agua a un sitio seguro lejos del deslizamiento. El agua de escorrentía debe en lo posible, desviarse antes de que penetre al área del deslizamiento. Esto puede lograrse con la construcción de zanjas interceptoras en la parte alta del talud, llamadas **zanjas de coronación**. No se recomienda en problemas de taludes la utilización de conducciones en tubería por la alta susceptibilidad a agrietarse o a taponarse, generando problemas de infiltración masiva concentrada.

Por otro lado el agua que cae por lluvias directamente sobre la superficie del talud, debe ser evacuada lo más rápidamente posible, evitando al mismo tiempo que su paso cause daños considerables al talud por erosión, almacenamientos e infiltraciones; perjuicios que pueden ser evitados, tratando el talud con una serie de medidas que favorezcan el drenaje. Entre las más utilizadas son: sellado de grietas con arcilla y empedradización, imprimación del talud con asfalto, recubrimiento con plásticos, recubrimiento parcial o total con enrocado, conformación y nivelación para evitar o eliminar depresiones y alcantarillas superficiales.

En ocasiones es importante la construcción de medidas temporales de drenaje superficial después de ocurrido un deslizamiento para evitar su ampliación o aceleración. Estas obras pueden consistir en diques o canales de bolsas de polipropileno o fibras vegetales rellenas de suelo.

La fuente principal que se utilizó para la descripción del sistema de drenaje en taludes es "Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Andinas y Tropicales", publicado por Jaime Suarez Díaz [41].

B. CAUDAL DE ESCORRENTÍA

La escorrentía recogida depende de varios factores, los cuales incluyen: intensidad de la lluvia, área de drenaje, pendiente y longitud de los taludes a drenarse, naturaleza y extensión de la vegetación o cultivos, condiciones de la superficie y naturaleza de los suelos subsuperficiales.

Generalmente se recomienda para el diseño de obras de drenaje taludes, la utilización del método racional para calcular las cantidades de agua recogida, debido a que los caudales calculados por la fórmula racional tienen intrínsecamente un factor de seguridad mayor que otros métodos.

$$Q = \frac{KiA}{3.600} \dots\dots\dots(2.1)$$

Donde:

- Q = Caudal recolectado (litros/seg.)
- i = Intensidad de Lluvia de diseño (mm/hora, la cual depende del tiempo de concentración)
- A = Area a drenar (m²).
- K = Coeficiente de escorrentía.

Para taludes, la Geotechnical Engineering Office de Hong Kong (1984) recomienda utilizar un K = 1.0 el cual representa una sobreestimación de la escorrentía pero es muy efectiva para tener en cuenta los procesos de sedimentación de los sistemas, especialmente por la presencia de bloques o cantos.

El área de drenaje debe determinarse por medio de un plano con líneas de nivel, definiendo los bordes topográficos de las áreas que aportan agua al sistema de drenaje.

El tiempo de concentración se define como el tiempo máximo tomado por el agua desde el extremo superior del área de drenaje hasta el punto de colección. El tiempo de concentración puede calcularse utilizando la ecuación modificada de Bransby – Williams:

$$t = 0.14464 \left[\frac{L}{H^{0.2}(A^{0.1})} \right] \dots\dots\dots(2.2)$$

Donde:

- t = Tiempo de concentración (mín.)
- A = Área de drenaje (m²)
- H = Caída promedio (metros por cien metros) desde la parte más alta del área a drenar hasta el punto de diseño.
- L = Distancia en metros medida sobre la línea natural de flujo entre el punto de diseño y el punto de drenaje que toma el tiempo más largo en llegar a la sección de diseño.

Especial atención debe darse a las corrientes que han sido canalizadas o modificadas y por lo tanto se ha disminuido el tiempo de concentración.

Como la intensidad media de la lluvia disminuye con la duración, la mayor colección de flujo ocurre cuando la duración de la tormenta es igual al tiempo de concentración.

Para el diseño de obras en taludes, se recomienda diseñar con base en un periodo de retorno de 200 años, de acuerdo a las recomendaciones del Geotechnical Engineering office de Hong Kong.

Es muy importante para el correcto diseño de las obras de drenaje superficial, que se realice un estudio muy completo de la información hidrológica existente para determinar lo más exactamente posible el aguacero máximo esperado. La mayoría de los diseños de obras de drenaje superficial en taludes, que se realizan con procedimientos totalmente empíricos dan como resultado obras insuficientes con secciones que no son capaces de manejar los caudales de agua que se concentran en las coronas de los taludes.

C. OBRAS DE DRENAJE EN TALUDES

C.1 ZANJAS DE CORONACIÓN

Las zanjas en la corona o parte alta de un talud son utilizadas para interceptar y conducir adecuadamente las aguas lluvias, evitando su paso por el talud.

La zanja de coronación no debe construirse muy cerca al borde superior del talud, para evitar que se conviertan en el comienzo y guía de un deslizamiento en cortes recientes o de una nueva superficie de falla (movimiento regresivo) en deslizamientos ya producidos; o se produzca la falla de la corona del talud o escarpe.

Se recomienda que las zanjas de coronación sean totalmente impermeabilizadas, así como debe proveerse una suficiente pendiente para garantizar un rápido drenaje del agua captada. Sin embargo, se anota que a pesar de lograrse originalmente una impermeabilización, con el tiempo se producen movimientos en el terreno que causan grietas en el impermeabilizante y por lo tanto infiltraciones que conllevan a una disminución de la resistencia del suelo y por ende a su falla. La recomendación de impermeabilizar se debe adicionar con un correcto mantenimiento. Se sugiere que al menos cada dos años se deben reparar las zanjas de coronación para impermeabilizar las fisuras y grietas que se presenten.

Las dimensiones y ubicación de la zanja pueden variar de acuerdo a la topografía de la zona y al cálculo previo de caudales colectados. Generalmente, se recomienda una zanja rectangular de mínimo 0.4 m, de ancho y 0.5 m de profundidad (ver figura 2.3).

Se procura que queden localizadas a lo largo de una curva de nivel para un correcto drenaje y que estén suficientemente atrás de las grietas de tensión en la corona. La separación mínima recomendada es de tres metros del borde de la corona.

En la foto 2.3 se observa la ubicación de zanjas de coronación que entregan el flujo hacia la estructura de drenaje transversal en forma ordenada.

C.2 CANALES INTERCEPTORES A MITAD DE TALUD

En suelos susceptibles a la erosión se recomienda construir canales de drenaje transversales a mitad de talud. Se recomienda construir canales interceptores en todas y cada una de las bermas intermedias del talud. Estos canales deben revestirse apropiadamente conduciendo las aguas a graderías de disipación de energía. Los canales a mitad de talud debe tener una pendiente y así impedir la sedimentación de materiales. **Es**

muy común que estos canales se construyan con pendientes muy bajas y al taponarse produzcan cárcavas de erosión localizadas.

Las bermas deben ser lo suficientemente anchas para que exista un sobrecancho de protección para los canales, en el caso de producirse derrumbes de las coronas de los taludes resultantes.

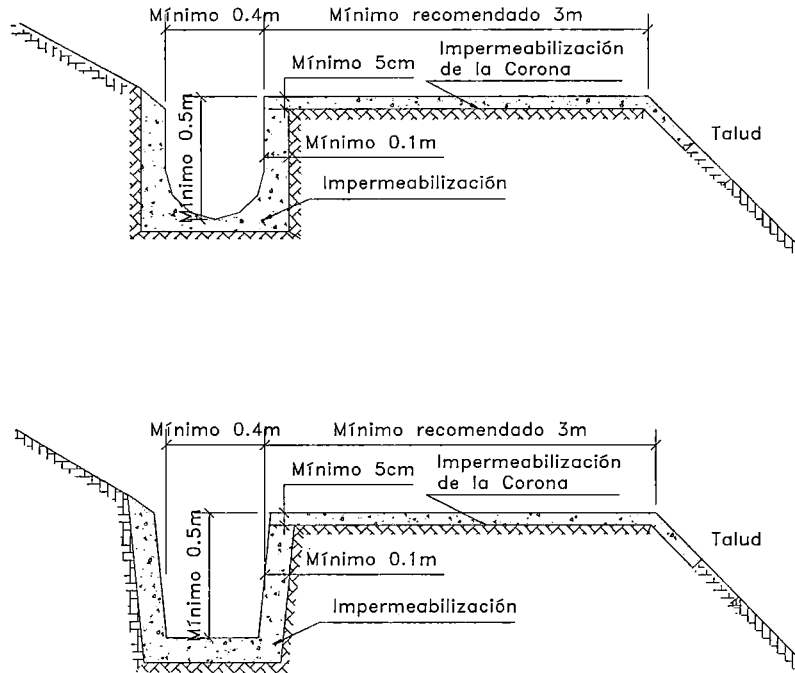


Figura 2.3 Detalle de Zanjas de Coronación para el Control de Aguas Superficiales en un Talud.



Foto 2.3 Se observa el sistema de drenaje de taludes con zanjas de coronación, donde el flujo proveniente de la zanja es entregado en forma ordenado hacia el ingreso de la estructura de drenaje transversal (Km. 48+560 de la Carretera La Oroya – Pte. Matachico).

C.3 CAÑALES COLECTORES Y DISIPADORES

Los canales deben conducirse a entregas en gradería u otro disipador de energía que conduzca el agua recolectada hasta un sitio seguro. Se presentan dos tipos diferentes de canales: **El canal rápido se construye a una pendiente igual a la del talud** y en ocasiones se le colocan elementos sobresalientes en su fondo para disipar energía. Este sistema es muy utilizado por ser más económico, pero presenta el problema de la poca energía disipada.

El sistema de graderías es más eficiente para disipar energía. El flujo en este tipo de canal es turbulento y debe construirse un muro lateral de borde libre suficiente para permitir la salpicadura del flujo.

2.2.2 DRENAJE DEL FLUJO SUBSUPERFICIAL

2.2.2.1 INTRODUCCIÓN

Todos los ingenieros que tienen que ver con problemas de estabilidad de masas de tierra en carreteras, ferrocarriles o aeropistas tienen la sensación fuertemente arraigada de que el agua juega un papel muy importante en los derrumbes, deslizamientos o flujos a que tienen que enfrentarse con tanta frecuencia. Esta sensación resulta evidente, hasta casi convertirse en instinto, puesto que la correlación entre época de lluvias e intensidad de las mismas con las fallas es infalible, se repite año con año y, además, las señales del efecto del agua que es posible ver después de la falla son tan claras, que todo ingeniero llega a percibir que aquel elemento, cuando no se controla con las necesarias precauciones puede ser uno de sus principales enemigos.

Sin embargo, paradójicamente, los verdaderos mecanismos a través de los que el agua actúa sobre la estabilidad son poco comprendidos. Es relativamente frecuente que hombres que sienten que el agua influye y que, inclusive, se preocupan de aplicar todo un conjunto de precauciones contra sus malos efectos, según el dictado de la costumbre o las reglas del "arte", malinterpreten notoriamente los modos por los que el agua actúa, o aun los ignoren.

Terzaghi ha señalado que muchos ingenieros a cargo de obras importantes, cuando se ven forzados a explicar la influencia del agua en la estabilidad de las masas de tierra, hablan de su efecto lubricante. Como el propio Terzaghi señala, esta explicación es inaceptable por dos razones. En primer lugar el agua actúa como antilubricante y no como lubricante en la inmensa mayoría de los contactos entre los minerales que más comúnmente forman los suelos; por ejemplo, el coeficiente de fricción entre dos superficies de cuarzo seco oscila entre 0.17 y 0.20, pero si el cuarzo está húmedo, el coeficiente de fricción se eleva a algo comprendido entre 0.36 y 0.41.

En segundo lugar, la cantidad de agua que se requiere para producir una lubricación completa entre las partículas de cualquier suelo es sorprendentemente pequeña, de tal suerte que puede afirmarse que, dejando a un lado regiones excepcionalmente secas, cualquier suelo la posee en cualquier parte; cantidades adicionales de agua ya no modifican la interacción mecánica entre los granos. **Por otra parte, es un hecho experimental que la relación entre lluvia y fallas existe tanto en regiones húmedas, en que los contenidos de agua de los suelos son relativamente altos, como en las más secas, en las que sí pudiera invocarse un efecto de humedecimiento.**

Así pues, parece que los mecanismos de actuación del agua hay que buscarlos en fenómenos de otra naturaleza y, por cierto, éstos abundan.

En primer lugar, si los vacíos del suelo están parcialmente llenos de aire y el contenido de agua del suelo aumentan substancialmente, se elimina parte de la tensión superficial en el interior de la masa, la cual proporcionaba al conjunto una cohesión aparente que contribuía a la estabilidad.

En segundo lugar, el aumento del contenido de agua del suelo se refleja en un aumento de su peso, lo cual puede tener repercusiones en la estabilidad general de la masa.

En tercer lugar, un flujo de agua puede afectar la estabilidad de una masa de suelo al disolver cementantes naturales que pudieran existir; éste es el caso típico de los loess, en los que frecuentemente los granos se encuentran cementados por carbonatos de calcio solubles.

En añadidura a los tres efectos anteriores, el agua que penetra en una masa de suelo y fluye a su través tiene un cuarto efecto que suele ser, con mucho, el que más influye en su estabilidad. Este es la elevación del nivel piezométrico que tiene lugar como consecuencia del flujo, la que, a su vez, **trae consigo un aumento en las presiones neutrales del agua en el suelo, con la correspondiente disminución de la resistencia al esfuerzo cortante del mismo.**

Finalmente, dentro de la breve revista que se ha hecho de las razones por las cuales el agua puede afectar la estabilidad de una masa de tierra, conviene citar el vaciado rápido, la licuación y todo el conjunto de fenómenos a través de los que puede producirse tubificación y erosión interna.

La actitud de los ingenieros en relación con el agua que se infiltra en el subsuelo y afecta sus obras puede expresarse por uno de los dos siguientes criterios:

1. Mantener el agua alejada de las zonas en que puede hacer daño.
2. Controlar el agua que entre a las zonas peligrosas por métodos de conducción y eliminación, que reciben el nombre genérico de **métodos de subdrenaje** (para distinguirlos de los encasillados bajo la denominación de métodos de drenaje, que se refieren al control de las aguas superficiales)

Frecuentemente se utilizan soluciones en que se combinan de alguna manera los dos criterios señalados. Los dentellones, los delantales impermeables, las pantallas de inyección, etc., son estructuras que pueden servir de ejemplo al primer criterio. Se mencionará mas adelante las obras concebidas con el segundo criterio, en las que se parte de la base de que el agua ha entrado y se trata de encauzarla y eliminarla sin que cause daños, no permitiéndole, por ejemplo, el desarrollo de presiones perjudiciales.

La mayor parte de los problemas que el agua subterránea causa en las vías terrestres están ligadas a saturación incontrolada y desarrollo de presiones de poro no previstas. Frecuentemente la acción capilar del agua juega un importante papel.

Apenas puede haber duda de que, hablando en términos generales, son más prometedoras en el campo de las vías terrestres las soluciones fundadas en el segundo de los criterios arriba enlistados.

Es dudoso que el ingeniero pueda lograr por ningún procedimiento que el agua deje de ir a donde la impulsan sus fuerzas naturales; podrá a lo sumo hacer más difícil la jornada y esto fácilmente puede tener resultados contraproducentes para

sus intenciones, pues el agua constreñida y obstaculizada desarrollará más fácilmente presiones de poro inconvenientes. En todo caso, sólo a costos que resultan irrazonables en las vías terrestres en la mayoría de los casos, podrá el ingeniero pensar haber puesto a la marcha del agua obstáculos de significación.

Es seguramente mejor criterio aceptar la presencia del agua y sus caprichos, dotando a las estructuras de tierra de obras interiores de encauzamiento y eliminación que proporcionen al agua caminos más fáciles por dónde ir, pero por los que fluya libremente, en forma gravitacional, a las presiones más bajas que sea posible. Con este criterio deberán contemplarse todos los métodos de subdrenaje que más adelante se exponen.

Los flujos de agua subsuperficiales presentes en la carretera se deben a flujos naturales provenientes de las infiltraciones de lagunas o puquiales ubicados en las partes altas y alejadas de la zona de la carretera, situación que es favorecida por el tipo de suelo presente.

El exceso de humedad en el terraplén de una carretera origina pérdida en la estabilidad del pavimento debido a la baja resistencia y a la deformación originada por el peso de las llantas del vehículo. Dicha humedad se puede deber a infiltración de agua bajo el pavimento o en la sub-base a través del pavimento mismo, de sus juntas a través de los bordillos, o a la producida por capilaridad desde el nivel freático.

La fuente principal que se utilizó para la descripción del sistema de drenaje del flujo subsuperficial es "La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres", publicado por Alfonso Rico Rodríguez y Hermilo del Castillo [36].

2.2.2.2 SUBDRENAJE EN CARRETERAS

El control del agua subterránea ha sido muy diferentemente valorado en diversas épocas dentro de la historia de la construcción de carreteras, aun hablando solamente de épocas relativamente modernas; también es diversamente valorado por las tecnologías en uso en los distintos países y, finalmente, es común ver fuertes diferencias de criterio en tal valoración dentro de los grupos de ingenieros que actúan en una misma época y en un mismo país.

Naturalmente, todo el mundo está de acuerdo, en principio, en que el subdrenaje es conveniente y beneficioso, pero el subdrenaje tiene un costo y muchas veces bastante elevado y los criterios se diversifican precisamente en el momento en que ha de llegarse a la evaluación subjetiva de cuanto rinde los beneficios en comparación al costo del subdrenaje. Las diferencias en criterio son tan marcadas que hay ingenieros para los que el subdrenaje es una parte constitutiva de la rutina del proyecto y construcción de una carretera, tal como lo pueda ser el drenaje superficial o el uso de la compactación, en tanto que hay instituciones enteras y aún países en los que rara vez se contempla, si alguna, la necesidad de emplearlo. Se escucha con frecuencia, sobre todo en los que en la actualidad han dado en llamarse países en desarrollo, que el subdrenaje es lujo de ricos.

Este razonamiento parece carente de base; si el subdrenaje es benéfico y si su función es trascendental, será más bien necesidad de pobres, pues las naciones no sobradas de recursos (aceptando que haya alguna que lo esté) tendrán, si cabe mayor obligación de garantizar la fuerte inversión que una carretera representa. Si el subdrenaje no tiene una función importante, entonces no será lujo de ricos, sino derroche de estúpidos. Parece pues evidente que el problema no debe plantearse en términos de riqueza relativa, sino, yendo a las raíces tecnológicas del problema, en términos del beneficio que con el subdrenaje se obtenga para la carretera, situado este último, claro

está, con relación al costo que haya de deducir para obtener tal beneficio y al costo que se deducirá de no existir el subdrenaje, una vez que se hayan planteado las consecuencias que ello acarrearía en el comportamiento de la carretera.

Algunos Ingenieros piensan que muchas de las dudas y controversias que se suscitan en torno al subdrenaje provienen de no haber ponderado adecuadamente su papel y sus funciones.

Es una creencia común que el objetivo principal o único de una obra de subdrenaje es eliminar agua, de manera que sólo debe pensarse en él en lugares en donde la presencia de ésta en grandes cantidades sea evidente y deberá considerarse fracasada una obra de subdrenaje en cuya salida no se observe un afloramiento cuantioso de tal elemento.

Como se mencionó anteriormente el objetivo fundamental de una obra de subdrenaje no es precisamente ése, sino el de modificar un estado de presiones neutrales que, como consecuencia de las leyes generales de la Mecánica de Suelos, sea poco favorable para la estabilidad de una masa de suelo y, también, cambiar la dirección de las fuerzas de filtración, de manera que sus efectos se hagan inofensivos o mejoren, con relación a la estabilidad del conjunto. Al mejorar las condiciones de resistencia y el planteamiento de las fuerzas de filtración, de manera que sus efectos se hagan inofensivos o mejoren, con relación a la estabilidad del conjunto. Al mejorar las condiciones de resistencia y el planteamiento de las fuerzas de filtración, tiene que ser posible llegar en cada caso particular a secciones no sólo más seguras, sino también más económicas, en el sentido de involucrar menores movimientos de tierras, lo que se traducirá en ahorros de inversión.

Es importante trabajar con información somera, producto de exploración y hacer un muestreo mínimo y con ayuda de laboratorio, para lo cual son necesarios estudios geotécnicos que se hagan para la carretera en la etapa de proyecto donde estarán a cargo de ingenieros con la suficiente información en el campo de la Mecánica de Suelos y de la tecnología de los pavimentos como para ser capaces de producir las necesarias recomendaciones de subdrenaje allí donde sean necesarias.

2.2.2.3 AGUA SUBTERRÁNEA

El agua que se encuentra en el subsuelo tiene usualmente cualquiera de 3 orígenes. En primer lugar, puede ser meteórica, caída de la atmósfera en forma de lluvia o nieve. En segundo lugar, puede ser agua de formación, que es la que ocupa los espacios entre sedimentos que quedaron en el fondo de océanos y lagos; esta agua es generalmente salada, pues los sedimentos formados en aguas marinas son los más abundantes entre los que hoy pueden encontrarse. Finalmente, se tiene el agua magmática o juvenil producto de la actividad volcánica, de la magmática o de la condensación de vapores derivados de magmas profundos.

Probablemente esta agua es mucho más abundante de lo que en principio pudiera sospecharse y para comprenderlo así basta considerar que el 90% del producto total arrojado por los volcanes es vapor de agua, lo que da idea de la abundancia de las aguas magmáticas, independientemente de que una buena parte de ese vapor debe haber sido suministrado al volcán por diversas fuentes superficiales y subterráneas.

La cantidad de agua que penetra a la tierra queda determinada por varios factores:

1. Cantidad y tipo de precipitación.
2. Ritmo de precipitación. Cuando más rápidamente cae la lluvia, menos agua penetra, pues se satura la superficie del terreno.
3. Declive superficial. La infiltración es mayor en terrenos más planos, a los que corresponden velocidades de escurrimiento superficial menores.
4. La porosidad de los suelos y las rocas.
5. La permeabilidad de los suelos y las rocas. Una formación muy porosa no es necesariamente muy permeable. La arcilla, por ejemplo, es muy porosa y muy poco permeable.
6. La estructuración de suelos y rocas, especialmente en lo que se refiere a facturación, estratigrafía y a la secuencia de los estratos permeables y los impermeables.
7. Cantidad y tipo de vegetación.
8. Humedad atmosférica. Si la humedad es baja, gran parte del agua caída se evapora antes de penetrar en el terreno.

El agua subterránea puede almacenarse de varias maneras. La mayor parte se encuentra en los vacíos entre las partículas de suelo o en las cavidades, fracturas y fallas de las rocas; una parte menor puede formar ríos o lagos subterráneos. A veces, el propio almacenamiento de agua subterránea modifica con el paso del tiempo suficiente las condiciones en que el mismo tiene lugar; por ejemplo, al sellar cavidades, poros o fracturas con sustancias disueltas en la propia agua subterránea.

Al estudiar el régimen de aguas subterráneas, su almacenamiento, sus movimientos y su afloramiento eventual, juegan un papel fundamental consideraciones de orden geológico, tanto referentes a características de superficie, como a las formaciones más profundas. En primer lugar, han de considerarse los tipos de las unidades de suelos y rocas presentes; la presencia de sedimentos no consolidados, como gravas, arena o formados por mezclas de estos materiales es muy importante, pues por su permeabilidad, estas unidades son susceptibles de almacenar mucho agua. Formaciones acuíferas son comunes en aluviones de río, a lo largo de corrientes actuales, pero también lo son en valles fluviales abandonados o enterrados, en lugares planos en que se depositan abanicos de aluvión, en depósitos glaciales, en delantales marinos y en grandes formaciones de depósitos de talud.

Existen otros tipos de formaciones en que es posible encontrar agua en volúmenes muy apreciables.

Las calizas, por ejemplo, son muy variables como formaciones acuíferas, pues su porosidad depende mucho de su disolución interna, pero cuando ésta es importante, pueden dar lugar a abundantes manantiales, ríos subterráneos, etc. Las rocas volcánicas suelen albergar también manantiales; a veces, su porosidad es muy grande, pero sus poros no necesariamente están intercomunicados. El agua corre en ellas sobre todo a través de grietas formadas al enfriarse, fracturas causadas por deformación y en las soluciones de continuidad entre derrames lávicos sucesivos.

Las rocas ígneas cristalinas y las rocas metamórficas suelen ser las menos abundantes en agua y la que se encuentre procederá de sus fracturas. Las arcillas y los suelos arcillosos son capaces de almacenar enormes cantidades de agua.

La figura 2.4 muestra esquemáticamente las diversas formas en que el agua puede estar en el subsuelo.

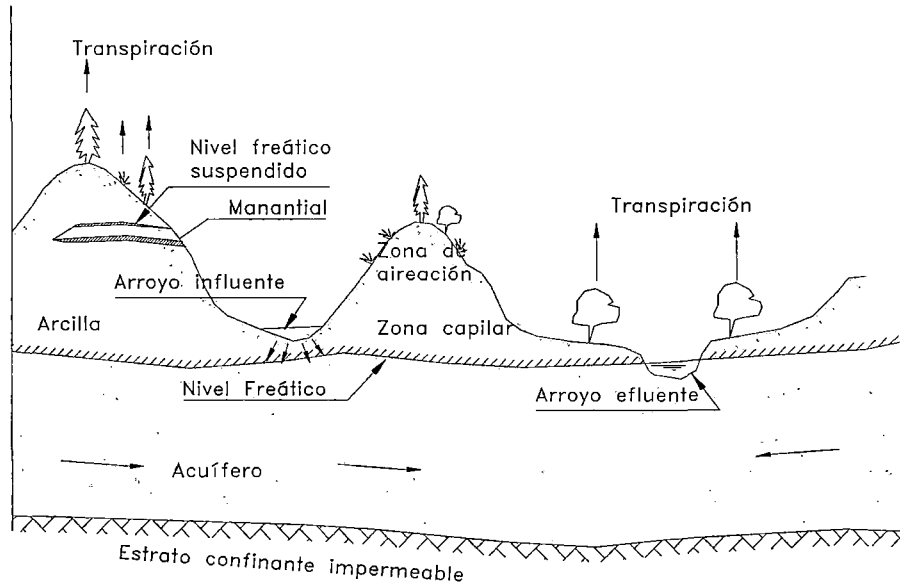


Figura 2.4 Formas del Agua Subterránea.

Cerca de la superficie está la zona de aireación, en la que los poros del suelo contienen aire y agua; esta agua se denomina vadosa y constituye el contenido de agua de los suelos, en el sentido de la Mecánica de Suelos. El espesor de la zona de aireación puede variar desde cero hasta cientos de metros, en zonas particularmente áridas y de relieve abrupto.

Bajo la zona de aireación está la de saturación, en la que los poros del suelo están llenos de agua. La frontera entre las dos zonas es el nivel freático, lugar geométrico de los puntos en que la presión del agua es la atmosférica. Bajo el nivel freático, la zona de saturación puede extenderse centenares de metros, si bien conteniendo cada vez menos agua al aumentar la profundidad, pues los vacíos se van cerrando por el peso de las masas suprayacentes.

Ocasionalmente se forman zonas locales de saturación sobre estratos impermeables, dando lugar a un nivel freático suspendido (ver figura 2.4). También puede suceder que el nivel freático subyazga a un estrato impermeable, formando un estrato confinado, donde es probable la presencia de agua artesisiana, a causa del peso del suelo suprayacente y de la carga hidrostática que usualmente existe. Si se instala un piezómetro en el estrato acuífero confinado, el agua subirá hasta el nivel piezométrico, concepto equivalente en este caso al nivel freático; cuando este nivel piezométrico queda por arriba de la superficie del terreno se tiene un estrato artesisiano propiamente dicho.

En la zona de aireación el agua puede ser gravitacional, capilar o higroscópica. De éstas tres, capilar es la susceptible de mayores variaciones.

La mayoría del agua en las zonas de aireación y saturación proviene de la precipitación atmosférica. Los modos por los que esta agua penetra en el subsuelo a través de la zona de aireación son muy variados y están gobernados por leyes muy complicadas y complejas. Las fuerzas de gravedad, de tensión superficial y aun atracciones moleculares y fuerzas osmóticas juegan importante papel. Los movimientos de penetración suelen ser rápidos en la zona de aireación, pero en la de saturación son necesariamente muy lentos y dependen del reacomodo de grandes masas de agua. La configuración del nivel freático depende mucho de la forma del relieve superficial, el cual reproduce, si bien con contornos menos abruptos. También depende de la permeabilidad del terreno y del abastecimiento de agua. Generalmente se aleja de la superficie del

terreno bajo colinas y elevaciones y se acerca a ella en los valles y, muy especialmente, en los ríos y en los lagos.

Es usual que los períodos de sequía traigan abatimientos importantes del nivel freático, en tanto que se eleva mucho tras períodos de fuertes lluvias. Estas fluctuaciones suelen ser aún más marcadas en terrenos granulares permeables. Hay ocasiones en que el nivel freático se abate tanto que ciertos ríos y lagos pierden agua por infiltración hacia abajo. La condición normal es, naturalmente, que el nivel freático proporcione agua a estos depósitos naturales y que dicho nivel coincida con su superficie libre (ríos y lagos efluentes), siendo éste otro caso en que la creencia común, según la cual el agua subterránea recoge fuertes aportaciones de ríos y lagos, no se comprueba por los hechos, ocurriendo más bien lo contrario.

La figura 2.5 muestra un perfil geológico típico de los que propician la formación de un nivel freático suspendido, que puede ser causa de presencia de grandes cantidades de agua en laderas en que no se sospecharía tal, de no tener en cuenta esta condición. Es importante decir que una exploración geológica oportuna que permita anticipar esta situación puede evitar muchos problemas durante la etapa de construcción o de conservación de cualquier vía terrestre que se construya en esos tipos de ladera.

Donde más probabilidad hay de encontrar grandes cantidades de agua en las laderas naturales constituidas por materiales porosos y en las zonas planas de los valles, es en las cuencas subterráneas cerradas.

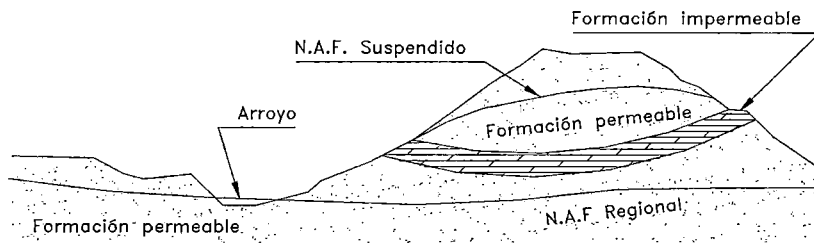


Figura 2.5 Un perfil Geológico que Propicia la Formación de un N.A.F Suspendido.

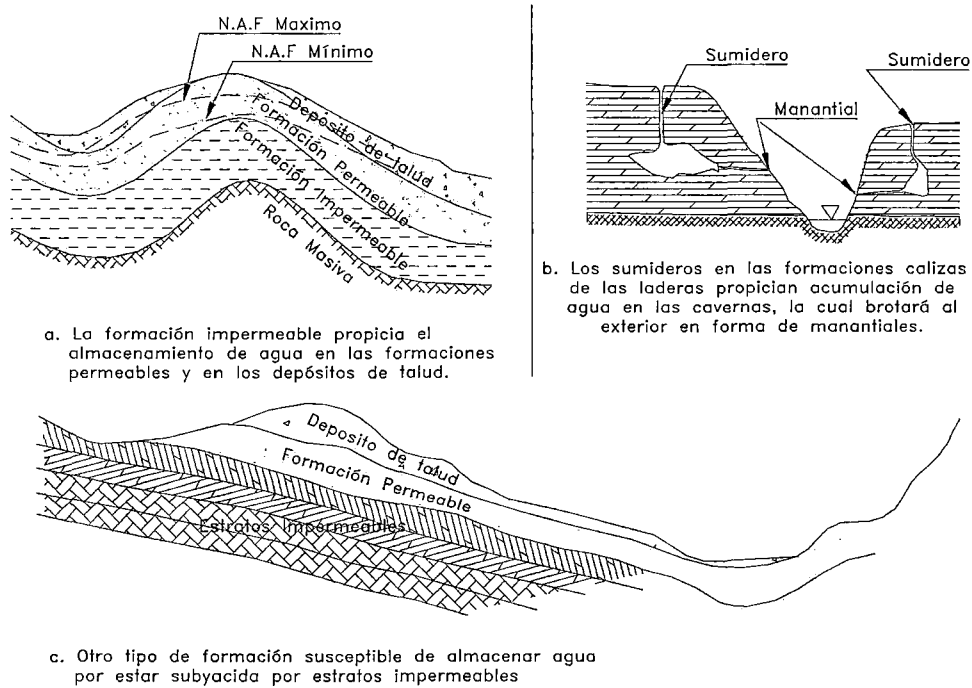


Figura 2.6 Ejemplos de Formaciones Típicas que Propician el Almacenamiento de Agua en Laderas Naturales.

Esta condición es mucho más frecuente de lo que a primera vista pudiera pensarse y, de hecho, aparece en casi todos los grandes anfiteatros naturales constituidos por zonas planas rodeadas de montañas formadas por rocas cristalinas impermeables. A veces estas cuencas son de muy considerable extensión y constituyen excelentes fuentes de aprovisionamiento de agua para uso humano.

La figura 2.6 muestra algunos casos muy típicos y esquematizados de perfiles geológicos que propician la aparición de agua en laderas naturales. De ninguna manera se pretende agotar los perfiles posibles, que son de variedad infinita, sino simplemente ilustrar el tipo de secuencia geológica que es común encontrar en conexión con problemas de subdrenaje en vías terrestres.

Donde el nivel de aguas freáticas intercepta a la superficie del terreno o donde puede aflorar agua artesiana se produce un manantial.

Un indicio de aparición de agua suele ser también la existencia de plantas y árboles preferentemente concentrados en una zona.

2.2.2.4 MÉTODOS DE SUBDRENAJE EN VÍAS TERRESTRES

Se exponen a continuación los principales métodos que se han utilizado en el subdrenaje conectado con la construcción de vías terrestres. Posteriormente se discutirá algo sobre las aplicaciones más frecuentes de los diferentes métodos, pues en la tecnología general de las vías terrestres existen, en lo que se refiere al subdrenaje, algunas distinciones de importancia, que dan lugar a diferenciaciones de criterio útiles; por ejemplo, son diferentes las aplicaciones que de los métodos de subdrenaje se hacen en aeropistas y en carreteras.

A. CAPAS PERMEABLES EN PAVIMENTOS

Es frecuente que en las camas de los cortes de las carreteras y las vías férreas aparezcan grandes cantidades de agua; en estos casos puede ser útil la colocación de capas permeables bajo el pavimento para su protección. Estas son capas de espesor razonable que se colocan abajo de la corona del camino o de la superficie pavimentada y están constituidas por material de filtro, de manera que con ayuda de una pendiente transversal adecuada y de unas correctas instalaciones de salida puedan drenar el agua que se infiltre desde el pavimento, que provengan de los acotamientos de la vía o que asciende por subpresión, procedente de niveles inferiores.

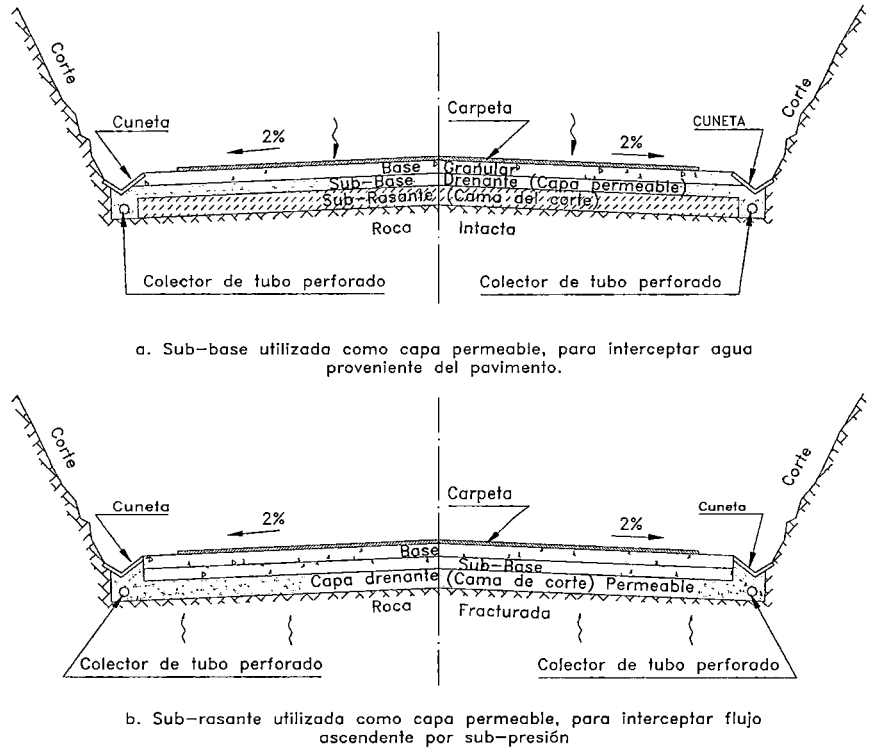
Muchas veces estas capas drenantes se integran al pavimento, aprovechando que la naturaleza granular de los materiales de filtro los hace muy apropiados para tal función, estructuralmente hablando. Otra función importante de las capas de filtro pudiera ser servir de transición entre los materiales finos de terracería y alguna capa de material triturado grueso que haya de colocarse encima, para impedir la incrustación de los fragmentos gruesos en la matriz fina.

La figura 2.7 muestra en forma esquemática la utilización de capas permeables para control de infiltración proveniente de la parte superior del pavimento y de ascensión de agua proveniente de capas inferiores, en las que se supone existe una subpresión.

En la parte "a" de la figura (flujo descendente) como capa drenante se ha utilizado la sub-base, formada por los materiales adecuados. Puesto que se acepta que no habrá flujo ascendente está justificado formar la cama del corte con una subrasante que no tenga calidad especial.

En la parte "b" de la figura se considera un flujo que asciende por subpresión en una roca fracturada. Ahora la capa drenante se ha identificado con la subrasante que forma la cama del corte. La práctica relativamente frecuente de convertir en este caso en drenante también a la sub-base, colocándola sobre una subrasante convencional (cama del corte), debe verse como inconveniente, pues todo suelo colocado bajo la capa drenante tenderá a saturarse, perdiendo resistencia y ganando capacidad de deformación, por lo que el conjunto del pavimento y capa drenante podrá tener un mal comportamiento a despecho de su calidad, al quedar *flotando* sobre una capa saturada.

A veces una capa permeable de material grueso se coloca en la parte inferior de un pavimento o aun en el cuerpo o la parte interior del terraplén, con la finalidad de interrumpir un proceso de ascensión capilar que, de otra manera, terminaría por perjudicar la capa subrasante, la sub-base y aún, quizá, la base de dicho pavimento. Estas son las capas rompedoras de capilaridad, cuya función es impedir el acceso del agua, pero no drenarla; no son propiamente capas drenantes. Se trata de poner al material fino del terraplén en contacto con el aire en los huecos grandes entre las partículas gruesas, para dar ocasión a la formación de los meniscos necesarios para que el agua no continúe su ascenso, quedando libres de ella capas de suelos colocadas por encima.



a. Sub-base utilizada como capa permeable, para interceptar agua proveniente del pavimento.

b. Sub-rasante utilizada como capa permeable, para interceptar flujo ascendente por sub-presión

Figura 2.7 Capas Permeables.

Existe una diferencia importante entre como ha de ser proyectada la capa permeable según sea interceptora y eliminadora de un flujo o rompedora de la ascensión capilar de agua que provenga de niveles inferiores. En el primer caso, deberá disponerse la capa contando con un flujo de agua a su través. Esto implica las pendientes transversales necesarias, la existencia de los colectores de tubo perforado y, sobre todo, implica que el material constitutivo de la capa sea un auténtico filtro. Por el contrario, si la capa se coloca para romper el potencial capilar de un agua ascendente, lo conveniente será que el material constitutivo sea granular grueso muy permeable, que deje grandes huecos en contacto con el material que tenga potencial capilar; de esta manera, el agua capilar no podrá ascender a través de la capa rompedora y quedará confinada en las capas inferiores, desarrollando para ello los meniscos necesarios en la zona en que los canales capilares queden en contacto con aire; para esta condición no sería conveniente, en principio, que el material de la capa rompedora fuera un auténtico filtro, pues estos materiales tienen todavía una altura capilar que puede ser apreciable. El razonamiento anterior llevaría a pensar que el material ideal para una capa rompedora de capilaridad sea la piedra en fragmentos, relativamente grandes y de tamaño uniforme, pero resulta arriesgado pensar que cualquier material que se coloque en una sección estructural de una vía terrestre tenga una sola finalidad y funcione con un único mecanismo.

El material que se acaba de mencionar trabajaría demasiado mal ante un posible flujo, por lo que no es usual que los ingenieros se inclinen a su uso, de manera que en las capas rompedoras suelen verse materiales bastante mejor graduados.

Las capas permeables en que se piensa en este lugar serán las destinadas a captar flujo de agua que desciende de la superficie del pavimento y acotamientos, que proviene de los lados de los cortes o que ascienda por subpresión.

Un aspecto importante en el diseño de capas permeables es su costo, que suele ser alto. A este respecto es deseable cualquier reducción en el espesor de la capa que pueda lograrse sin disminuir en exceso la capacidad drenante. Sin embargo, capas demasiado

delgadas se complican constructivamente hasta el grado de perder su ventaja económica. Quizá no deben emplearse capas de espesor inferior a 15 cm, 20 cm y 30 cm son las dimensiones más comunes; espesores mayores probablemente repercuten ya mucho en el costo, sobre todo en carreteras.

B. DRENES LONGITUDINALES DE ZANJA

En laderas inclinadas o en terrenos ondulados y montañosos es común que el agua subterránea fluya según la inclinación de la superficie, guardando el nivel freático una configuración similar a la del terreno, sí bien usualmente menos accidentada. Cuando en tales casos haya que hacerse una excavación profunda para alojar una vía terrestre, como es el caso de los cortes, se producirá un flujo hacia la excavación que tenderá a saturar los taludes y la cama del corte (ver figura 2.8).

Este flujo puede ser interceptado por un dren longitudinal de zanja, tal como se hace ver en la misma figura 2.8 en la que se esquematizan las direcciones del flujo antes y después de colocar tal instalación. El efecto del subdren de zanja es en este caso interceptar y eliminar el flujo hacia la cama del corte y, en menor escala, disminuir la zona eventualmente saturada en el talud. La mayor parte de los drenes longitudinales de zanja que se colocan en carreteras y ferrocarriles tienen la finalidad, por lo que resultan ser en ese caso estructuras cuya principal función es la protección de pavimentos, interceptando un flujo de agua.

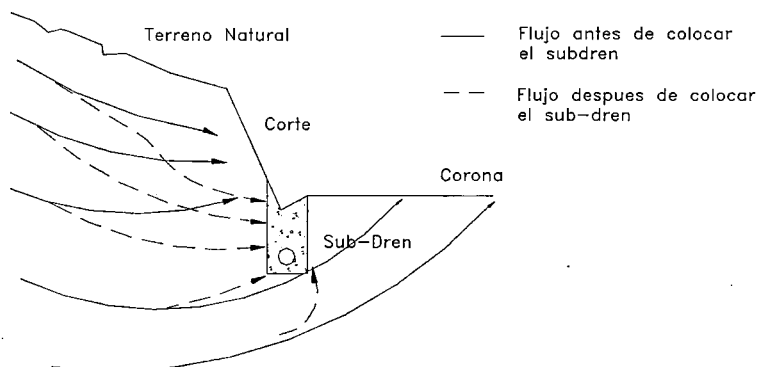


Figura 2.8 Flujo hacia el Talud y la Cama de Corte.

Pero otra utilización muy común de los drenes longitudinales de zanja se ilustra en la figura 2.9.

Se ven en ella tres condiciones en que gracias a tales instalaciones se logra dejar un pavimento por encima de una nivel freático que, de otra manera, lo anegaría. Aquí, más que el interceptar un flujo, la misión del dren es abatir un nivel freático, protegiendo así al pavimento. Esta es una necesidad muy frecuente en terrenos planos, con nivel freático muy próximo a la superficie, de manera que la función ilustrada en la figura 2.9 será típica de aeropistas, aunque en la figura se ejemplifican tres casos de carretera, donde la situación puede también, naturalmente, presentarse.

El subdren consiste en una zanja de profundidad adecuada (como mínimo quizá de 1 a 1.5 m, habiéndose llegado a construirlas hasta de 4.0 m), provista de un tubo perforado

en su fondo y rellena de material filtrante; el agua colectada por el tubo se desaloja por gravedad a algún bajo o cañada en que su descarga sea inofensiva.

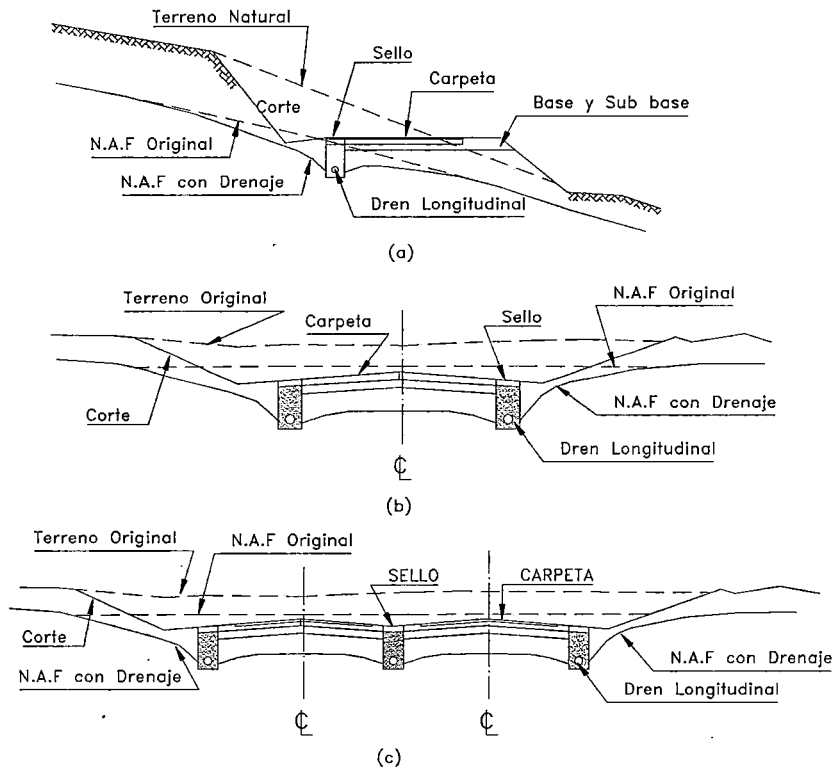


Figura 2.9 Casos de uso de Drenes Longitudinales de Zanja para Abatir el N.A.F.

La figura 2.9 ilustra también aquellos casos en que el dren haya de colocarse de un lado o los dos de una carretera o, inclusive, en que hayan de disponerse tres o más zanjas, como podrá ser el caso en las amplias secciones de las autopistas modernas o en las aeropistas; en estos últimos casos, es común combinar la acción de estos drenes longitudinales con interceptores transversales. Las zanjas han de ser profundas y próximas si existe subpresión de agua bajo la sección de la vía terrestre.

El relleno permeable deberá colocarse compactándolo convenientemente, según ya se comentó.

Cuando el terreno en que se construyan sea blando y húmedo, deberá cuidarse dar un espesor suficientemente de material de filtro en el fondo de la zanja como para garantizar una plantilla estable, que permita dar al tubo pendientes permanentes y para protegerlo; es frecuente construir, en este caso, la plantilla con un concreto pobre.

De hecho existe fuerte discusión entre los ingenieros dedicados a estas actividades entre las virtudes comparativas de las capas permeables y las de los drenes longitudinales de zanja. Algunos se inclinan por la utilización sistemática de las capas permeables, aun para captar los flujos provenientes de los taludes de los cortes; se fundan para ello en la protección completa que dan las capas en toda la superficie de apoyo del pavimento y en razones de costo, pues si la capa se integra al pavimento en su función estructural podría ser, muchas veces, más barata, por el costo que significan las excavaciones de las zanjas longitudinales, a poco duro que sea el terreno en que hayan de hacerse. Los partidarios del subdrén longitudinal le

achacan seguridad de operación y esta estructura tiene a su favor más tradición y mayor número de experiencias.

Algunos Ingenieros piensan que ambas soluciones tienen su específico campo de aplicación, que depende mucho de la geometría de la sección de la vía, de las trayectorias de flujo de agua, de la existencia y monto de subpresiones en ella, de los materiales presentes y de muchas consideraciones económicas. En términos generales piensan que la capa permeable horizontal drenante conviene para captar flujos que afectan esencialmente a un pavimento, con dirección de filtración prácticamente vertical. Los drenes de zanja rinden sus mejores resultados cuando se trata de interceptar flujos que vienen por los taludes de un corte. Es probable que entre las dos modalidades de subdrenaje pueda ejercerse una considerable dosis de preferencia personal y, desde luego, éste es un caso en que la ventaja económica pueda resultar decisiva para realizar una elección adecuada.

C. DRENES DE PENETRACIÓN TRANSVERSAL

Ya se han discutido con cierto detalle los mecanismos por los que el agua que satura las masas que quedan a los lados de un corte que se practique durante la construcción de una vía terrestre puede influir desfavorablemente en la estabilidad de sus taludes; los mismos mecanismos comprometen el equilibrio de una ladera natural a través de la que se establezca un flujo.

Los drenes de penetración transversal denominados por la práctica americana drenes horizontales son instalaciones de subdrenaje que responden específicamente a la necesidad de abatir del interior de los taludes del corte las presiones generadas por el agua, que sea susceptible de provocar la falla del corte. Comenzaron a utilizarse en el Departamento de Carreteras de California (EE.UU) a partir de los últimos años de la década de los 30s.

Consisten sencillamente en tubos perforados en toda su periferia que penetran en el terreno natural en dirección transversal al eje de la vía, para captar las aguas internas y abatir sus presiones neutrales.

Se construyen efectuando primeramente una perforación de 7.5 a 10 cm de diámetro, para lo cual existe la maquinaria apropiada, automática y provista de movimiento propio de avance y retroceso, para facilitar las maniobras. Dentro de la perforación se coloca el tubo perforado de 5 cm de diámetro generalmente, el cual suele ser galvanizado o tener una película de asfalto, como protección contra la corrosión. El tubo se coloca con una inclinación hacia la vía comprendida entre, 5% y 20%; 10% es una pendiente muy común.

La descarga puede ser libre a la cuneta o, en instalaciones importantes, a tubos colectores de unos 20 cm de diámetro, que encaminan las aguas a donde sean inofensivas. La parte del tubo perforado del subdrén que queda próxima a la salida debe dejarse sin perforar en uno o dos metros, para evitar la invasión de vegetación a través de las perforaciones y la obstrucción del tubo.

Como ya se ha dicho, los drenes de penetración transversal tienen por objeto drenar el agua y/o abatir sus presiones neutrales en grandes extensiones, mayores de las que puede alcanzar cualquier otro método de subdrenaje. También modifican, usualmente en forma favorable, la dirección de las fuerzas de filtración.

Por ello su campo natural de aplicación son los taludes de los cortes y las laderas naturales, especialmente cuando sirven de apoyo a un terraplén. Se requiere un gran número de drenes para lograr buena eficiencia y en terrenos impermeables o en masas de

roca agrietada, sin fácil comunicación interna, su zona de influencia puede ser relativamente pequeña, de manera que se requieren espaciamientos cortos; es frecuente verlos hasta cinco metros uno del otro y en dos o más hileras separadas por un espaciamiento vertical similar; diez metros es un espaciamiento muy común.

Como todos los demás métodos de subdrenaje, los drenes de penetración transversal no son una panacea de uso universal. Deben instalarse solamente después de realizar las investigaciones necesarias para garantizar su efectividad y la economía del método.

Los drenes de penetración transversal deben instalarse de manera que puedan ser objetos de un mantenimiento durante la conservación normal de la vía terrestre. Este mantenimiento consiste en su limpieza interior, incluyendo el destapar sus perforaciones.

D. POZOS DE ALIVIO

Aunque son relativamente escasos en la tecnología de vías terrestres, los pozos de alivio constituyen un modo útil de resolver algunos problemas específicos. Son perforaciones verticales del orden de 0.40 – 0.60 m de diámetro, dentro de las cuales se coloca un tubo perforado de 10 – 15 cm de diámetro. El espacio anular que queda entre ambos, se rellena con material de filtro. Los pozos se han construido hasta de 20 m de profundidad. Se colocan de forma tal que capten los flujos perjudiciales, o sea ladera arriba de la zona que se desee proteger. Su misión principal es abatir la presión en el agua existente en capas profundas del subsuelo, a las que no es económico o posible llegar por excavación; no suelen ser muy efectivos desde el punto de vista de eliminar toda el agua contenida por el suelo.

Los pozos deberán tener un sistema que elimine el agua que drenen, de otro modo sólo serán un alivio transitorio, pero con el tiempo, al llenarse de agua, se restituirán los niveles y estados de presiones que existían antes de colocarlos. El bombeo es, quizá, el medio más obvio para lograr tal fin, pero es costoso y complica mucho las maniobras de la conservación normal de la vía, por lo que se corre el riesgo de que se descuide o abandone. La figura 2.10 ilustra el que probablemente es el mejor medio de eliminar las aguas que colecten los pozos de alivio. Se trata de hacerlo por medio de drenes de penetración transversal. Naturalmente que será muy difícil lograr una conexión física entre el pozo y el dren transversal, dadas las imprecisiones de la perforación, pero esta limitación quizá no es importante, pues los drenes transversales pueden captar mucha del agua que tienda a acumularse en los pozos y, desde luego, impedirán la generación de presiones neutrales de importancia.

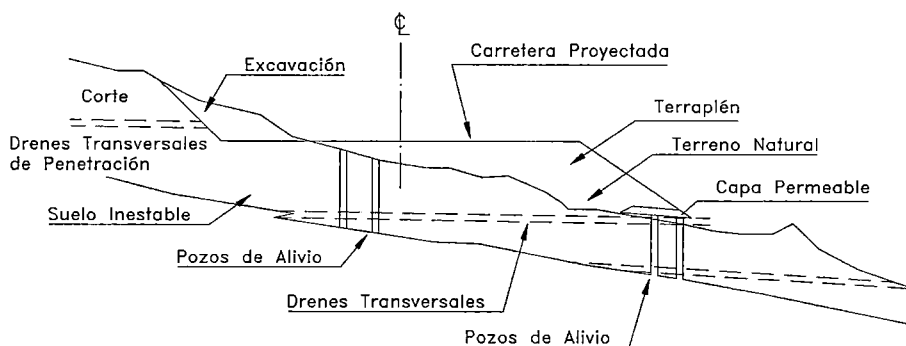


Figura 2.10 Pozos de Alivio Combinados con Drenes Transversales de Penetración.

El método de los pozos de alivio tiene en su contra el costo, que suele ser alto; no es fácil que se justifiquen económicamente allí donde perforación sea dificultosa o, sobre todo, donde el pozo haya de ser adomado, antes de colocar su relleno.

E. CAPAS PERMEABLES PROFUNDAS CON REMOCIÓN DE MATERIAL

Cuando bajo la zona en que se colocará un terraplén, existe una capa saturada de suelo de mala calidad y de espesor relativamente pequeño (no más de 3 ó 4 m) y debajo de esta capa hay materiales de mucha mejor calidad, puede pensarse en remover totalmente el suelo malo en una faja bajo el camino por construir y en la longitud necesaria. La figura 2.11 esquematiza una instalación de tal tipo.

La excavación para la remoción podrá recubrirse con una capa de 50 cm o un metro de material de filtro, disponiendo la correspondiente tubería perforada de captación y un sistema de desfogue. Posteriormente, la excavación se rellenará con material de buenas características, debidamente compactado.

La capa drenante colocada evita que el relleno compactado sufra en el futuro los efectos adversos del agua. Adicionalmente, el sistema permite que el terraplén se apoye a fin de cuentas en terreno firme, por lo que la solución debe verse como mixta, entre mejoramiento de terreno de cimentación y subdrenaje.

El límite lógico para esta solución es el espesor del material malo, que cuando es importante la hace prohibitiva por razones económicas. Una precaución importante consiste en determinar por exploración que se esté removiendo realmente el material a través del cual ocurre el flujo, pues ha sucedido que por abajo del estrato firme en que se confió, existía otro estrato débil saturado, de manera que la remoción por arriba de él no produjo un cambio substancial en las condiciones de estabilidad de la zona.

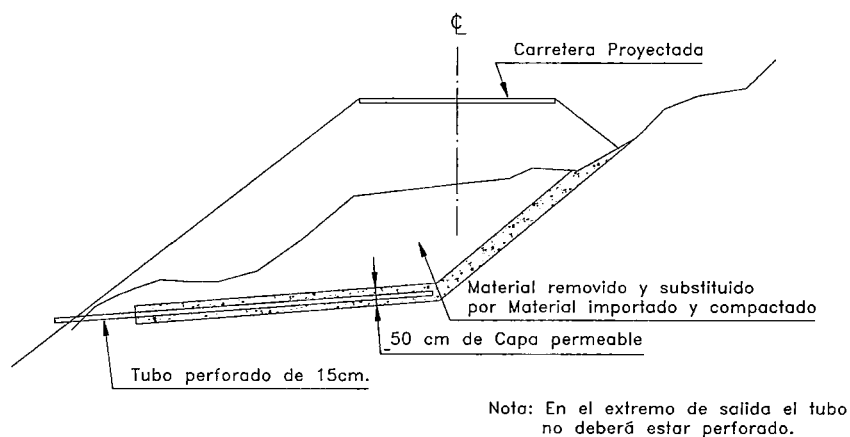


Figura 2.11 Remoción de Material Blando y Colocación de una Capa Permeable Bajo Terraplenes.

F. TRINCHERAS ESTABILIZADORAS

Cuando en una ladera natural existe flujo de agua y está formada por grandes espesores de materiales cuya estabilidad se ve amenazada por él y sobre tal ladera ha de construirse un terraplén, la remoción de todos los materiales malos y su sustitución por otros mejores resulta ya difícil y, desde luego, antieconómica. En estos casos puede pensarse que basta captar el flujo y eliminar el agua en una zona bajo el terraplén de profundidad y ancho suficiente para garantizar la estabilidad local; en la práctica esto se logra drenando las aguas de una zona que abarque aquella por la que podría desarrollarse un círculo de deslizamiento del conjunto formado por el terraplén y su terreno de cimentación.

En realidad, una trinchera estabilizadora suele mejorar la estabilidad de un terraplén o de su terreno de cimentación de varias maneras.

1. Realizando la función drenante que ha quedado descrita.
2. Realizando un proceso de sustitución de material, en el cual, se apoya el conjunto terraplén-trinchera en un suelo más firme o se modifican las condiciones de estabilidad de tal modo que cualquier posible superficie de deslizamiento resulta tan larga y tan profunda que hace irrealizable la falla.

Entonces, la función de cualquier trinchera estabilizadora es doble. El subdrenaje que proporciona mejora desde luego las características mecánicas del suelo ladera abajo, al cortar físicamente al flujo y también las mejora ladera arriba, abatiendo las presiones en el agua en una importante zona de influencia. Además, el mejoramiento de las características mecánicas del suelo que se sustituye en el relleno crea una restricción mecánica a la falla, que puede ser muy importante en muchos casos.

G. GALERÍAS FILTRANTES

Cuando el agua subterránea se encuentra a una profundidad tal que sea imposible pensar en llegar a ella por métodos de excavación a cielo abierto y prevalezcan condiciones topográficas que hagan difícil el empleo de drenes transversales, se ha recurrido en ocasiones a la construcción de galerías filtrantes. La técnica de estas obras es muy ampliamente conocida en el campo de las presas de tierra, pero es mayor cada día el uso que de ellas se hace en problemas relacionados con el subdrenaje de vías terrestres, sobre todo en corrección de problemas en zonas inestables de grandes proporciones; mucho más raramente se construyen como método preventivo.

La galería filtrante es un túnel de sección adecuada para permitir su propia excavación, localizado en donde se juzgue más eficiente para captar y eliminar las aguas que perjudiquen la estabilidad de un talud o de una ladera que se use como terreno de cimentación.

Las técnicas de construcción son las correspondientes a cualquier clase de túneles.

2.3 DRENAJE TRANSVERSAL EN CARRETERA

Como se mencionó anteriormente, para una mejor organización en el análisis de los problemas de drenaje de la carretera, se puede plantear la solución del drenaje, diferenciando el sentido de recorrido de flujos de agua sobre la carretera, ya sea longitudinal o transversal al eje de la carretera.

Se mencionó que la función principal del sistema de drenaje transversal es restituir el paso de los cauces naturales (ríos, quebradas, arroyos, cárcavas, etc.) que han sido afectados por el trazo de la carretera, para lo cual se debe tratar de conservar las características del cauce natural, siendo entonces importante el análisis de la ubicación de estas estructuras. Las estructuras de drenaje transversal, también sirven para evacuar el flujo proveniente del sistema de drenaje longitudinal, para lo cual se tiene que tener cuidado en la capacidad de éstas, siendo comúnmente necesario ubicar a cada cierta distancia una estructura de drenaje transversal, así como evacuar en forma ordenada el flujo hacia drenes naturales.

Las obras de drenaje transversal más comunes que se usan en el País son:

- Alcantarillas.
- Puentes.
- Badenes.

La diferencia entre una alcantarilla y un puente consiste en que la parte superior de una alcantarilla generalmente no forma parte del pavimento de la carretera; en cambio, un puente eslabona una carretera sobre un cauce natural. **También es importante anotar que los problemas en un puente son fundamentalmente de tipo hidrológico y de hidráulica de ríos, y difieren en su planeamiento con respecto a los de una alcantarilla. En cualquier caso, la idea es efectuar el cruce tratando de no modificar las condiciones originales del flujo en el río o quebrada.**

La práctica comúnmente aceptada considera como alcantarillas aquellos conductos bajo la carretera de cualquier forma y tamaño, con anchos hasta de 6m (según Highway Drainage Guidelines de los Estados Unidos es 20 pies); las estructuras de mayor claro son tratadas como puentes.

Aunque el costo unitario de las alcantarillas es mucho menor que el de los puentes, aquellos son más numerosos, en promedio 5 por cada kilómetro de carretera (dependiendo de la necesidad de ubicar mas alcantarillas en cada tipo de carretera) y representan un costo total mayor que el de los puentes.

Las fuentes principales que se utilizaron para la descripción del drenaje transversal en carretera son "Manual De Carreteras - Hidrología y Drenaje", publicado por la Dirección General de Obras Públicas, Dirección de Vialidad, Chile 1981 [15] y el "Manual de Productos de Acero para Drenaje y Construcción Vial", publicado por la División Internacional del Armco [2].

2.3.1 ALCANTARILLAS

Las alcantarillas son conductos cerrados que se construyen transversales a un terraplén y por debajo de este, con el objeto de conducir el flujo de escorrentía proveniente de las cunetas, contra cunetas, hacia cauces naturales. También sirve de paso a flujos provenientes de cauces naturales (quebradas, riachuelos, etc.)

2.3.1.1 CLASIFICACIÓN DE ALCANTARILLAS

Una alcantarilla, se puede clasificar de acuerdo al tipo de sección transversal, al material o forma.

CLASIFICACIÓN SEGÚN LA FORMA Y SECCIÓN TRANSVERSAL

La forma de una alcantarilla no es la más importante consideración, como lo es el rendimiento hidráulico. La sección circular, arco o rectangulares son de igual capacidad hidráulica. Sin embargo, un problema para el funcionamiento de la alcantarilla es la baja altura del terraplén, por lo tanto, éste es un factor limitante.

Para la selección de la forma de las alcantarillas, se tiene que considerar el costo de la construcción, el potencial de obstrucción por los escombros, los problemas que se originan por la altura permisible del flujo en la entrada, la altura de terraplén sobre la alcantarilla y el rendimiento hidráulico.

Comúnmente se utilizan las siguientes secciones transversales en las alcantarillas.

CIRCULAR

La sección circular es la sección comúnmente usada y resiste en forma satisfactoria, en la mayoría de los casos. Este tipo de sección la podemos encontrar en gran variedad de longitudes estándares a costo razonable.

El diseño, las especificaciones constructivas y los métodos para determinar la máxima cobertura para tubos de concreto y acero, están incluidos en las publicaciones de la American Association State Highway Administration y otros.

ARCO Y ELÍPTICA

La sección arco y elíptica en una alcantarilla, son generalmente usadas en reemplazo de una sección circular, porque se puede usar con menor altura del terraplén.

Cuando se comparan con la sección circular, la sección arco y elípticas son mas caras, a pesar de tener la misma capacidad hidráulica, pero se requiere incrementar las características estructurales.

RECTANGULAR

Las alcantarillas de cajón cuadradas o rectangulares pueden ser diseñadas para evacuar grandes crecidas y puede acomodarse con cambios de altura, a distintas limitaciones que puedan existir, tales como alturas de terraplén o alturas permisibles del

flujo en la entrada. Como generalmente se construyen en el lugar deberá tomarse en cuenta el tiempo de construcción al compararlas con las circulares prefabricadas. Por consiguiente, se están usando secciones rectangulares prefabricados.

En los casos de cauces naturales muy anchos se suelen usar alcantarillas múltiples. También se utilizan cuando el terraplén de la carretera es muy bajo. Sin embargo, cuando se ensancha un canal para acomodar una batería de alcantarillas múltiples, se produce depósito de sedimentos tanto en el canal como en la alcantarilla, situación que deberá tenerse presente.

ARCO

Una alcantarilla arco tiene aplicación en lugares donde hay poca obstrucción al curso del flujo y donde las cimentaciones que se pueden construir, sean adecuadas para resistir las estructuras.

Así como también las estructuras de esta sección pueden ser instaladas manteniendo el arroyo natural donde se encuentren peces u otros animales que habiten en el lugar, pero esto debería ser cuidadosamente evaluado.

Las estructuras de las placas de metal de los arcos pueden usarse en situaciones de bajas cobertura, también tiene la ventaja de una rápida construcción, poco transporte y bajo costo de mano de obra.

Esta forma es especialmente ventajosa en áreas remotas y abruptas.

MÚLTIPLES OJOS O BARRILES

Este tipo de sección consiste en más de un ojo o barril y son generalmente usadas en cauces anchos, donde la concentración de flujo puede ser mantenido en un mínimo, así como se puede usar en carreteras de bajo terraplén que ofrece limitada cubierta, para lo cual se necesita el uso de pequeñas y varias alcantarillas.

En el caso de alcantarillas de celdas es usualmente más económico usar estructuras múltiples que una sola luz de gran ancho. En algunos ocasiones, los múltiples barriles tienen una tendencia para retener ripio lo cual entorpece el paso de agua. Ellas son también susceptibles a atascarse y a la deposición de arena en uno o más barriles. La alineación frontal de las alcantarillas a la proximidad del flujo y la instalación de estructuras de control de ripio, pueden ayudar a eliminar estos problemas.

CLASIFICACIÓN SEGÚN EL MATERIAL

Los materiales comúnmente usados son:

- Concreto (reforzado y sin reforzar)
- Acero (liso y corrugado)
- Aluminio corrugado

Otros materiales usados en condiciones especiales:

- Arcilla vitrificada
- Asbesto cemento
- Plásticos
- Fibra Bituminosa

Hierro fundido
Madera
Acero inoxidable

En la elección del material de la alcantarilla se deben tomar en cuenta la durabilidad, resistencia, rugosidad, condiciones del terreno, resistencia a la corrosión, abrasión e impermeabilidad.

No es posible dar reglas generales para la elección del material ya que depende del tipo de suelo, del flujo y de la disponibilidad de los materiales en el lugar. Sin embargo, deberá tenerse presente al menos lo siguiente si el camino considera pavimento superior.

- a. La vida útil de los materiales constituyentes de la alcantarilla debe superar la vida útil el pavimento.
- b. La alcantarilla debe asegurar una impermeabilidad que evite la saturación del terraplén adyacente, que pudiera acarrear asentamientos del terraplén con el consecuente daño al pavimento.

En definitiva el costo de las alcantarillas está altamente influenciado por la selección del material, forma y sección de ellas.

2.3.1.2 UBICACIÓN Y LARGO DE LAS ALCANTARILLAS

A. PRINCIPIOS PARA LA UBICACIÓN DE LAS ALCANTARILLAS

Se entiende por ubicación de las alcantarillas, la alineación y el declive con respecto a la calzada y al curso de agua. La ubicación correcta es importante porque ejerce influencia sobre la adecuada abertura, la conservación de la alcantarilla, y el posible derrumbamiento de la calzada.

Para lograr una adecuada ubicación de una alcantarilla que se ubica en una quebrada es importante conocer el comportamiento de la quebrada. Estas características se detallan en el Apartado 4.1.4.

A pesar que la instalación de cada alcantarilla constituye un problema distinto, los pocos principios que se exponen a continuación tienen aplicación en la mayoría de los casos.

Una alcantarilla es un conducto que continúa y substituye un curso de agua descubierto, en un lugar donde el curso de agua tropieza con un obstáculo artificial tal como una calzada, un terraplén o un dique. Es necesario tener en cuenta los terrenos lindantes, tanto en lo que concierne al embalse de agua curso arriba, **como las velocidades de descarga que ofrezcan seguridad para evitar socavación o sedimentación indebidas aguas abajo.**

Un curso de agua descubierto no es siempre estable. El recorrido del cauce puede variar, enderezándose en algunos puntos y volviéndose más sinuoso en otros. El fondo puede profundizarse como resultado de la erosión, o elevarse al depositarse sedimentos. Tanto la estabilidad como el caudal de las aguas pluviales en un curso de agua pueden variar como consecuencia de cambios en la utilización de la tierra aguas arriba, estos cambios pueden consistir en desmonte, forestación, urbanización, etc.

Como una alcantarilla es una línea fija en un curso de agua, es necesario el buen juicio del ingeniero para determinar la ubicación correcta de la estructura.

En cualquier caso, la mejor localización de una alcantarilla consiste en evitar que la corriente altere su curso cerca de los extremos del conducto, evitando con ello deslaves y la formación de remansos con los consecuentes gastos de conservación.

B. ALINEACIÓN

El primer principio para determinar la ubicación de una alcantarilla, consiste en dotar al curso de agua con una entrada directa y una salida directa. Cualquier cambio de dirección abrupto, en cualquiera de los extremos de la alcantarilla, retardará el flujo de la corriente y hará necesaria la construcción de una estructura de mayor tamaño.

Si la salida y entrada directas no existen, se pueden obtener en una de las formas siguientes: un cambio en el cauce, una alineación sesgada, o una combinación de ambas. El costo de un cambio en el cauce puede compensarse parcialmente al poder usarse una alcantarilla más corta, o de diámetro menor. La alineación sesgada requiere una alcantarilla más larga, pero esto generalmente se justifica por la mejora en las condiciones hidráulicas y por la seguridad de la calzada.

El segundo principio para determinar la ubicación de una alcantarilla, consiste en el empleo de precauciones razonables para evitar que el cauce de agua cambie su curso cerca de los extremos de la alcantarilla. De lo contrario, la alcantarilla podrá volverse inadecuada, causar embalse excesivo, y posiblemente hasta derrumbarse. Cualquiera de estos problemas puede ocasionar grandes gastos para la conservación de la carretera. **Los bordes del curso de agua pueden protegerse mejor contra la erosión y los cambios en el cauce**, mediante el uso de secciones terminales de acero, revestimiento con roca, plantación de césped, o pavimentación.

La elección de la rasante también puede tener influencia sobre la alineación de la alcantarilla. Véanse los métodos para elegir la alineación correcta en la figura 4.5.

En las intersecciones de carreteras, y frente a las entradas domiciliarias, las alcantarillas deben instalarse directamente en la línea de la zanja al costado de la calzada, especialmente donde las alcantarillas deberán conducir una cantidad importante de agua pluvial.

C. PENDIENTE

La rasante ideal para una alcantarilla es aquella que no produce sedimentación ni velocidades excesivas y erosión, que permite la menor longitud, y que hace más sencillo el reemplazo, ver figura 4.6.

Las velocidades altas producen erosión destructiva aguas abajo, y a la estructura misma de la alcantarilla, a menos que esté protegida. En las fotos 4.18, 4.19 y 4.20 se muestran algunos casos de erosión aguas abajo de las alcantarillas. Las velocidades seguras para cauces de cursos de agua se indican en la Tabla 2.1.

La capacidad portadora de sedimentos, de un curso de agua, varía según el cuadrado de velocidades.

La capacidad de una alcantarilla con salida libre (no sumergida) no aumenta al emplearse una pendiente mayor que la llamada "pendiente crítica". La capacidad está determinada por la cantidad de agua que puede ingresar por la entrada.

Por otra parte, la capacidad de una tubería con pendiente muy suave, pero con salida sumergida, puede variar según la carga (diferencia de altura de la superficie del agua en los dos extremos). En este caso, la rugosidad del interior de la alcantarilla, además de la carga de velocidad y la pérdida por la entrada, es un factor que debe tenerse en cuenta.

Se recomienda una pendiente de 1 o 2 por ciento para obtener una pendiente igual o mayor que el crítico, siempre que la velocidad esté comprendida dentro de límites admisibles. En términos generales, una pendiente mínima de 50 cm en 100 m evitará la sedimentación.

D. LARGO DE LA ALCANTARILLA

El largo necesario de la alcantarilla depende del ancho de la calzada o piso del camino, de la altura del terraplén, de la inclinación del talud, de la pendiente y oblicuidad de la alcantarilla, y del tipo de terminación que se utilice, tal como pieza terminal, muro de cabecera, entrada con caída, vertedero, o extremo biselado.

Una alcantarilla debe tener longitud suficiente para que sus extremos no se obstruyan con sedimentos ni sean cubiertos por el terraplén que se asienta y ensancha.

Un esquema del corte transversal del terraplén, y del perfil del lecho del curso de agua, servirá para determinar mejor el largo necesario de la alcantarilla. Si no se cuenta con tales esquemas, el largo de una alcantarilla sencilla, debajo de un terraplén, puede determinarse en la forma siguiente.

Agregar el doble del producto pendiente x altura del terraplén en el centro de la calzada, al ancho de la calzada (berma laterales incluidas). La altura del terraplén debe medirse desde la línea de superficie de la corriente si no se construirán muros de cabecera, y desde la corona de la alcantarilla si se emplearán muros de cabecera o secciones terminales.

2.3.1.3 CRITERIOS DE DISEÑO EN LAS ALCANTARILLAS

El proyecto de las alcantarillas no ha alcanzado todavía la etapa en que dos o más personas arriben siempre a la misma respuesta, o donde el desempeño real en servicio corresponde con las esperanzas del proyectista. La razón para esto consiste en que la interpretación de la información obtenida en obra, y de la hidrología, por parte del ingeniero, se ve influida a menudo por su juicio personal, basado en su propia experiencia en una localidad específica. Ello no obstante, la información obtenida en obra, la hidrología y la investigación hidráulica están por suerte eliminando las diferencias, y haciendo que el arte del diseño de alcantarillas se parezca más a una ciencia.

A. PROCEDIMIENTO PARA LA SELECCIÓN DEL TAMAÑO DE UNA ALCANTARILLA

A continuación se da un procedimiento detallado para el cálculo de las dimensiones de una alcantarilla.

- a. Ordenar todos los datos de diseño: caudal (m^3/s), longitud de la alcantarilla (m), pendiente de la alcantarilla, profundidad admisible en el remanso de entrada (m), velocidades máximas y medias de la corriente en el cauce natural y elección tentativa del tipo de alcantarilla, material, forma del conducto y tipo de entrada.

- b. Determinar en primera aproximación las dimensiones del conducto, suponiendo, por ejemplo, una velocidad en el conducto. Si resulta un ancho excesivo, debido a la limitación de altura que impone el terraplén puede pensarse en una alcantarilla de sección arco.
- c. Determinar la profundidad del remanso de entrada suponiendo escurrimiento con control de entrada. Si esta profundidad resulta mayor que la admisible debe ensayarse una nueva dimensión tentativa.
- d. Suponer escurrimiento con control de salida y determinar la profundidad en el remanso de entrada. Inicialmente debe determinarse la profundidad de la corriente en la salida y seguir el procedimiento que corresponda según sea una situación de salida sumergida.
- e. Comparar las profundidades en el remanso de entrada con escurrimientos con control en la entrada y en la salida. El valor determinante es el mayor de ambos, e indica cual es el control que rige para las dimensiones elegidas, en las condiciones del problema.
- f. Si el valor determinante es mayor que el admisible y hay control de salida, elegir una dimensión mayor y repetir el cálculo para control de salida.
- g. Repetir el procedimiento hasta contar con un tamaño adecuado.
- h. Calcular la velocidad de salida y verificar que su valor sea menor que los máximos admisibles.

Anotar las características de la alcantarilla finalmente elegida, incluyendo tipo, tamaño, profundidad del remanso en la entrada, velocidad de salida y justificación económica.

B. CONDICIONES DE UNA BUENA ALCANTARILLA

Una comisión de la Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles, creada para estudiar la Hidráulica de las Alcantarillas, ofrece las recomendaciones siguientes relacionado a "Los Atributos de una Buena Alcantarilla para Carreteras".

- a. La alcantarilla y las correspondientes estructuras de entrada y salida, deberán bastar para el caudal, los acarreo y los arrastres, cualquiera sea el caudal de la corriente.
- b. No deberán causar daño innecesario o excesivo a la propiedad.
- c. Deberán permitir, normalmente, la conducción del material sin cambios perjudiciales en la modalidad de la corriente aguas arriba o abajo de la estructura.
- d. Deberán proyectarse de manera que futuras mejoras en el cauce y la carretera, puedan efectuarse sin pérdidas o dificultades grandes.
- e. Deberán proyectarse para que trabajen debidamente luego que el relleno haya causado el asentamiento.
- f. No deberán producir charcos estancados donde puedan proliferar los mosquitos.

- g. Deberán proyectarse con amplitud suficiente para el mayor escurrimiento causado por el aprovechamiento previsto de los terrenos.
- h. Deberán ser de costo económico, hidráulicamente adecuadas para dar paso a la descarga proyectada, durables desde el punto de vista estructural, y de conservación fácil.
- i. Deberán proyectarse de manera que se evite cualquier embalse excesivo en la entrada, que pudiera causar daño a las propiedades, acumulación de arrastres, obstrucción de la alcantarilla, saturación de los materiales para relleno, o acumulaciones dañinas de escombros aguas arriba de la estructura.
- j. Las estructuras para la entrada deberán proyectarse de manera que separen los materiales que no puedan pasar por la alcantarilla, reduciendo al mínimo la pérdida de capacidad en la entrada, valiéndose hasta donde sea posible de la velocidad de la corriente de entrada, y empleando transiciones y declives aumentados, según haga falta, para facilitar la entrada de la corriente en la alcantarilla.
- k. El proyecto de la alcantarilla y de la sección de la salida deberá ser efectivo para restablecer una corriente no erosiva tolerable en el cauce dentro de la franja expropiada o dentro de una distancia razonablemente corta aguas abajo de la alcantarilla.
- l. La sección de salida deberá proyectarse de manera que resista la socavación y los derrumbamientos.
- m. Si se emplean disipadores para alcantarillas, éstos deberán ser sencillos, de construcción fácil, económicos, y relativamente autolimpiantes durante los períodos de flujo libre.

2.3.1.4 CARACTERÍSTICAS DEL FLUJO Y VARIABLES DE DISEÑO

El régimen hidráulico del escurrimiento en las alcantarillas es difícil de predecir, sin embargo, existen dos formas básicas, según donde esté ubicada la sección que controla hidráulicamente el flujo. **Se trata del escurrimiento con control de entrada** (ver figura 2.12) **y aquel con control en la salida** (ver figura 2.13), teniendo cada uno de ellos un método de cálculo particular.

Es posible determinar por medio de cálculos hidráulicos el tipo probable de control de escurrimiento bajo el cual funcionará una alcantarilla para un conjunto de condiciones dadas.

Sin embargo, pueden evitarse esos cálculos determinando la profundidad del agua en la entrada para cada tipo de control; y luego adoptar el valor más alto de dicha profundidad, el cual indicará el tipo de control.

Este método para determinar el tipo de control es correcto, excepto para algunos casos, en los cuales la profundidad del agua en la entrada es aproximadamente la misma para muchos tipos de control. En este caso, no es importante la distinción.

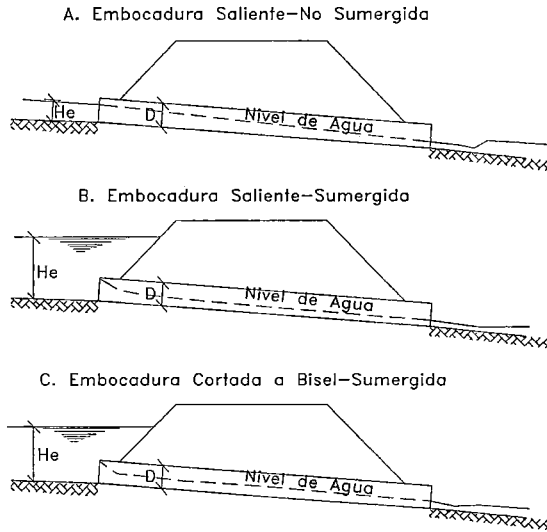


Figura 2.12 Esguerrimiento en Alcantarillas con Control de Entrada.

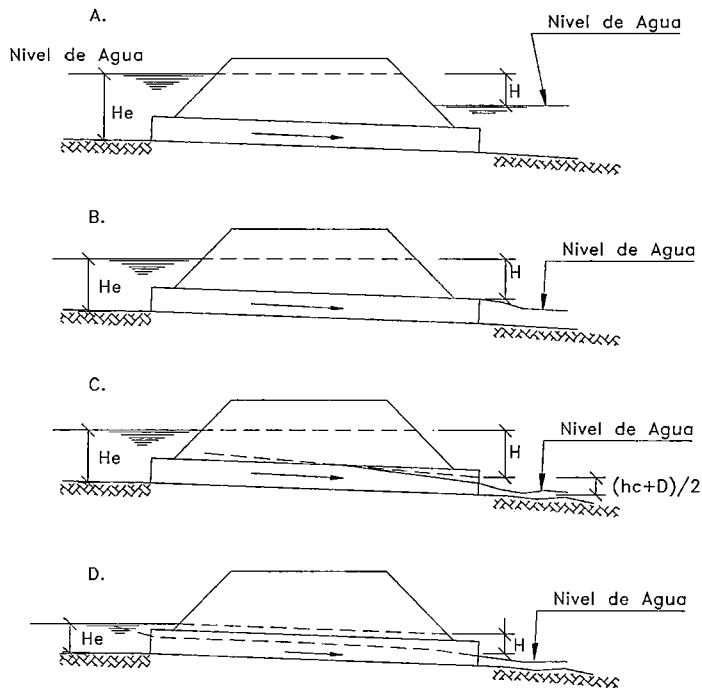


Figura 2.13 Esguerrimiento en Alcantarillas con Control en Salida.

Un diseño adecuado requiere considerar las siguientes variables de diseño, algunas de las cuales ya se habían mencionado en el Apartado 2.3.1.3:

1. Gasto de Diseño. Se determinará de acuerdo con el procedimiento de estudio hidrológico.

2. **Carga Hidráulica en la Entrada o Profundidad del Remanso.** Corresponde a la profundidad del agua en la entrada, medida desde el punto más bajo (umbral) de la alcantarilla. Esta obra al limitar el paso libre del agua, causará un aumento de nivel hacia aguas arriba el cual puede ocasionar daños a la carretera o a las propiedades vecinas. Se limitará la carga hidráulica máxima para no poner en peligro la estabilidad del terraplén, no producir inundaciones a los terrenos adyacentes y no sobrepasar los límites de velocidad recomendados en las alcantarillas. Dado que la velocidad en la zona del remanso es pequeña, en los cálculos hidráulicos se acostumbra a suponer que la altura de agua corresponde al nivel de energía total disponible.
3. **Altura de Agua a la Salida.** Corresponde a la profundidad del agua medida desde el punto más bajo de la alcantarilla en la sección de salida. Queda determinada por el cauce hacia aguas abajo cuando existen obstrucciones que represen el agua.
4. **Velocidad en la Salida.** Esta velocidad es en general mayor que la velocidad de escurrimiento en el cauce natural y debe limitarse para evitar la socavación y erosión del cauce hacia aguas abajo. Los valores máximos recomendados son los indicados en la tabla 2.1.

Tabla 2.1 Velocidades Permisibles en Diferentes Tipos de Suelo

Tipo de Suelo	Velocidad (m/s)	
	Flujo Intermitente	Flujo Permanente
Arena Fina (no coloidal)	0.75	0.75
Arcilla arenosa (no coloidal)	0.75	0.75
Arcilla limosa (no coloidal)	0.90	0.90
Arcilla fina	1.00	1.00
Ceniza volcánica	1.20	1.00
Grava fina	1.50	1.20
Arcilla dura (coloidal)	1.80	1.40
Material graduado (no coloidal)		
Desde arcilla a grava	2.00	1.50
Desde limo a grava	2.10	1.70
Grava	2.30	1.80
Grava gruesa	2.40	2.00
Desde grava a piedras (bajo 15cm)	2.70	2.10
Desde grava a piedras (sobre 20cm)	3.00	2.40

Fuente: Manual de Carreteras de California

Los factores principales que afectan a esta velocidad son la pendiente y rugosidad de la alcantarilla, no influyendo la forma y tamaño significativamente, salvo en los casos en que se produce flujo a boca llena.

Si la velocidad de salida no puede reducirse a los valores recomendados cambiando la pendiente o rugosidad será necesario proteger el cauce hacia aguas abajo o construir disipadores de energía.

La velocidad a la salida de alcantarillas escurriendo con control de entrada, puede obtenerse en forma aproximada, calculando la velocidad media de la sección transversal de escurrimiento en el conducto, con la fórmula de Manning.

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \dots\dots\dots(2.3)$$

- n = Coeficiente de rugosidad de Manning (Tabla 2.3).
- R = Radio hidráulico (m.).
- S = Pendiente en por uno (m/m).

Las velocidades de salida obtenidas por este método, suelen ser algo mayores que las reales debido a que la profundidad normal, supuesta al aplicar la fórmula de Manning, rara vez se alcanza en la corta longitud de la mayoría de las alcantarillas.

En el caso con control de salida, la velocidad media en la salida de la alcantarilla será igual al caudal de descarga, dividido por el área de la sección transversal de la corriente en dicho lugar. Esta área de escurrimiento puede ser, la correspondiente a la profundidad crítica, o la correspondiente al nivel de la superficie libre en la salida (siempre que este nivel caiga por debajo de la cota del dintel del conducto) o de la sección transversal llena del conducto. En el Manual De Carreteras - Hidrología y Drenaje [15] se puede encontrar detalladas características del diseño hidráulico de la alcantarilla.

5. Forma de la Entrada y la Salida. Influyen en las pérdidas de energía que se producen que se producen en estas secciones.
6. Características del Conducto. Incluyen la rugosidad, el largo, la pendiente, la forma y el tamaño del conducto. Las tres primeras a menudo determinan si la alcantarilla tendrá escurrimiento con control en la entrada o en la salida.

2.3.1.5 CARACTERISTICAS DE LA ENTRADA Y SALIDA DE LAS ALCANTARILLAS

Generalmente se dan formas especiales a los extremos de las alcantarillas con el fin de reducir la erosión y el socavamiento, retener el relleno del terraplén, mejorar el aspecto y el comportamiento hidráulico y lograr la estabilidad de los extremos. **La entrada debe regular el flujo hacia la alcantarilla con el mínimo de contracción naturales del flujo hacia aguas abajo.**

La forma y oblicuidad de las entradas, además de la geometría de las aristas, afectan la capacidad de descarga de las alcantarillas. La geometría de las aristas, tiene particular importancia cuando el escurrimiento es con control en la entrada. Aunque la forma de las salidas no influye considerablemente en el comportamiento hidráulico, generalmente se diseñan idénticas a la entrada.

Mas detalle sobre las estructuras de entrada y salida se puede observar los Apartados 5.3.1.3 y 5.3.2.4 donde se presenta estas estructuras como un factor que interviene en la erosión alrededor de las estructuras de drenaje transversal.

En el caso especial de velocidades de salida que sobrepasen los límites admisibles, indicados en la Tabla 2.1, será necesario dar tratamiento especial a la salida con el fin de proteger el cauce aguas abajo y disipar la energía.

Las formas más usadas de las aristas de las alcantarillas son:

- a. Aristas Vivas.
- b. Aristas Redondeadas. En que se redondean los bordes de modo que el flujo entre en forma gradual. Esta modificación es económica, disminuye la contracción del flujo a la entrada, y aumenta la capacidad de la alcantarilla, reduciendo el nivel del remanso a la entrada.
- c. Aristas Biseladas o Abocinadas. Los bordes se cortan en un ángulo determinado, para producir el mismo efecto que en las redondeadas. Tiene ventajas constructivas.
- d. Aristas Ranuradas. Corresponden a la primera onda del anillo corrugado de una cañería de metal corrugado o del enchufe que tienen los conductos de hormigón en uno de los extremos. Cuando se colocan a la entrada en las alcantarillas pequeñas, producen un efecto similar al de las aristas redondeadas. Se detallan a continuación otros elementos que se usan en combinación con las aristas mencionadas anteriormente, en extremos de alcantarillas.
- e. Conducto con Extremos Alabeados. Esta forma de terminar las alcantarillas se produce formando en cada lado una pared que parte desde la sección del tubo y va alabeándose hasta tomar la forma del cauce natural.
- f. Muros de Cabecera y Muros de Ala. Los primeros parten desde el dintel de la alcantarilla ya sea inclinados con el ángulo de la pendiente del terraplén o verticales.

Los muros de ala parten de los lados de la boca de la alcantarilla formando un ángulo determinado con el eje del conducto, y ayudan a guiar el flujo hacia la alcantarilla.

Tanto los **muros de ala** como los de cabecera son generalmente de hormigón y se agregan no sólo porque mejoran la eficiencia hidráulica sino además, **porque retienen el material e impiden la erosión del terraplén, dan estabilidad estructural a los extremos de la alcantarilla al actuar como contrapeso para una posible fuerza de empuje hacia arriba cuando la alcantarilla está sumergida, y ayudan a evitar la cavitación.** Este fenómeno ocurre como resultado de aumentos de velocidades locales, que reducen la presión hasta la presión de vapor del agua. Se forman así burbujas que son arrastradas a zonas de presión más alta donde colapsan bruscamente. Así, se somete al material del conducto a golpes de presión que pueden ocasionar su falla.

Cuando el acarreo de sólidos flotantes y detritos por parte de la corriente es considerable y puede obstruir la entrada, es indispensable mantener o acelerar la velocidad de aproximación para transportar dichas materias a través de la alcantarilla. Bajo estas condiciones adquiere gran importancia el ajuste de la entrada o la forma del canal de llegada y las transiciones alabeadas.

2.3.2 BADENES

En carreteras de bajo costo fue concebida la idea de crear estructuras tipo "badenes"; debido a la limitación de fondos y también porque se trataba de carreteras de baja categoría.

Sin embargo, su importancia se ha elevado con la ocurrencia del Fenómeno El Niño y se presentan como estructura alternativa para las obras de cruce entre la quebrada y la carretera, su diseño se adecua tanto al flujo de escombros como al vehicular.

Se debe tener en cuenta que este tipo de estructura terminará siendo parte del cauce de la corriente, por lo que el diseñador debe realizar en forma integral la quebrada o cauce natural y no solo en la zona de contacto con la estructura. No olvidar también, que en las áreas explanadas de los cauces (como en nuestro país) se encuentran sembradas y a veces pobladas, por lo que se debe tener mucho más cuidado.

El uso del Badén ha sido cuestionado por limitar el flujo vehicular, y su carácter temporal en lo relativo a soportar cargas y el efecto abrasivo. Por tanto a continuación se presenta alternativas que mejoren el diseño y de este modo controlar, las limitaciones al flujo vehicular.

- Mantener la pendiente natural de la quebrada en la zona de contacto, la cota de la quebrada debe coincidir con la superficie.
- La geometría del badén debe permitir el tránsito vehicular lo más fluido posible en lo que respecta a la velocidad y su capacidad de desplazarse en tramos con pendiente (rampas de acceso, base y rampas de egreso).
- Disponer de una superficie de rodadura que tenga capacidad portante para el peso de los vehículos.
- Disponer de una superficie de rodadura capaz de resistir la acción abrasiva del flujo de escombros.
- Disponer de protección que controle la erosión lateral y aguas abajo, erosión que es causado por el flujo de escombros que arrastra el cauce de la quebrada.

PAUTAS DE DISEÑO

Para diseñar un Badén, es necesario tener ciertos datos de campo, como:

- a. Sección del cauce y sección de cruce de la vía.
- b. Estado normal y máxima del nivel del agua.
- c. Tipo de cauces (meándricas, rectos, etc.), perfil y topografía.
- d. Elevación de la carretera.
- e. Área de drenaje.

Se debe considerar también, datos de la carretera como:

- a. Categoría de carretera.
- b. Velocidad de diseño.
- c. El tramo donde se ubique al posible badén, tendrá que ser recto, no ubicarlo en la zona de curva y contra curva.

A continuación se desarrolla brevemente cada paso del diseño:

- A. Del nivel máximo y normal de agua del cauce y el perfil del eje. Se debe determinar primero la abertura necesaria para un manejo normal de drenaje del cauce.

Es importante determinar el punto de encuentro entre el eje del perfil del cauce con el eje longitudinal de la vía, ello para determinar la posición exacta y el funcionamiento del badén. Pudiendo presentarse tres casos:

- Si el eje del perfil del cauce queda por debajo del eje longitudinal de la subrasante. Puede considerarse que si es despreciable la diferencia entonces será necesario excavar y bajar la caja del badén. Si no, se colocará tubos de drenaje ($\varnothing = 4'$).
- Si el eje del perfil del cauce quede por encima del eje longitudinal de la subrasante. Puede considerarse si es poca la diferencia, elevar la subrasante de tal forma que la rasante coincida con el eje del cauce. En caso contrario habrá que considerar un trabajo en el cauce, que haga más fácil esta entrega.
- El eje del perfil del cauce coincida con el eje longitudinal de la subrasante. Este es el caso favorable.

- B. Las longitudes verticales dependen de tres aspectos:

- El cambio total de la pendiente entre las dos tangentes.
- La seguridad en la relación de cambio de la pendiente por posición.
- La distancia de visibilidad necesaria.

Los dos primeros puntos son muy importantes, mientras el tercer es deseable, pero en ocasiones debe ser sacrificado por alguna extensión u obviado casi completamente por el ajuste del badén en la sección de cruce del cauce. Generalmente las curvas pueden ser echas tan largas como las condiciones lo permitan para un mejor resultado.

Se ha utilizado la ecuación siguiente, para determinar la "relación de cambio":

$$r = \frac{G1 - G2}{L} \dots\dots\dots(2.4)$$

Donde:

- r es la "Relación de Cambio" en porcentaje por posición.
- G1 y G2 son las pendientes dadas en porcentaje.
- L es la longitud de la curva vertical en cada posición.

Recordar que la operación entre las pendientes es una suma algebraica. Según los primeros estudios realizados en Estados Unidos, determinaron que la "Relación de Cambio" varia con los tipos de velocidad, por ello se halla la máxima "Relación de Cambio" para carreteras con velocidades de 45 M.P.H. y de 60 M.P.H. Prestando siempre seguridad al chofer y automóvil.

Tabla 2.2 Valores Máximos en la Relación de Cambio

	Curvas Descendentes	Curvas Ascendentes
Carreteras de Penetración (45 M.P.H)	10	15
Carreteras de 2do. Orden (60 M.P.H)	8	12

Estos valores no pueden ser excedidos, pero el uso de valores bajos sería mejor; siempre que el costo del badén no incremente o en todo caso que exista fondos que permita ese tipo de construcción.

En nuestro país, se usa aproximadamente los valores dados para las carreteras de penetración y se ha experimentado buenos resultados tanto de seguridad como de manejo.

- C. El siguiente paso es determinar la longitud de la losa de fondo del badén a ser protegida del flujo del agua. Esto se realiza calculando el área del flujo para una descarga dada. Considerar que los flujos de avenidas están constituidos de material de arrastre y palizada.

Si por razones económicas se tiene que recortar la longitud, ello puede crear problemas posteriores como el de mantenimiento y/o otro tipo de desastres. Por ello se recomienda elegir bien el lugar donde se construirá el badén.

El área central del badén lleva considerables volúmenes de flujo con velocidades dañinas durante la avenida, cuando termina el paso de esta, ella no ha debido de causar mucho daño a la base y superficie; ya que la superficie no está provista para prolongados períodos de tiempo.

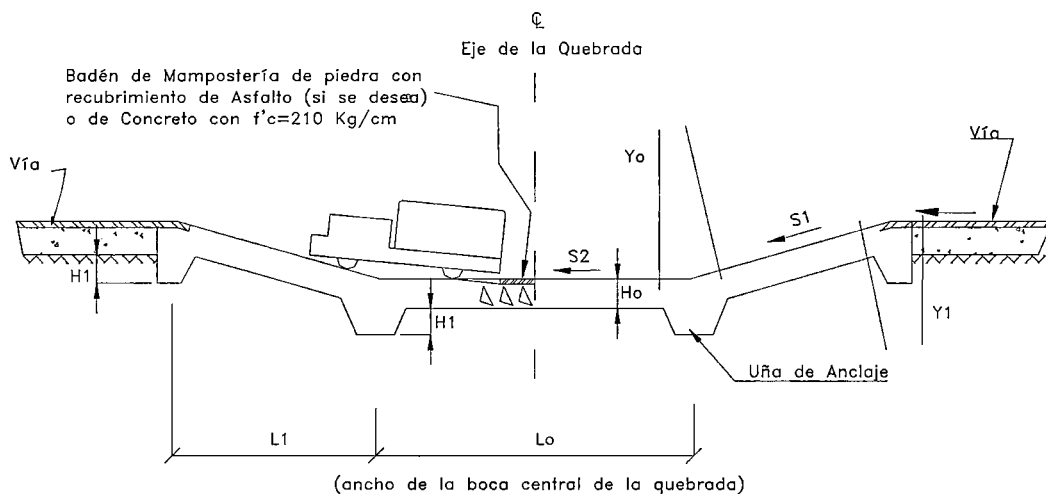
Existen algunos tipos de revestimientos:

- a. El uso de placas de concreto armado (ver foto 2.4).
- b. El uso de mampostería de piedra (ver figura 2.14).
- c. El uso de Geosintéticos.

Es importante tener que se ha observado que en donde se ha colocado concreto, la principal limitación que ofrece es ser un elemento rígido y cuando se producen socavaciones por el flujo, la losa de concreto sufre asentamiento y falla integralmente.



Foto 2.4 Se observa badén de concreto, donde es necesario ubicar protección en la entrega del flujo (Km. 72+000 de la Carretera Lima – Canta).



$Lo \geq 10m.$ (longitud min. del camión de 2 ejes)
 $L1 < 20m. \Rightarrow 8\% < S1 < 10\%$ | $S2=0$
 $L1 > 20m. \Rightarrow 6\% < S1 < 8\%$
 $ho = 0.30m.$, si la superficie es mampostería de piedra
 $ho = 0.15 \text{ a } 0.20m.$, si la superficie es de concreto $f'c=410 \text{ Kg/cm}^2$ | $h1=0.30 \text{ a } 0.40m.$
 Camión de 2 ejes, peso total de 15 T.M=33 Kips
 Yo y $Y1$ = radios de curvatura de la curva vertical concava y convexa

Figura 2.14 Perfil del Badén.

Badén de mampostería

Se recomienda el uso de la mampostería de piedra (tipo adoquinado). Ello debido al factor económico y de rápido reemplazo en la zona destruida. Mientras que, las superficies de concreto son mucho más afectadas por el choque con el material de la avenida y también por efecto de filtración que produce el agua, con la consecuencia del levantamiento de las placas de concreto.

Entre otras ventajas del uso de badén de mampostería se encuentran:

Capacidad Portante.- La colocación de una gran superficie de rodadura permite transmitir presiones al suelo, capaces de ser absorbida por este, pero su principal virtud reside en que esta losa resulta de la unión de varios elementos (bloques de roca), los cuales pueden trabajar independientemente en caso de ser sometido a socavación y no causan efectos a las otras losas por ser una parte remisible de toda la estructura. Para controlar la posible saturación del suelo y debilitamiento es recomendable colocar geotextil que permita drenar planarmente y mantener lo mas seco a la subrasante o suelo natural.

Abrasión.- Una de las principales virtudes de la mampostería es la resistencia a la abrasión cuando se produce el flujo en la quebrada. Se dispondrá de un concreto de remate en la superficie para mantener una uniformidad en el tránsito vehicular, pero se acepta que esta capa podrá desaparecer cuando se produzca el flujo en la quebrada.

Erosión.- La zona crítica para la erosión es la ubicada aguas abajo del pavimento es por eso necesaria la colocación de un enrocado que aleje el proceso natural que se produce en un cauce natural inmediatamente después de colocar una estructura diferente a la composición del suelo o lecho natural

Asimismo, es conveniente disponer de una enchape de mampostería, en los taludes de la zona de contacto, hasta una altura igual o mayor que el tirante que causa el caudal de escombros, tanto aguas arriba como aguas abajo del badén (ver plano M-9, de Anexo M).

Badén usando Geosintéticos

En algunas partes del país la solución de mampostería no puede ejecutarse por ausencia de rocas, y han aparecido nuevos elementos de origen de los polímeros, llamados Geosintéticos, que brindan iguales o similares propiedades que los elementos naturales. Uno de ellos, es geocelda (geocell). Este material, permite mejorar la capacidad portante de los suelos, en especial los granulares, mediante el aumento de la fricción en cada celda entre el material (polietileno de alta densidad) y el material granular con el cual se ha rellenado cada celda. Una de las incertidumbres es si puede resistir el efecto abrasivo del flujo de escombros, por lo que se recomienda la colocación de una capa de concreto que permita controlar el efecto abrasivo.

A similitud del badén de mampostería también es necesario la colocación de un colchón de encorchado inmediatamente aguas debajo de la estructura polímera, y ser recomienda la protección con mampostería en el cauce, de la zona de contacto y hasta una altura igual al tirante del caudal de escombros.

- D. Se debe colocar señales de prevención antes y después de la zona del Badén. Ello por seguridad de los transportistas.

2.3.3 PUENTES

Anteriormente se ha indicado que un puente se puede definir como una estructura de drenaje que tiene luz mayor de 20 pies. Como una característica de mayor distinción, es común, aunque no siempre, que los tramos del puente se sostengan en estribos separados, en tanto que las alcantarillas se consideran como estructuras integrales. Aun cuando el término "puente" se asocia usualmente con estructuras que requieran llevar el firme de la carretera sobre un lecho de agua establecido, puede ser también que se aplique, por extensión, a estructuras de pasos a desnivel y a carreteras elevadas en áreas urbanas (viaductos).

2.3.3.1 UBICACIÓN DE LOS PUENTES

Una principal consideración que se tiene que tener en cuenta en la ubicación de las estructuras de cruce (puentes, alcantarillas, badenes, etc.) entre los cursos de flujo (ríos, quebradas, etc.) y carreteras es no alterar el comportamiento de la quebrada, en "beneficio" del diseño de la obra de cruce. En el Apartado 4.1.4 se describen adicionales consideraciones que se deben tener en la ubicación de una estructura de drenaje transversal (alcantarilla, puentes, etc.).

En la práctica moderna, los puentes de tramos más o menos cortos se localizan conforme a la ubicación general de la carretera, la cual se ha determinado previamente. Es decir, la ubicación tentativa de la carretera se establece después de un análisis de todos los factores económicos y de ingeniería involucrados, y el ingeniero de puentes tiene el problema de proporcionar un diseño del puente que sea económico y adecuado conforme a la ubicación de la carretera. En algunos casos, la situación de un cruce de corriente puede ser el factor simple de influencia más importante para el emplazamiento de la carretera en tramo dado; tal es por lo común el caso que se presenta cuando intervienen grandes tramos de puente.

Naturalmente, la ubicación ideal para un puente, es aquella en la cual el cruce se hace a un ángulo recto de la línea central de la corriente, en el punto más angosto, donde el alineamiento del pavimento de acceso es recto, su pendiente ligera y las consideraciones del suelo son adecuadas para la instalación más económica de los cimientos para el tramo de puente requerido. Esta combinación ideal de circunstancias se encuentra con poca frecuencia excepto en estructuras de tramos cortos, por lo que muchos puentes se han construido en cruces sesgados, curvas verticales, o con alineamiento curvo. En tales casos, se pueden respetar las condiciones relativas a la localización de los caminos como factores de control, y los ajustes requeridos para la ubicación del puente están hechos tomando en cuenta dichos requerimientos.

Muchas veces, parece que otros sitios para un puente propuesto, ofrecen algunas ventajas similares. Entonces, deben compararse cuidadosamente las diferentes ubicaciones posibles. La decisión final deberá tener como base un análisis completo, en el que se incluyan factores relativos a la seguridad del tránsito y a las condiciones de operación, al cumplimiento del propósito de camino (por ejemplo, la conexión directa de los centros de población) y los económicos. Cualquier análisis completo debe incluir tanto el puente como los accesos a él. Una comparación de este tipo, por lo general dará como resultado la selección del más favorable de los posibles sitios.

Una vez que se han determinado la localización general, debe someterse el sitio seleccionado a un cuidadoso escrutinio. Este examen puede ser extremadamente detallado o algo superficial, dependiendo en gran parte de la medida e importancia de la estructura contemplada. Una investigación completa del sitio del puente puede incluir un

examen del cauce hasta cierta distancia aguas arriba y aguas abajo del punto de cruce, un mapa topográfico completo del sitio, y una investigación exhaustiva del suelo del área, incluyendo muestras obtenidas de suelos inalterados cuando sean necesarias, la determinación del ancho de la zanja requerido para el curso de agua, y los requisitos de navegación sobre grandes cursos.

Aun cuando en los párrafos precedentes se trata ampliamente sobre el cruce de cursos de agua, factores similares gobiernan el diseño de los pasos a desnivel y las partes de puentes de entronque complejos. Es obvio, que una estructura de paso a desnivel diseñada para soportar una carretera sobre una vía férrea existente presenta problemas de ubicación similares para el ingeniero y el proyectista. De igual manera, la localización general de una carretera elevada en un área urbana se determina por lo común sobre la base de servicio máximo al tránsito (y disponibilidad del derecho de vía), es decir, que el ingeniero debe preparar un diseño adecuado a las condiciones en un área más bien limitada.

UBICACIÓN EN UN CURSO DE AGUA

En muchos sitios, el curso natural de la corriente resulta algo limitado por la estructura del puente y por los accesos a la carretera. En interés de la economía, con frecuencia se coloca la carretera sobre terraplenes en ambos lados del claro del puente, la distancia entre los estribos se reduce tanto como sea posible, y las pilas se colocan en el canal de la corriente. Estos elementos reducen severamente el área a través de la cual debe pasar el agua, en particular cuando hay una creciente. **De inmediato, pueden observarse dos resultados: durante la creciente, la velocidad del agua que pasa bajo el puente puede incrementarse en forma considerable, con el peligro consecuente para la estructura del puente debido a la socavación en los estribos y pilas, y además, la altura del agua en el lado aguas arriba puede aumentar, con el resultado de que el área sujeta a la inundación sobre el sitio del puente se incrementa y las propiedades adyacentes están sujetas al sobre flujo más allá de los límites de la llanura de inundación. De esta manera, parece axiomático que el puente deba diseñarse para que cruce el flujo que se presenta durante una creciente sin velocidad excesiva y sin daños a las propiedades localizadas aguas arriba del puente. La estimación del flujo de una creciente se realiza mejor estudiando los registros de la corriente, pero ésta en algunas ocasiones tiene como base la observación de las huellas de aguas máximas, el comportamiento de las estructuras localizadas en la misma corriente, y los cálculos hidrológicos.**

También, es común que el claro de los puentes se diseñe para permitir el paso de los desechos flotantes transportados a lo largo del canal a niveles normal y de avenida. En corrientes navegables, los requerimientos de navegación deben evaluarse y proporcionarse. Generalmente, las corrientes navegables son cruzadas por puentes móviles o muy altos.

CAPÍTULO 3 FUNDAMENTO TEÓRICO DE EROSIÓN Y ESTABILIDAD DE QUEBRADAS EN CARRETERAS

3.1 EROSIÓN

3.1.1 INTRODUCCIÓN

Por su topografía accidentada, gran parte del territorio peruano está expuesto a la erosión de suelos, y particularmente a la erosión por lluvia. Esto produce la pérdida de miles de toneladas de suelo cada año.

Los riesgos de erosión en las micro cuencas Alto Andinas son elevados, debido a la topografía accidentada que presentan los terrenos, disminución generalizada de la cobertura vegetal, mal uso de las tierras, una ganadería extensiva (sobre pastoreo), quema de pastos, etc. La erosión de suelos, se manifiesta en deslizamientos, aluviones, huaycos, con la consecuente pérdidas económicas, ambientales, vidas humanas y finalmente la biodiversidad natural de la micro cuenca alto andinas.

Las fuentes principales que se utilizaron para la descripción de la teoría de la Erosión son: "Introducción a la Hidráulica Fluvial", Arturo Rocha Felices [39]; "Erosion Control at water crossings", Internacional Erosion Control Association [17] y "Control de Erosión en Obras Hidráulicas", Petronila Ibáñez [14].

3.1.2 EROSIÓN HÍDRICA DE LOS SUELOS Y SU IMPORTANCIA

La erosión hídrica es la remoción de suelo por el efecto del agua, puede ser causada por las gotas de lluvia o por el escurrimiento superficial.

Al impactar las gotas de lluvia al suelo, se rompe la estructura superficial de éste, salpicando el material sólido en todas direcciones. El material ya suelto es transportado por el flujo superficial, el cual también produce una fuerza de arrastre sobre el suelo, llegando

incluso a formar pequeños canalillos (rills), que colaboran en gran medida a la pérdida de suelo.

3.1.2.1 TIPOS DE EROSIÓN HÍDRICA

Cada lugar es diferente y la evaluación del riesgo de erosión también. Los tipos de erosión que comúnmente se presentan son mostrados en la figura 3.1.

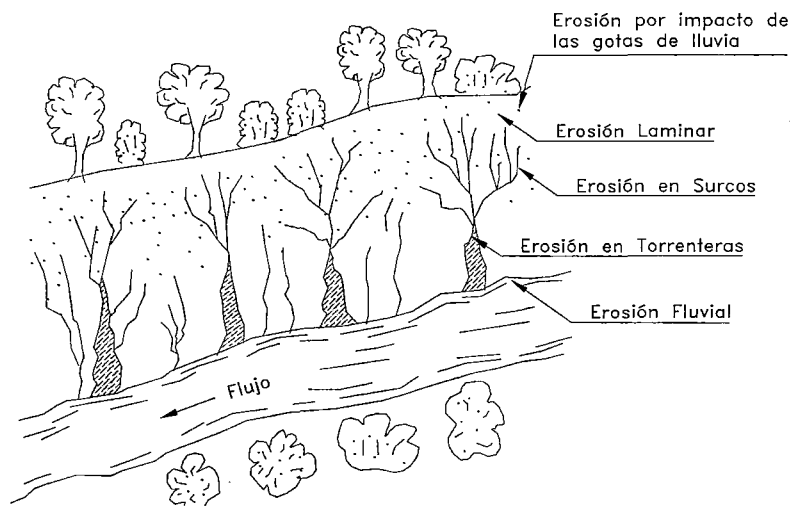


Figura 3.1 Tipos de Erosión.

A. EROSIÓN POR IMPACTO DE LAS GOTAS DE LLUVIA

Es el primer efecto de una tormenta de lluvia (rain-storm) sobre el suelo. La gota de lluvia impacta desalojando partículas de suelo. Estas partículas desligadas son vulnerables al transporte en el flujo.

El tamaño de las partículas de lluvia varía de 0.5 a 5 mm de diámetro, de acuerdo a la intensidad de la lluvia. La velocidad de las gotas varía de 3 a 10 metros por segundo.

Al caer una gota de lluvia levanta partículas de suelo y las reparte en un área de aproximadamente un metro cuadrado. En un suelo sin protección vegetal, en áreas de montaña tropical, se calculan hasta cincuenta metros cúbicos de suelo removido por hectárea, en una lluvia fuerte de una hora de duración.

B. EROSIÓN LAMINAR

Tipo de erosión que tiene lugar cuando el material se separa de la superficie en capas delgadas, de espesor relativamente uniforme.

Es causado por el agua superficial fluyendo sobre el terreno. El flujo laminar es muchas veces el agente del desligamiento, pero puede transportar partículas de suelo desligadas por el impacto de las gotas de lluvia. El agua se mueve como una lámina uniforme por sólo un metro o menos, antes de la concentración en superficies irregulares.

Entre los factores que determinan la intensidad de la erosión laminar están la precipitación, las características de erosionabilidad de los suelos, las características del terreno (pendiente, longitudes), las características de los cultivos que puedan existir (o su ausencia) y las medidas de control que pudieran haberse tomado.

C. EROSIÓN EN SURCO

Tipo de erosión que se produce cuando el agua circula concentradamente en surcos con suficiente volumen y velocidad para producir una fuerza erosiva.

Cuando el flujo cambia de flujo laminar superficial a flujo sobre terreno más empinado; la velocidad, fuerza cortante y turbulencia se incrementan. La energía en el flujo concentrado puede separar y transportar partículas de suelo. Esta acción comienza a formar pequeños cauces. Los surcos son pequeños pero bien definidos cauces con solo unos pocos pies de profundidad.

La capacidad erosiva de los surcos es tal, que si la cobertura vegetal no es muy fuerte, puede romper la vegetación, y los surcos en ocasiones pasan por debajo de las raíces (ver figura 3.2). En la foto 3.1 se observa la presencia de surcos en el talud.



Foto 3.1 Se observa erosión hídrica con drenaje paralelo formando surcos en depósitos fluvio-glaciales. Nótese terrazas y surco cárcava como canal receptor, también se observa que la cárcava se trata de proteger con zanja de mampostería (Km. 1+900 de la Carretera La Oroya – Pte. Matachico).

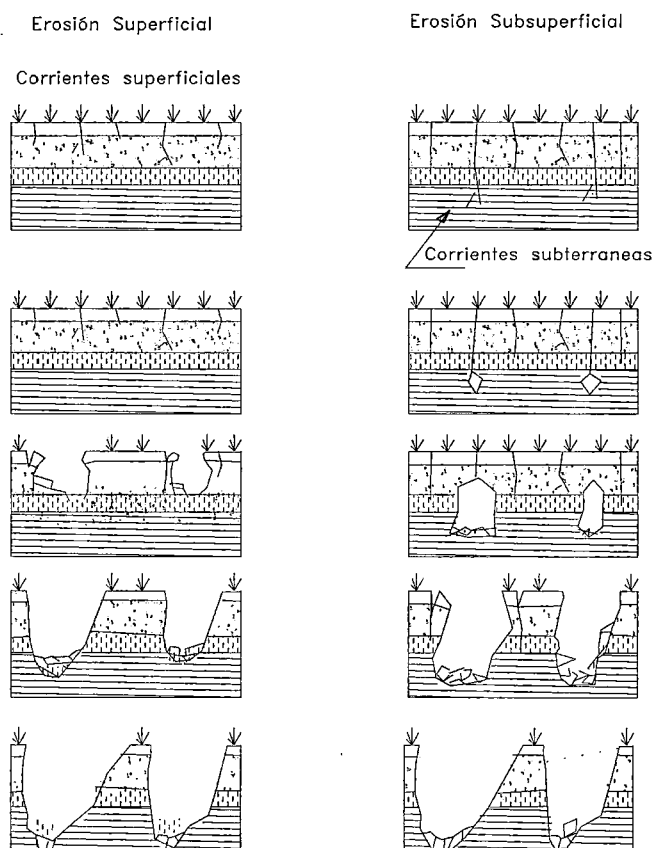


Figura 3.2 Esquema de la Formación de Surcos de Erosión.

D. EROSIÓN EN TORRENTERAS (CÁRCAVAS)

Es el arrastre del terreno por concentración excesiva del flujo, produciendo la formación de profundos cauces que no desaparecen por las labores agrícolas. En este proceso una cárcava con cauce en V captura a las vecinas y va transformando su sección V ampliada a U.

Se presenta en pequeños surcos unidos para formar un cauce más grande. La principal diferencia entre la erosión de cárcava y surco es el tamaño. Este tipo de erosión puede llegar a transformarse en barrancas, donde la erosión laminar y la de canales es muy acentuada; además se produce la falla del talud. Las cárcavas son cauces cuya principal característica es su constante crecimiento, tanto en extensión (área) como en profundidad. Generalmente su aparición concuerda con un estado muy avanzado de erosión del sitio. Su constante crecimiento pone en peligro las áreas vecinas y las estructuras (alcantarillas o cunetas) construidas para su cruce, como se observa en la foto 4.8.

Para ser reparados los problemas de erosión en cárcavas usualmente se requiere pesados equipos y especiales técnicas para la estabilización.

Erosión por Exfiltración del Agua Subterránea

Cuando el agua subterránea aflora a la superficie del terreno puede producir el desprendimiento de las partículas de suelo **generando cárcavas**. Cuando en el avance de una cárcava de erosión subsuperficial ésta captura un contacto con afloramiento de agua subterránea éste contacto trata de ampliarse (ver figura 3.3) en un proceso de deslizamientos laterales progresivos.

Se presentan dos casos diferentes:

- a. En formaciones sedimentarias y aluviales sobre los planos de estratificación.
- b. En suelos residuales sobre las superficies de cambio de meteorización.

Los procesos de erosión son similares en suelos de origen sementario o residual. Estos procesos de erosión pueden ser activados en épocas de lluvia por el agua infiltrada, la cual produce corrientes de agua subterránea no permanente en los mantos de suelo de mayor permeabilidad.

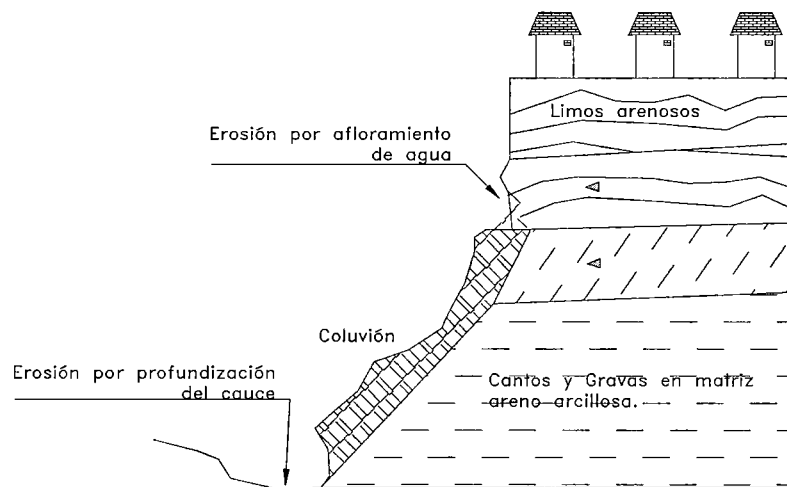


Figura 3.3 Erosión por Afloramiento de Agua Subterránea.

E. EROSIÓN FLUVIAL

Es la erosión de riberas y lechos de cauces, es el proceso geomorfológico fluvial para formar la sección transversal y emparejar el flujo y el volumen de sedimentos pasando a través del sistema (ver Apartado 3.1.4).

3.1.2.2 INFLUENCIA DEL HOMBRE EN LOS PROCESOS DE EROSIÓN

Si bien siempre existe una erosión natural, esta ocurre a muy largo plazo. Cuando el hombre tiene necesidad de abrir caminos, desmontar áreas para abrirlas al cultivo, explotar bosques, abrir zonas urbanas, etc., se altera el equilibrio natural y se aceleran los procesos de erosión.

La gestación de un problema de erosión ocurre en varios años (décadas), y por lo mismo sus manifestaciones no son claras a corto plazo, sino hasta que se encuentran en la fase final, cuando ya se ha perdido la mayor parte del suelo útil y se han formado cárcavas.

3.1.2.3 POR QUE ES PERJUDICIAL LA REMOCIÓN DEL SUELO

El suelo es el principal soporte de las plantas y el almacenamiento natural del agua y los nutrientes que éstas aprovechan para su crecimiento y desarrollo, así que al ser removido, se pierde un recurso natural que para fines prácticos es no renovable, pues su formación requiere de mucho tiempo. Esto influye, en el mediano plazo, principalmente en la reducción de la producción de los cultivos y en la pérdida de áreas silvícolas; y en el largo plazo en un cambio del ecosistema.

Adicionalmente, cuando la erosión causada por los escurrimientos es intensa, se produce la formación de cárcavas o barrancas, que además de aportar grandes cantidades de sedimento, ponen en peligro caminos, propiedades públicas y privadas.

El principal problema que induce la erosión de suelos, es la sedimentación del material sólido en zonas o sitios donde esto es indeseable, como son los embalses de las presas y lagos, disminuyendo su capacidad.

También se observa este problema en las zonas urbanas debido al constante crecimiento de las ciudades, muchas veces éstas se extienden hacia zonas altas donde, debido al proceso de urbanización, se producen grandes cantidades de material sólido, el cual genera daños a los sistemas de drenaje pues reduce su capacidad produciendo inundaciones.

Adicionalmente existe la falta de taludes, que muchas veces dañan a las construcciones ubicadas arriba o debajo de la zona de deslizamiento.

Comúnmente no solo los sitios en proceso de urbanización producen aporte de material sólido, sino también las áreas aledañas que paulatinamente son deforestadas.

3.1.2.4 IMPORTANCIA DE LOS MÉTODOS DE CUANTIFICACIÓN Y DE LOS CRITERIOS DE CÁLCULO

Uno de los aspectos más importantes para resolver problemas de erosión de suelos es la adecuada cuantificación del fenómeno. Ello puede realizarse a través de mediciones directas en campo o bien, utilizando criterios de cálculo.

El medir la erosión es difícil y requiere de mucho tiempo de registro. En el Perú tales mediciones son escasas, y la información sistemática al respecto es casi nula.

Por ello son muy importantes los criterios de cuantificación.

Los criterios de cálculo son una de las herramientas más importantes en la planeación y diseño de las obras y actividades para la conservación de suelos, ya que permiten determinar la severidad del problema y la factibilidad de realizar trabajos de protección.

Es recomendable avanzar sobre la definición de los criterios de cuantificación, aplicables a las características del país. Esto requiere de investigación y desarrollo tecnológico propio, para que con la información y los recursos disponibles, se puedan generar soluciones y capitalizar las experiencias obtenidas.

3.1.3 EROSIÓN EN EL PERÚ

3.1.3.1 EROSIÓN DE SUELOS EN EL PERÚ

En el estudio realizado por el INRENA (1996) sobre el problema de la erosión de los suelos del país ocasionado por la ocurrencia de los procesos morfodinámicos más importantes, se presenta una apreciación simplificada de la intensidad de los procesos erosivos. La tabla 3.1 muestra un esquema de los niveles de intensidad que consideró dicho estudio y la Tabla 3.2, muestra el espacio geográfico cubierto por estos niveles de apreciación de acuerdo a las regiones naturales.

Tabla 3.1 Niveles de Intensidad de Erosión

Símbolo	Intensidad	Descripción
I	Muy Ligera	Se observa síntomas de erosión laminar imperceptible y laminar incipiente, que se caracterizan por una remoción y arrastre imperceptible de partículas del suelo y problemas de decantación.
II	Ligera	Se observa síntomas de erosión laminar evidente, caracterizados por la remoción y arrastre laminar casi imperceptible de partículas de suelo; hay presencia de canaliculos y escasos surcos. Asimismo, puede presentarse procesos erosivos como: movimientos en masa ocasionales, inundaciones esporádicas, periglaciales, derrubiación y aspersión eólica.
III	Moderada	Se observa síntomas de erosión laminar intensa, surcos comunes y cárcavas escasas. Asimismo, se presentan otros procesos erosivos como movimientos en masa ocasionales, inundación frecuente y mantos de arena.
IV	Severa	Se observa síntomas de erosión a través de la existencia de surcos y cárcavas comunes o abundantes, movimientos en masa frecuentes y actividad eólica intensa.

Fuente: INRENA 1996.

Tabla 3.2 Intensidad de la Erosión por Regiones

Símbolo	Intensidad de los procesos erosivos	Costa		Sierra		Selva		Total	
		Superficie		Superficie		Superficie		Superficie	
		ha	%	Ha	%	ha	%	ha	%
I	Muy Ligera	1 672 110	1,30	1 519 660	1,20	49 996 260	38,90	53 188 030	41,40
II	Ligera	6 571 880	5,10	14 146 590	11,00	14 461 010	11,30	35 179 480	27,40
III	Moderada	4 106 670	3,20	14 730 640	11,50	12 500 160	9,70	31 337 470	24,40
IV	Severa	2 520 650	2,00	5 413 840	4,20	306 320	0,20	8 240 810	6,40
Total por Regiones		14 871 310	11,60	35 810 730	27,90	77 263 750	60,10	127 945 790	99,60
Lago Titicaca – Lagunas - Ríos								575 770	0,40
TOTAL NACIONAL								128 521 560	100,00

Fuente: INRENA 1996

A. EROSIÓN SEVERA EN LA SIERRA

La erosión severa en la Sierra, se observa en zonas dispersas, generalmente en laderas empinadas y muy empinadas, de condiciones variadas de clima y de uso de la tierra. Así, en la Sierra Centro y Sur del país, bajo condiciones climáticas que van desde semiáridas, con una vegetación estacional de gramíneas y especies arbustivas, hasta climas subhúmedos, bajo uso intenso con labores agropecuarias, mayormente en la zona mesoandina. También en laderas empinadas de los valles sometidos a intenso uso agropecuario, tales como los valles Vilcanota, Mantaro y Santa, que se encuentran sufriendo un intenso deterioro por el abuso que se hace de estas tierras y donde es fácil reconocer las huellas causadas por los diferentes procesos de erosión.

Además, se observa la erosión severa en la vertiente occidental de los andes, especialmente en la zona central y sur del país y emplazado en numerosas cuencas torrenciales bajo condiciones climáticas semiáridas, con una vegetación estacional de gramíneas. Un buen número de cuencas torrenciales se activan durante los meses de Enero a Marzo y en algunas cuencas importantes, como la del Río Rímac suelen ocurrir periódicamente serios desastres que afectan poblados, vías de comunicación y terrenos de cultivo. A diferencia de la zona mesoandina, la erosión en estas zonas es muy activa por sus propias condiciones naturales y la actividad del hombre sólo colabora en estos procesos sin ser su causa fundamental. Cabe mencionar que la ocurrencia de huaycos se da también en los sectores mesoandinos y aunque su frecuencia es menor, es también perceptible un incremento en su actividad, debido al mismo deterioro que sufre la Sierra.

También se observa erosión severa en las zonas encañonadas interandinas como las de los ríos Pampas, Marañón, Huancabamba, etc., bajo condiciones climáticas, entre semiáridas y cálidas, en los fondos de los cañones, hasta subhúmedas y templadas, en las partes altas y con rasgos topográficos esencialmente accidentados y con gradientes empinadas y escarpadas en las laderas.

B. UNIDADES DE EROSIÓN

En el estudio realizado por el INRENA (1996) se ha identificado en forma general 29 Unidades de Erosión, las que señalan los procesos o formas de erosión dominantes. Para un mejor entendimiento, en la Tabla 3.3 se presenta el resumen de las unidades de erosión y en la Tabla 3.4 la superficie de las unidades de erosión distribuidas por regiones.

Tabla 3.3 Unidades de Erosión

Agentes de Erosión	Procesos Erosivos Dominantes	Unidades de Erosión	Intensidad (Grados)	Superficie	
				ha	%
Pluvial	Escorrimento superficial no concentrado	Laminar imperceptible	Muy ligera	39 569 090	30,8
		Laminar incipiente	Muy ligera	2 266 410	1,8
		Laminar evidente	Ligera	4 006 800	3,1
		Laminar intensa	Moderada	744 390	0,6
	Escorrimento superficial concentrado	Surcos escasos	Ligera	10 168 600	7,9
		Surcos comunes	Moderada	6 220 320	4,8
		Surcos y Cárcavas escasos	Moderada	4 590 800	3,6
		Surcos y Cárcavas comunes	Severa	2 911 940	2,3
	Surcos y Cárcavas abundantes	Severa	98 260	0,1	
Pluvial y Gravitacional	Escorrimento superficial no concentrado y Movimiento en Masa	Laminar imperceptible, Soliflucción y Deslizamientos ocasionales	Ligera	10 725 060	8,3
		Laminar imperceptible, Soliflucción y Deslizamientos Frecuentes	Moderada	7 174 630	5,6
		Laminar intensa y Deslizamientos ocasionales	Moderada	1 275 380	1,0
		Laminar intensa y Deslizamientos frecuentes	Severa	304 870	0,2
	Escorrimento superficial concentrado. Actividad torrencial y Movimiento en masa	Surcos y Cárcavas escasos y Deslizamientos ocasionales	Moderada	92 090	0,1
		Surcos comunes y Huaycos	Moderada	223 920	0,2
		Surcos y Cárcavas escasos y Huaycos	Severa	1 553 860	1,2
		Surcos y Cárcavas abundantes, Huaycos, Derrumbes y Deslizamientos ocasionales	Severa	1 301 650	1,0
		Huaycos y Derrubiación	Moderada	399 920	0,3
Fluvial	Acumulación e Inundación fluvial	Decantación	Muy ligera	11 352 530	8,8
		Inundación ocasional	Ligera	3 461 490	2,7
		Inundación frecuente	Moderada	4 216 480	3,3
Glacial y Eólica	Periglaciales, Glaciales, Escorrimento superficial y/o Deflación	Gelifracción y Mantos de arena	Ligera	260 320	0,2
		Gelifracción, Deglaciación y Surcos comunes	Moderada	3 799 400	3,0
Gravitacional Y Eólica	Meteorización y Deflación	Derrubiación	Ligera	4 301 500	3,3
		Derrubiación y Aspersion eólica	Ligera	1 406 280	1,1
Eólica	Deflación	Pavimento desértico	Ligera	849 430	0,7
		Mantos de arena	Moderada	2 600 140	2,0
		Mantos de arena y Dunas	Severa	856 460	0,7
		Dunas	Severa	1 213 770	0,9
Sub Total				127 945 790	99,6
Lago Titicaca-Lagunas-Ríos				575 770	0,4
TOTAL				128 521 560	100,0

Fuente: INRENA 1996.

Tabla 3.4 Superficie de las Unidades de Erosión por Regiones

Unidades de Erosión	% de la Superficie de la Costa	% de la Superficie de Sierra	% de la Superficie de Selva	% de la Superficie Total
Laminar imperceptible	1,80	3,60	49,20	30,80
Laminar incipiente	9,40	0,60	0,80	1,80
Laminar evidente	0,40	10,80	0,10	3,10
Laminar intensa	2,20	1,20		0,60
Surcos escasos	6,20	24,30	0,70	7,90
Surcos comunes	4,20	15,00	0,30	4,80
Surcos y Cárcavas escasos	0,90	12,20	0,10	3,60
Surcos y Cárcavas comunes	1,50	7,40	*	2,30
Surcos y Cárcavas abundantes	*	0,20		0,10
Laminar imperceptible, Soliflucción y Deslizamientos ocasionales		0,90	13,50	8,30
Laminar imperceptible, Soliflucción y Deslizamientos Frecuentes		1,30	8,70	5,60
Laminar intensa y Deslizamientos ocasionales		0,10	1,60	1,00
Laminar intensa y Deslizamientos frecuentes		0,10	0,30	0,20
Surcos y Cárcavas escasos y Deslizamientos ocasionales	*	0,20	*	0,10
Surcos comunes y Huaycos	1,30	0,10		0,10
Surcos y Cárcavas escasos y Huaycos	1,40	3,80		1,20
Surcos y Cárcavas abundantes, Huaycos, Derrumbes y Deslizamientos ocasionales	0,10	3,60	*	1,00
Huaycos y Derrubiación	1,50	0,50		0,30
Decantación			14,70	8,80
Inundación ocasional			4,50	2,70
Inundación frecuente			5,50	3,30
Gelifracción y Mantos de arena		0,70		0,20
Gelifracción, Deglaciación y Surcos comunes		10,60		3,00
Derrubiación	23,20	2,40		3,30
Derrubiación y Aspersión eólica	8,80	0,30		1,10
Pavimento desértico	5,60	0,10		0,70
Mantos de arena	17,50	*		2,00
Mantos de arena y Dunas	5,80	*		0,70
Dunas	8,20			0,90
Lago Titicaca-Lagunas-Ríos				0,40
TOTAL NACIONAL				100,00

* Indica superficie menor a 0,10%
Fuente. INRENA 1996

C. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- El agente erosivo más significativo en el ámbito nacional es el agua, estimándose una proporción superior al 90% de las tierras del territorio nacional afectadas por causa de este agente erosivo.
- El proceso erosivo predominante, referido a su extensión, es el escurrimiento superficial no concentrado, que abarca una superficie que representa el 36.30 % del territorio nacional.
- Los procesos erosivos que por su intensidad severa ocasionan los daños más graves de pérdida de suelos son: el escurrimiento superficial concentrado, la actividad torrencial y los movimientos en masa, presentes mayormente en las regiones de Sierra y Selva.

- **Las zonas del país que afrontan los más graves problemas de erosión actual están ubicadas en la región de Sierra, mayormente en los valles encañonados interandinos y cuencas torrenciales occidentales del sector central del país. Obviamente, problemas leves de erosión también se presentan en esta región.**
- En la región andina, el uso de la tierra en forma más intensa que el permitido por su potencial, es el principal responsable de la degradación de las tierras. Este se encuentra tan generalizado y tan arraigado por razones demográficas e históricas, quedando como única alternativa tratar de salvar lo que queda del suelo, aplicando medidas adecuadas orientadas a modificar la topografía y la capacidad de uso.
- La erosión generada por causas antrópicas (acción del hombre) se manifiesta principalmente en la Sierra, debido al uso intenso a que es sometido el suelo, sumándose a esto, las prácticas agrícolas inadecuadas y el sobre pastoreo.
- Dada la elevada magnitud en que es afectado el suelo por los procesos erosivos se recomienda emprender en el país una política de conservación de suelos utilizando formas racionales de explotación del medio físico, a fin de poner en resguardo la integridad de la población, así como el diseño de un conjunto de normas que propenden a la conservación del medio y su utilización racional, para lo cual se sugiere algunos lineamientos básicos, desde el punto de vista del análisis del problema de la erosión.
- **Teniendo en cuenta que la infraestructura vial ocasiona problemas de erosión, cuando las rutas se trazan medios frágiles, se recomienda que todo diseño vial se fundamenta en estudios geomorfológicos.**
- La construcción de obras de infraestructura, tales como: centrales hidroeléctricas, represas, canales de regadío, carreteras, etc., deben ser diseñadas sobre la base del conocimiento geomorfológico del medio y contar con es respectivo Estudio de Impacto Ambiental.
- En laderas con pendientes empinadas de la Sierra, se recomienda medidas como: rotación de cultivos y la instalación de un nuevo sistema de drenaje superficial, que permitan disminuir la intensidad de la escorrentía y evacuar o conducir el agua excedente, durante las épocas de lluvia más intensas. Estas permitirán también una mayor infiltración, incrementando la conservación del agua y su disponibilidad para las plantas; así mismo, evita que se produzca la erosión por surcos o cárcavas e inundaciones sobre terrenos más bajos.

3.1.3.2 EROSIÓN DE CUENCAS

Para describir este tipo de erosión se utilizó como fuente "Introducción a la Hidráulica Fluvial", Arturo Rocha Felices [39].

En el Perú es notable la destrucción de la cobertura vegetal en muchas cuencas. Esto agudiza los estiajes y avenidas e incrementa las cantidades de sólidos transportadas por los ríos.

Como ejemplo de mala conservación de cuencas, citamos a continuación unos párrafos de una publicación ecuatoriana sobre los ríos Puyango –Tumbes y Catamayo - Chira.

"Las dos cuencas se hallan afectadas por una deforestación casi catastrófica, que se debe a factores socio-económicos de la población asentada en ellas. El afán de buscar tierras para la agricultura y ganadería, sin dirección y consejo técnico alguno, permitió que nuestros campesinos del austro subieran hasta las mismas crestas de las montañas dispuestos a talar inmisericordemente la foresta primitiva. Tal deforestación sumada a las pésimas prácticas en el uso de las tierras, constituyen la causa de que las aguas pluviales que se precipitan sobre la cordillera, escurran violentamente sobre los cauces abriendo cárcavas y arrancando la capa vegetal, pues el efecto de retención y detención va desapareciendo a tal punto que el tiempo de la base de los hidrogramas de las crecientes irá reduciéndose cada vez más, si no se toman las medidas del caso, con las consecuencias gravísimas que este hecho ocasiona al desarrollo integral de la cuenca hidrográfica".

La destrucción de suelos es controlable. En cada cuenca hay áreas críticas que deben ser estudiadas preferentemente. Se debe realizar intensos trabajos, cuyo aspecto tecnológico está totalmente a nuestro alcance desde hace miles de años. La labor no es, sin embargo, sencilla. Se requiere tiempo, dinero y sobre todo decisión. Hemos gastado miles de millones de dólares en proyectos cuyo éxito depende del comportamiento sedimentológicos de estructuras hidráulicas. A su vez, la cantidad de sedimentos fluviales depende de la erosión de la cuenca. Este fenómeno debe ser controlado.

El manejo de cuencas, la protección de la cobertura vegetal y la supresión de la acción devastadora del hombre son fundamentales para la disminución de estos fenómenos, además por cierto de la realización de obras físicas de control.

Una de las recomendaciones del Simposio de 1972, fue la siguiente: "Se recomienda que los estudios de las cuencas deben tener como fin el planeamiento integral del desarrollo de esta unidad. Parte del plan debe ser el control de los deslizamientos e inundaciones. El planeamiento integral se hará de acuerdo con las necesidades y potencialidades existentes en la cuenca y en el país; y con los objetivos sociales que se persiguen".

Pero debemos ser plenamente conscientes de que una labor de protección de cuencas no puede improvisarse. Es una labor lenta y paciente en la que la cuenca debe ser tratada hectárea por hectárea: terrazas, diques, cobertura vegetal, andenerías, tienen que disponerse según la realidad de cada parte del terreno.

La cuenca debe tratarse como un conjunto armónico. Es un sistema vivo con profunda interacción entre cada una de sus partes. En el Perú, por ejemplo, el problema se viene agravando desde que se inició hace cientos de años la destrucción de la cobertura vegetal, y al introducirse elementos exóticos se rompió el equilibrio natural de las cuencas. El problema es común en gran parte del área andina. Sin embargo, estamos invirtiendo en el desarrollo de proyectos ubicados en cuencas en las que poco o nada se hace para prevenir y controlar la erosión.

Si no actuamos ahora, el problema será cada vez peor, la erosión de las cuencas, con la consiguiente pérdida de tierras de cultivo, destrucciones materiales, agudización de estiajes y avenidas y los daños a las estructuras hidráulicas, serán incontenible y habremos contribuido así a la ruptura definitiva del equilibrio ecológico de las cuencas que son nuestra fuente de vida.

FACTORES QUE INTERVIENEN EN LA DESERTIFICACIÓN DE LAS MICROCUENCAS

Factores Naturales

Entre los principales tenemos:

1. Precipitaciones intensas: La totalidad de las lluvias en un año ocurre fundamentalmente en 3 meses (enero-marzo), lo cual, unido a las fuertes pendientes, le da a las lluvias un carácter erosivo muy fuerte.
2. Fisiografía: fuertes pendientes, que hacen a estas zonas propensas a la erosión hídrica sobre todo.
3. Geodinámica interna: terremotos.
4. Geodinámica externa: deslizamientos, huaycos, aluviones, etc.
5. Clima: sequías, heladas, "El Niño".

Factores Sociales

Entre las actividades humanas más importantes que desencadenan procesos de degradación del medio, tenemos:

1. Deforestación: de matorrales sobre todo (tala de arbustos para combustible, caso de la tola; desmonte para área de cultivos).
2. Agricultura: en áreas inadecuadas, por ejemplo, en zonas de fuerte pendiente y sin las tecnologías apropiadas (terrazas, agroforestería, etc.).
3. Sobre pastoreo: especialmente en áreas de fuerte pendiente (erosión laminar).
4. Actividades mineras: con tecnologías obsoletas, sucias y que no incorporan a los componentes ambientales.

3.1.4 EROSION DE CAUCES FLUVIALES

La fuente principal que se utilizó para la descripción de este tipo de erosión es "Introducción a la Hidráulica Fluvial", Arturo Rocha Felices [39]

3.1.4.1 EL FENÓMENO DE LA EROSIÓN

Los sedimentos fluviales se originan en la erosión de la cuenca. La erosión es un proceso natural que se desarrolla continuamente desde los tiempos geológicos y que determina y modela la forma de la corteza terrestre.

Como consecuencia de la erosión hay un cambio de la pendiente original del terreno (pendiente endogenética). En algunos lugares hay remoción de materiales y en otros hay sedimentación. Como consecuencia aparece una nueva pendiente a la que se denomina exogenética, tal como se ve en la figura 3.4.

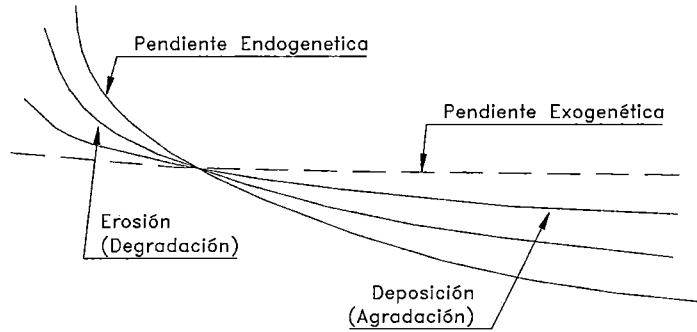


Figura 3.4 Variación de Pendientes durante la Erosión.

La erosión puede originarse a partir de la roca primaria desnuda expuesta a agentes naturales mecánicos, orgánicos y químicos. La diferencia entre las temperaturas máximas y mínimas produce rajaduras en la roca desnuda. El agua ingresa por las grietas, se congela, se dilata y se produce la fractura de la roca. Allí puede luego desarrollarse vegetación y aparecer la acción química.

El producto de la erosión de la roca forma un talud o cono aluvial junto a la roca desnuda. Este material, que en inglés se llama "debris" (escombros, restos, despojos) es transportado por el agua o el viento hacia los ríos, los que lo conducen eventualmente hasta el mar. En los ríos este material recibe el nombre de material sólido o sedimentos.

Por los procesos anteriormente expuestos en una cuenca es necesario replantear los métodos y criterios utilizados para evaluar **los aspectos hidráulicos e hidrológicos**, en especial a fijar que los métodos de cálculo de caudal, que deben ser diferenciados entre el caudal pico de aguas limpias y el caudal pico **del flujo de escombros** (flujo que generalmente se produce en la quebrada cuando suceden las lluvias). Algunas aproximaciones para determinar el flujo de escombros son descritas en el Apartado 3.1.4.3.

Por tanto se debe intentar combinar el entendimiento teórico del fenómeno con observaciones detalladas, para obtener un método semiempírico de diseño.

En general se denomina erosión, socavación o degradación a la remoción que efectúa el agua de las partículas sólidas constituyentes de un lecho fluvial y cuyo resultado es la profundización del cauce. La erosión puede ser local o generalizada.

La erosión local, o socavación propiamente dicha, está circunscrita a un lugar determinado, y a veces también está limitada a una cierta duración, y se debe a una perturbación del flujo.

Socavar significa "excavar por debajo alguna cosa, dejándola en falso".

La socavación, como fenómeno hidráulico, se origina en movimientos vorticosos que ocurren al pie de determinadas estructuras hidráulicas, como un pilar de puente, o en la descarga de un vertedero. La erosión local se contrarresta con medidas de diseño, más importante que la cuantificación precisa de la erosión local sea la determinación cualitativa, es decir, saber donde se espera que habrá socavación y saber como controlarla.

La degradación se produce a lo largo y ancho de un cauce fluvial. La degradación del cauce es extensa y progresiva. Ejemplo típico sería la que ocurre aguas abajo de una presa ubicada sobre el lecho de un río, que retenga gran cantidad de sedimentos y que, sin embargo, mantenga constante el caudal hacia aguas abajo.

Puede ocurrir también una adición, una superposición, de ambos tipos de erosión.

En general el estudio de la erosión no es fácil. Es un fenómeno tridimensional, impermanente, en el que hay una gran interacción entre la corriente y el lecho que esta siendo erosionado. La profundidad de erosión es variable hasta que llega a su valor máximo, el que se presenta cuando la velocidad de la corriente disminuye hasta hacerse igual a la velocidad crítica de iniciación del movimiento. La Hidráulica Experimental es muy importante el estudio de la erosión.

En el presente apartado no usamos la palabra erosión como el desgaste que sufre un cuerpo en roce con otro, que es lo que ocurre por ejemplo cuando el concreto es expuesto al agua con gran velocidad, o la que se presenta en las turbinas.

La erosión es un fenómeno que se desarrolla en el tiempo hasta llegar a una situación de equilibrio. Mientras se está desarrollando la erosión, el tirante y la fuerza tractiva van aumentando con el paso del tiempo. El transporte sólido va variando a lo largo del cauce. Finalmente se llega al equilibrio: la corriente ha alcanzado el tirante necesario para que con las nuevas condiciones impuestas al río pueda haber continuidad en el transporte sólido.

En el Apartado 4.2.1.1 se describe los diferentes tipos de erosiones en las estructuras de cruce entre las quebradas y las carreteras, donde se relaciona tanto la degradación, agradación, socavación general, socavación local y socavación lateral.

3.1.4.2 ORIGEN DE LA EROSIÓN DE LOS CAUCES FLUVIALES

Hay varias circunstancias típicas en las que se presenta alguna forma de erosión. Entre ellas señalamos las siguientes:

1. Aumento del Caudal

Cuando ocurre una avenida, o simplemente, un aumento de caudal, también aumentan la velocidad media de la corriente, la fuerza tractiva y la capacidad de transporte. Es esta una forma de originarse la erosión y que puede conducir a un acorazamiento del lecho, a una erosión generalizada, a erosiones locales en determinados puntos, etc. Cuando el aumento de caudal se combina con otras circunstancias, los fenómenos de erosión pueden ser muy grandes.

Las avenidas de 1983 y 1998 motivaron que en diversos tramos a lo largo del río Piura se produjera una profundización de varios metros en el cauce. En los ríos de la selva es frecuente que las variaciones del caudal produzcan en los lechos de material fino constantes fenómenos de agradación y degradación. El aumento del caudal es causa frecuente de erosión.

2. Interrupción del transporte sólido

Un río tiene una tendencia hacia el estado de equilibrio. Si por alguna circunstancia se interrumpe, o se disminuye, el aporte sólido el río conserva su capacidad de transporte, pero como posee menos sólidos obtiene éstos del lecho fluvial. La consecuencia es la erosión generalizada y la consiguiente profundización del cauce.

3. Estrechamiento del cauce

Muchas veces, por diversas circunstancias, se presenta el estrechamiento del ancho de un tramo fluvial. **Esto ocurre cuando se ha ejecutado un encauzamiento del río en el que se ha exagerado la disminución del ancho del río.**

Otras veces los estrechamientos excesivos tienen que ver con la construcción de puentes. Cualquiera que sea el origen del estrechamiento siempre determina una disminución de la sección transversal, lo que implica aumento de la velocidad y de la capacidad de transporte de la corriente. El resultado es la profundización del cauce.

Esto es lo que ocurrió en muchísimos lugares, como por ejemplo en el río Rímac en su tramo citadino. El río fue sometido a un fuerte estrechamiento (hasta antes de las obras de encauzamiento el río era mucho más ancho). La respuesta del río fue la profundización de su cauce, como puede verse por ejemplo, en el puente del Ejército.

4. Flujo en curva

En la margen exterior de una curva fluvial hay tendencia a la erosión. Por el contrario, en la curva interior hay tendencia a la sedimentación (ver figuras 3.5, 3.6 y foto 4.14). Estos son fenómenos propios de la dinámica fluvial. En algunos casos hay que contrarrestar sus efectos y en otros usarlos. La margen exterior debe ser protegida contra la erosión.

El río Tumbes en su curso bajo tiene tendencia a la formación de meandros, los que por su propia dinámica erosionan por su margen exterior y se desplazan. El año 1983 el desplazamiento de los meandros amenazó la carretera Panamericana. Un sistema de espigones logró salvar la emergencia, pero para que la solución sea permanente debe formar parte de un tratamiento integral del río, pues la tendencia a erosionar permanece.

La tendencia a la erosión de la margen exterior de un tramo en curva se aprovecha en el llamado efecto de curva para lograr mejores condiciones en la ubicación de una obra de toma, la que debe estar siempre en la margen exterior donde la erosión puede controlarse y usarse, y no en la margen interior donde la tendencia a la sedimentación haría prácticamente inmanejable el problema.

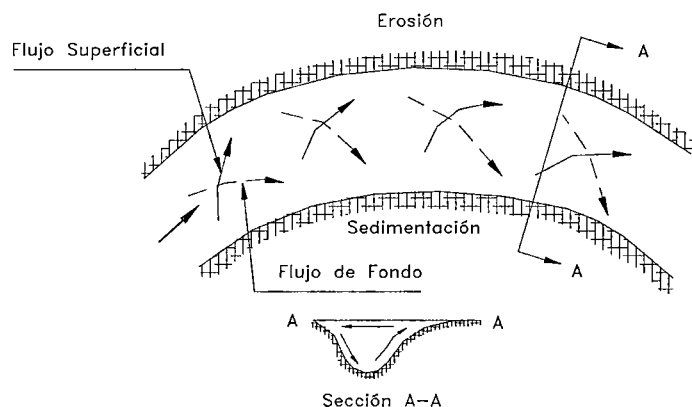


Figura 3.5 En el Flujo en una Curva Predomina la Tridimensionalidad; hay un flujo helicoidal. En la margen exterior (cóncava) hay tendencia a la erosión y en la margen interior (convexa) hay tendencia a la sedimentación.

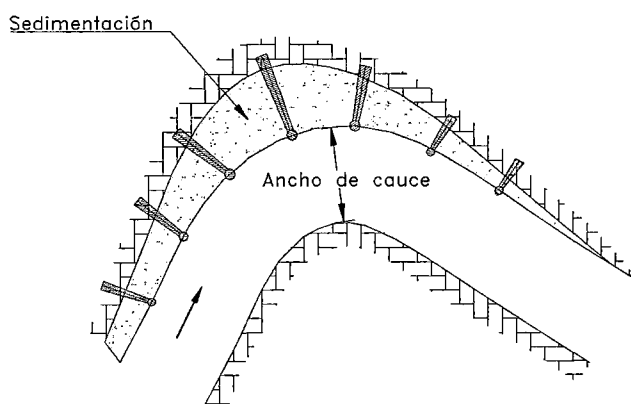


Figura 3.6 Representación Esquemática de un Tramo en Curva Protegido con un Sistema de Espigones.

5. Confluencia Fluvial

Aguas abajo de la sección en la que un río recibe a un afluente más o menos libre de sedimentos hay tendencia a que se produzca erosión. El mismo fenómeno ocurre aguas abajo de la confluencia de los brazos de un río entrelazado.

6. Pilares y Estribos

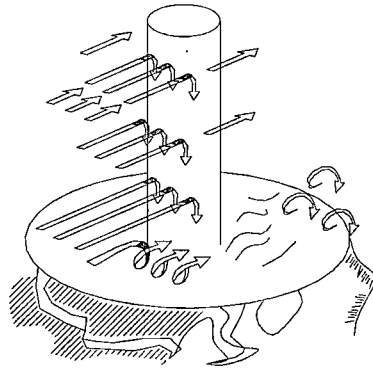
Cuando en un río hay elementos extraños, como un pilar de puente o un estribo, aparece la tendencia a la erosión local por formación de vórtices (ver figura 3.7).

7. Otros

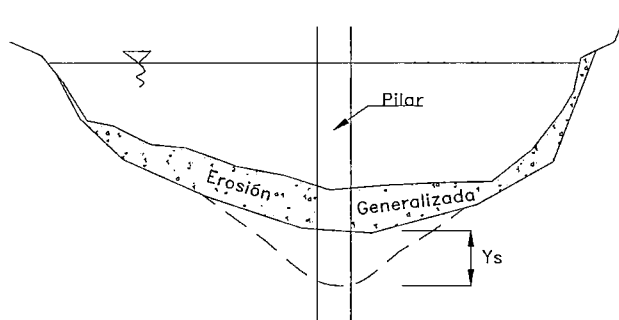
Hay numerosos ejemplos de tendencia a la erosión. Puede ocurrir también en las inmediaciones de la "punta" o la cabeza de un espigón. Hay ríos en los que se presentan dunas de gran altura en las que en la parte correspondiente hay erosión. **Hay tendencia a la erosión inmediatamente aguas abajo de un dissipador de energía, por medio de un salto hidráulico (ver Apartado 5.4.6). También hay tendencia a la erosión cuando se produce el corte de un meandro.**

Desde el punto de vista de cómo avanza la erosión podemos clasificar a ésta en dos grandes grupos. Hay un tipo de erosión que progresa hacia aguas abajo, que progresa hacia aguas arriba. A esta última se le llama erosión regresiva.

La erosión regresiva, que puede ser muy rápida, se presenta, por ejemplo, cuando hay una disminución de nivel aguas abajo. Tal sería el caso de una desembocadura.



a) Representación Esquemática de la erosión de una Pila circular.



b) Obsérvese como la erosión local Y_s se adiciona a la erosión generalizada.

Figura 3.7 Socavación Local.

3.1.4.3 ASPECTOS HIDROLÓGICOS E HIDRÁULICOS EN LAS CUENCAS

Se debe diferenciar los métodos de cálculo de caudal en las quebradas, entre el caudal pico de aguas limpias y el caudal pico del flujo de escombros (flujo que generalmente se produce en la quebrada cuando suceden las lluvias). Este flujo muchas veces origina derrumbes.

Usualmente la determinación de la forma y tamaño de la estructura que permitirá el paso del flujo de una quebrada, sea puente, badén, alcantarilla, acueducto o sifón, ha estado exclusivamente enfocado en la magnitud del caudal y los cálculos hidráulicos que aseguren su paso a través de la estructura. Para acometer el problema entonces, se ha acostumbrado echar mano a los procedimientos y criterios establecidos por la hidrología de avenidas y por hidráulica de ríos. Pero los flujos que se producen en numerosas quebradas del país son de tipos diferentes a los establecidos para el campo de la hidrología de avenidas y la hidráulica de los ríos, en la forma convencional que conocemos estas materias. Se trata de los flujos conocidos como flujos de barro (mudflow) y flujos de escombros (debris flow), cuya mecánica de movimiento es distinta de los flujos de avenida (flood flow).

Siendo los flujos de escombros los que predominan en el país, se tratará de informar algunos métodos en desarrollo para determinar la magnitud (volumen de material transportado), frecuencia, caudal pico, velocidad, condiciones para deposición, distancia de deposición de este tipo de flujos, fuerzas de empuje y de impacto, a la vez también de

establecer una manera de identificar la zona a lo largo del recorrido del cauce donde se desarrollan los flujos de escombros y donde predominan los flujos de avenidas, para poder aplicar los métodos más apropiados a cada caso.

La fuente principal que se utilizó para evaluar la magnitud y otras características del flujo de escombros es "Quantitative Analysis of Debris Torrent Hazards for Design of Remedial Measures" de Oldrich; Hungr, G.C. Morgan y R. Kellerhals; Canadá [30].

Para diferenciar los flujos de avenida, flujos de barro y flujos de escombros, podemos indicar que los flujos de avenida son aquellos con una carga normal de transporte de sedimentos discurriendo predominantemente en régimen turbulento. Con diferente régimen, posiblemente laminar o dilatante, ocurren los flujos de barro y los flujos de escombros. Los flujos de barro están formados predominantemente por granos gruesos y material orgánico e inorgánico. Los flujos de escombros admiten una subclasificación en torrentes de escombros y flujos de escombros en zonas planas (planar debris flow), según discurran sobre cauces existentes o no.

Entre las características resaltantes de los flujos de escombros podemos indicar:

- Los flujos de escombros no están solamente relacionados con las precipitaciones y escorrentías líquidas, sino más bien parecen estar más fuertemente relacionadas con la cantidad de material suelto capaz de movilizarse durante el evento, presentes en el cauce y en las laderas.
- Los flujos de torrentes de escombros duran usualmente mucho menos que los flujos de avenidas; en consecuencia, los flujos pico y tirantes son correspondientemente mucho más grandes. Por ejemplo, el gráfico 3.1 muestra la relación entre caudales de avenida de 200 años de periodo de retorno y el caudal pico estimado del flujo de torrente de escombros para la región de Howe Sound, Canadá [Hungt. Et al., 1984]. En este gráfico se advierte que estructuras de cruce situados en quebradas pequeñas donde ocurren flujos de torrente de escombros, deben ser diseñados con caudales de hasta 40 veces el valor de la avenida de 200 años; mientras que para quebradas más grandes el pico de diseño debe ser entre 5 a 10 veces la avenida de 200 años.

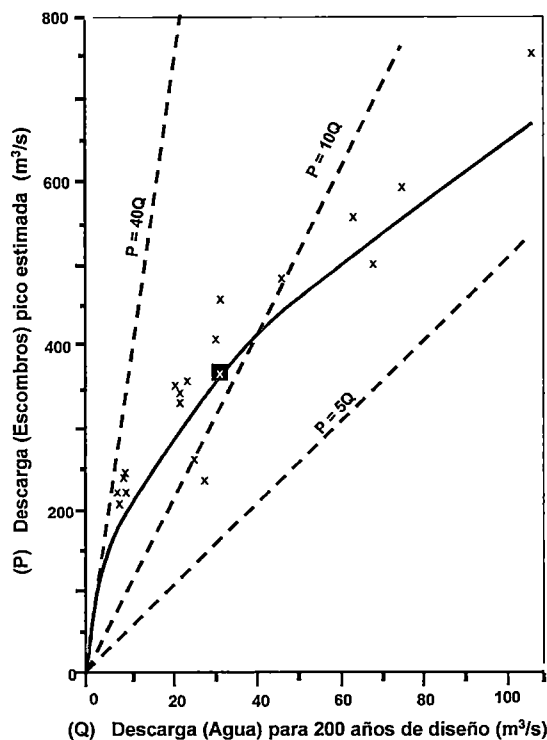


Gráfico 3.1 Flujos Picos de Escombros vs. Picos de Avenidas (agua) para 200 años En Riachuelos a lo largo de Howe Sound, Canadá.

- Se ha reportado que los flujos de torrentes de escombros ocurren usualmente en cuencas pequeñas y medianas, comprendidas en el rango de 0.1 y 10 Km² [VanDine, 1984; Mizuyama, 1982]. Esto es debido a que la cuenca debe ser lo suficientemente grande para proveer una fuente de escombros; pero no tanto como para que se forme una menor pendiente donde el flujo sea controlado por una actividad fluvial normal.

MAGNITUD O VOLUMEN DE ESCOMBROS TRANSPORTADOS

Magnitud es el volumen total de material grueso o fino que es transportado hasta la deyección en el curso de un solo evento, sin considerar el número de fuentes.

La magnitud naturalmente depende de varios factores: topográficos, geológicos, climáticos, hidrológicos e incluso biológicos así como **del tamaño del área fuente y la vulnerabilidad de la fuente del material a ser movilizado o rápidamente erosionada bajo condiciones de caudal de inundación**. Sin embargo, se ha podido constatar que delimitando zonas donde parte de esas características sean mas o menos uniformes en todas las cuencas, puede determinarse una proporción entre la magnitud del evento y el área de drenaje (rendimiento de escombros por área), o entre la magnitud del evento y la longitud del cauce (rendimiento de escombros por longitud de cauce).

Las proporciones entre magnitud y área de drenaje o longitud de cauce que se hallan a partir de datos observados no son constantes y tienen gran variabilidad, de hasta 3 veces el valor medio. Esta variación se explica por las diferencias topográficas y geológicas existentes para diferentes tramos del cauce y tributarios, es decir el grado de erosibilidad

a lo largo de tramos de cauce. Por esta razón para cuencas medianas es conveniente establecer una clasificación de tipos de cauce relacionándolos con la magnitud de erosión esperada por longitud de tramo por medio de un factor de erosiabilidad ($m^3/(Km.m)$).

La magnitud entonces puede evaluarse por una suma de la magnitud esperada por tramos del cauce, utilizando la expresión 3.1 [Kellerhais, 1970].

$$M = \sum_{1}^n A_i^{1/2} L_i e_i \dots\dots\dots(3.1)$$

Donde L_i es la longitud del tramo en m., e_i es el " coeficiente de erosibilidad del cauce " y A_i es el Área de cuenca relacionada con el tramo en Km^2 .

La clasificación puede tomar en cuenta ciertos parámetros geomorfológicos y geológicos como pendiente, tipo de material de lecho, elevación e inclinación de laderas con material erosionable, condiciones de estabilidad generadas por la vegetación, etc., tal como el mostrado en la Tabla 3.5; pero debe **enfatzarse que toda clasificación obtenida es sólo aplicable regionalmente, pues varios parámetros están implícitos en la uniformidad climática, geológica y biológica de la región establecida.**

Tabla 3.5 Estimación del Rendimiento de Escombros de Cauces (Costa Sur de Columbia Británica – Canadá)

Tipo de Cauce	Pendiente (grados)	Material del lecho	Taludes	Condición de Estabilidad*	Rendimiento de Escombros + (m^3/s)	Coefficiente de Erosionabilidad ($m^3/(m^*Km)$)
A	20-35	Rocoso	No erosionable	Estable, prácticamente libre de cobertura de suelo	0-5	0-5
B	10-20	Capas delgadas de escombros o suelos sueltos sobre rocas	No erosionable (Roca)	Estable	5-10	5-10
C	10-20	Capa profunda de material de talud (derrumbe) o morrena	Menos de 5m de altura	Estable	10-15	10-15
D	10-20	Capa profunda de material de talud (derrumbe) o morrena	Mas de 5m de altura	Taludes de ribera en reposo	15-30	15-30
E	10-20	Capa profunda de material de talud (derrumbe) o morrena	Mas de 20m de altura	Taludes de ribera potencialmente no estables (áreas de deslizamiento)	Hasta 200 (considerando hasta el punto de origen)	No aplicable

* Previo al esperado evento de torrente de escombros.

+ Para áreas de drenaje de 1-3 Km^2 .

FRECUENCIA DE OCURRENCIA

La frecuencia de ocurrencia de flujos de escombros no está directamente relacionada con la frecuencia obtenida por los métodos hidrológicos. No es posible aplicar el período de retorno de precipitaciones y descargas a la frecuencia de flujos de escombros. Por una parte, debido a que los flujos de escombros son producidos por "celdas" concentradas de alta precipitación, las precipitaciones que los causan no son registrados por la red meteorológica que generalmente es poco densa. Por otra parte la acumulación y cantidad de material suelto juega un papel preponderante.

Por la última razón pueden advertirse variaciones no estacionarias en la frecuencia de los flujos de escombros según sean las características de la cuenca, hecho no observado en el fenómeno de precipitación y de avenidas. Por ejemplo, una distinción entre la actividad en cuencas de lecho rocoso y en otras con depósitos sueltos consolidados es la siguiente: mientras que las cuencas de lecho rocoso requieren una gradual acumulación de detritos entre un evento y otro, y por supuesto resultan temporalmente estable después de un evento; las otras luego de ser desestabilizadas por un primer evento presentan un período de frecuente actividad, seguido después por un estado de calma, cambiando marcadamente, a diferencia del otro tipo de cuencas, la frecuencia del evento.

Una dificultad adicional para el tratamiento de la frecuencia es la falta actual de datos de registros de flujos de escombros.

Ante estos inconvenientes, para el uso actual en ingeniería lo que se puede establecer es identificar factores que tengan influencia en la ocurrencia del fenómeno, tales como criterios de estabilidad, pendientes, número de eventos previos sucedidos, etc., y establecer categorías relativas de riesgo (muy altas, altas, moderadas, bajas, ninguna) para luego establecer medidas de diseño, contención o manejo apropiadas.

Para las quebradas a lo largo de Howe Sound, factores que fueron identificados como influyentes de la probabilidad de ocurrencia de un flujo de torrente de escombros son mostrados en la Tabla 3.6.

Por cada quebrada, un punto matriz fue aplicado a estos factores, relativo a su importancia. Este matriz fue usado como la base para la categoría de las 26 quebradas dentro de las 5 categorías del relativo riesgo, variando de "no riesgo" a "muy alta probabilidad de ocurrencia".

De las 26 quebradas, 2 son considerados para tener no riesgo, 3 tienen baja probabilidad de ocurrencia, 7 tiene una moderada-alta probabilidad de ocurrencia, 11 tiene una alta probabilidad de ocurrencia y 3 tiene muy alta probabilidad de ocurrencia.

Tabla 3.6 Evaluación de la Probabilidad de Ocurrencia de Torrentes de Escombros para Quebradas a lo largo de Howe Sound, Canadá (Thurber 1983)

FACTORES	QUEBRADAS																										
	DISBROW	S/N #1	SCLUFIELD	MONTIZAMBERT	STRIP	CHARLES	TURPIN	NEWMAN	LONE TREE	RUNDLE	HARVEY	ALBERTA	MAGNESIA	M CREEK	LOGGERS	DEEKS	BRUNSWICK PT.	BERTRAM	KALLAHNE	S/N # 7	S/N # 8	FURRY	S/N # 9	DAISY	THISTLE	BRITANNIA	
Historia de los torrente de escombros	●					●	●	●			●	●	●	●													
Caída del área de drenaje dentro del rango Históricamente activo	●	●	●	●		●	●	●	●	●	●	●	●	●	●		●	●	●	●	●	●		●	●	●	
Pendiente promedio de quebrada, sobre la línea crítica.	●	●	●	●	●	●	●	●	●		●	●	●	●	●	●	●		●	●							
Máxima pendiente de quebrada mayor a 36°		●	●		●	●	●	●	●		●	●	●	●	●	●	●	●				●					
El abanico es lobulado ó convexo	●			●		●		●				●	●	●	●												
La pendiente promedio del abanico mayor a 4°	●	●	●	●		●		●		●	●	●	●	●	●				●	●	●					●	
El abanico es anormalmente grande	●	●	●			●		●			●	●	●	●	●					●	●						
Hay obvia fuente de escombros	●	●		●	●	●	●	●			●	●	●	●	●				●				●			●	
Ribera inestable con longitud que excede 30% de la longitud de la quebrada	●					●	●	●				●	●	●	●								●	●			
Más del 10% de la longitud de la quebrada arrasada.							●	●				●	●	●					●	●		●				●	

□ No influencia, ● Menor influencia, ● Mayor influencia.

DESCARGA DEL FLUJO DE ESCOMBROS

Es muy poco lo que se sabe actualmente acerca de qué determina el caudal pico, el tirante máximo y su duración. En consecuencia los procedimientos para estimar la descarga pico se basan en desarrollar relaciones empíricas extrayendo lo más posible de las pocas mediciones disponibles. Esto ha llevado a establecer relaciones simples entre el caudal pico y el área de drenaje o entre el caudal pico y la magnitud del evento, tal como el gráfico 3.2 donde se utiliza valores de descarga de algunos eventos mostrados en la tabla 3.7; pero como han sido establecidos con bases regionales, su aplicación debe tomarse con criterio, guiado por los factores regionales que estén latentes detrás de la relación establecida.

Por otra parte han sido propuestas varias formulaciones para estimar la descarga pico. Entre las que producen resultados conservadores está la fórmula de "rotura de presa"; pero su aplicación requiere de alta dosis de experiencia y criterio.

$$Q = \frac{8}{27} b \sqrt{gh^3} \dots\dots\dots(3.2)$$

Donde g es la gravedad, y h y b son el alto y ancho de un reservorio hipotético, la expresión 3.2 se usa en el Sistema Internacional (SI).

Otra fórmula útil es la que aprovecha el concepto de la sobre elevación del flujo en curvas.

$$\Delta h = k \frac{bv^2}{gr} \dots\dots\dots(3.3)$$

Donde Δh es la sobre elevación medida con las marcas del flujo, v es la velocidad, b es el ancho superficial, g la gravedad, r el radio de curvatura, y k es un factor igual a 2.5 cuando la fórmula se usa para estimar la velocidad, e igual a 5 cuando se usa con propósitos de diseño para determinar la sobre elevación. Para el cálculo del caudal la fórmula se complementa con mediciones de la sección transversal del flujo.

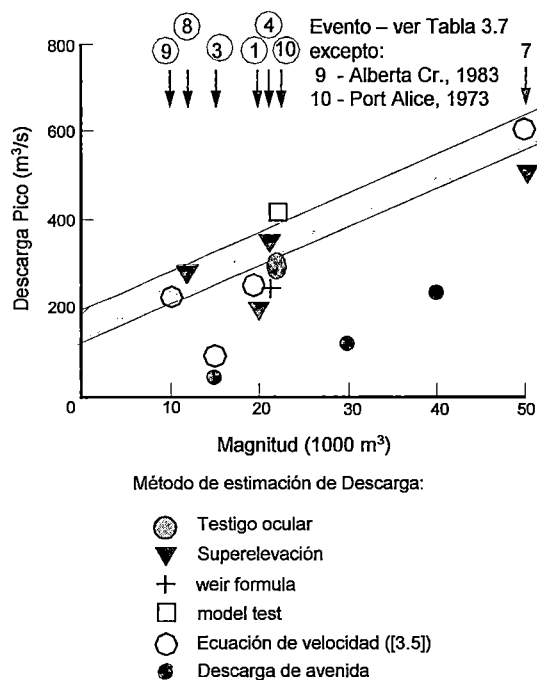


Gráfico 3.2 Correlación entre la Magnitud del Evento de Torrente de Escombros y la Máxima Descarga.

Tabla 3.7 Resumen de Velocidades Estimadas

Evento	Ubicación	Flujo de la sección transversal				Angulo de la Pendiente Del lecho(°)	Superelevación		Velocidad Media (m/s)	Descarga* (m3/s)	Comentario
		Profundidad Media (m)	Ancho Medio (m)	Área (m2)	Forma		Altura de Ribera (m)	Radio de Curva (m)			
1	M-Creek, 1981, Al final del barranco	6	10	50	U	10	2	20	4.2	211	Cerca de la base de descenso, flujo no uniforme
2	M-Crek, 1981, Debajo hwy puente	3	15	45	Rect.	12	-	-	4.7	210	Descarga derivado de 1
3	Charles, 1981, Al final del barranco	2	15	30	Rect.	16	-	-	3	90	Reporte de observación de velocidad baja, no especificado
4	Charles, 1983 Aguas arriba del puente	4.6	9.1	42	Trap.	14	-	-	7	295	Mínima velocidad de cuatro informes de eventos observados
5	Charles, 1983 Debajo de la 1ra. Falla	5	15	75	Rect.	14	1	70	4.6	341	-
6	Charles, 1983 Al final del barranco	3.5	12	42	Rect.	18	-	-	8.1	341	Descarga derivado de 5
7	Wahleach A, 1983 Al final del barranco	4	15	60	Rect.	12	3	100	9.4	566	Asumida completa erosión de cauce
8	Wahleach B, 1983 Al final del barranco	3	12	36	Rect.	17	3	60	7.9	284	Roca volcánica

* Descarga calculada con la velocidad media máxima del área de la sección transversal.

VELOCIDAD DEL FLUJO

Se ha llegado al consenso entre especialistas que el régimen del flujo en las cercanías del pico no es turbulento, y es de hecho sostenible que ocurre un régimen laminar o el comportamiento de un flujo dilatante. Estas consideraciones llevan a establecer las siguientes ecuaciones para estimar la velocidad:

$$V = \frac{\gamma S h^2}{k v} \dots\dots\dots(3.4)$$

Donde γ es el peso específico del flujo de escombros, S la pendiente, h el tirante, k un coeficiente de forma de la sección transversal (3 para sección rectangular, 5 para trapezoidal y 8 para semicircular), y v es la viscosidad aparente del flujo.

$$V = \frac{2}{3} \xi S^{1/2} h^{3/2} \dots\dots\dots(3.5)$$

Donde ξ es un coeficiente dimensional inversamente proporcional a la concentración de partículas sólidas en el flujo.

El contraste de estas fórmulas con datos empíricos se ha demostrado que ambas pueden ser usadas para estimar las velocidades con razonable precisión. Además, la evidencia empírica muestra que los diversos datos empíricos se ajustan sorprendentemente a un valor único de viscosidad, 3.0 kPa.s, a pesar de la variabilidad en los diversos factores que intervienen en el movimiento. Similarmente los datos se ajustan

para $\xi=3.25 \text{ m}^{-1/2} \text{ s}^{-1}$ en el caso del modelo de flujo dilatante.

Otro hecho resaltante, es que la velocidad permanece constante al paso del caudal variable, como puede verse en el Gráfico 3.3 que reproduce mediciones de campo. Este hecho puede explicarse por la combinación del principio de esfuerzo efectivo usado por Bagnold (1954) y la teoría del flujo uniformemente progresivo (Chow, 1959), que llevan también a sustentar el concepto de una sola concentración y viscosidad para el frente de la onda del flujo cercano al caudal pico, que es felizmente lo que nos interesa.

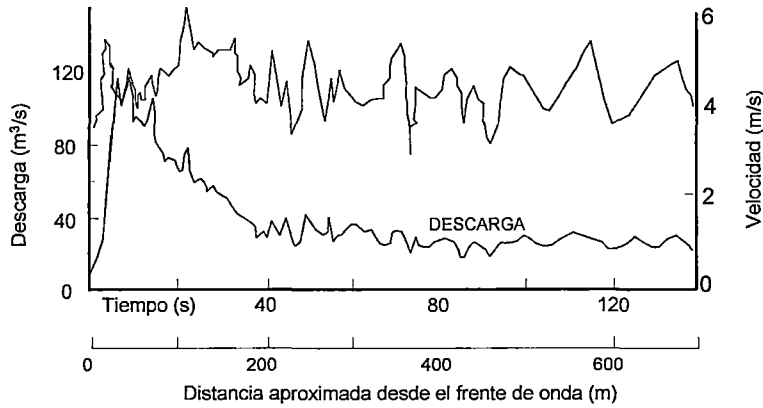


Gráfico 3.3 Velocidad de la Superficie y Descarga del Torrente de Escombros en el Valle de Kamikamihori, Japón, registrado por un espacial medidor de velocidad.

ANGULO DE DEPOSICIÓN

Observaciones de campo dejan percibir que existe una cierta pendiente a partir de la cual el torrente de escombros comienza a depositar material en el cauce. **Este ángulo, llamado ángulo de deposición, ocurre en una estrecha faja de valores comprendidos entre 8° y 14°, dependiendo del confinamiento del flujo.** El Gráfico 3.4 muestra los límites propuestos para el diseño del valor del ángulo de deposición, para casos de flujo confinado o no. Es notorio que los flujos no confinados requieren un mayor ángulo para empezar la deposición. Como el grado de confinamiento es naturalmente una función de la descarga. Hungr et al. (1984) sugiere que un confinamiento suficiente ocurre cuando la relación tirante ancho es mayor que 0.3. De esta manera es comprensible que dada una sección transversal, ondas de descarga menores depositarán en pendientes más pronunciadas. **Esto lleva a concluir por otro lado que secciones trapezoidales con bases pequeñas son las adecuadas para conducir una amplia gama de descargas de escombros sin producir deposición.**

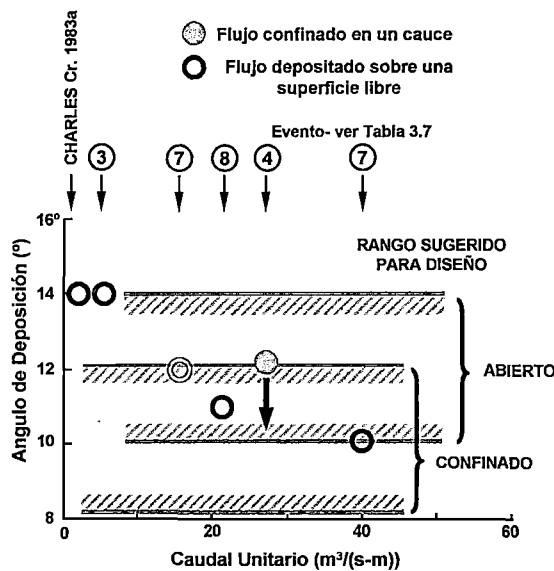


Gráfico 3.4 Ángulo de Deposición en Función de la Descarga.

DISTANCIA DE DEPOSICIÓN

La distancia de deposición es la distancia hasta la cual el flujo de escombros deposita material en el cauce desde el punto donde inicia la deposición.

Un modelo desarrollado Por Takayashi y Yoshida (1979) ha obtenido una buena concordancia con datos empíricos como se aprecia en el Gráfico 3.5. Ese modelo representa un flujo de escombros moviéndose sobre una pendiente de inclinación constante menor que la existente en un tramo previo, y obtiene las siguientes ecuaciones para el cálculo de la distancia de deposición:

$$X_L = \frac{V^2}{G} \dots\dots\dots(3.6)$$

Donde X_L es la distancia de deposición.

$$V = V_u \cos(\theta_u - \theta) \left[1 + \frac{g \cdot h_u \cos \theta_u}{2v_u^2} \right] \dots\dots\dots(3.7)$$

$$G = g(S_f \cos \theta - \sin \theta) \dots\dots\dots(3.8)$$

Donde θ es el ángulo del perfil de deposición, θ_u es la pendiente del tramo aguas arriba, v_u y h_u son la velocidad y tirante respectivos.

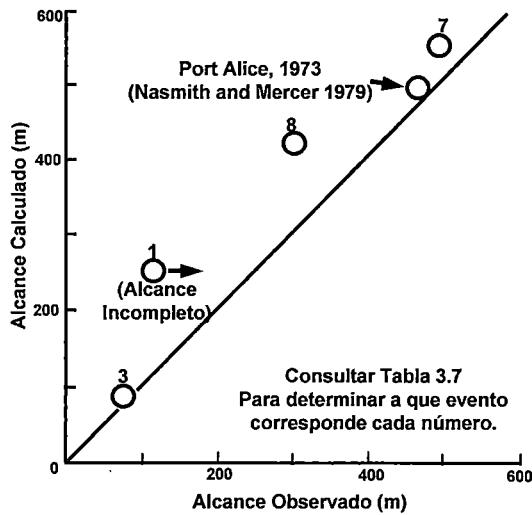


Gráfico 3.5 Comparación de la Distancia de Deposición Calculada y Observada.

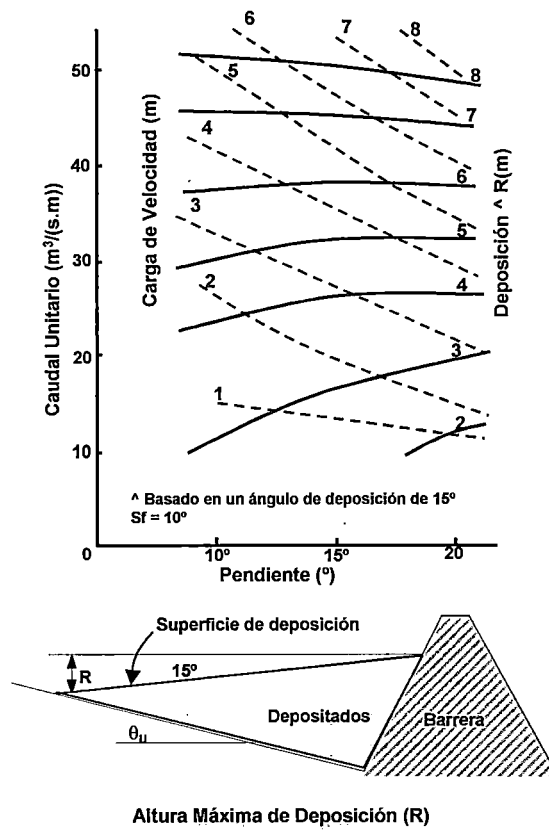


Gráfico 3.6 Máxima Deposición Estimada.

Una aplicación interesante, mostrado en el Gráfico 3.6, es el cálculo de la altura de depósito de escombros delante de una presa de retención. Para conseguirlo se combina estas últimas ecuaciones con las de cálculo de velocidad en la sección precedente para encontrar relaciones entre pendiente, caudal unitario, carga de velocidad y altura de deposición, considerando $S_f = \tan 10^\circ$ y un ángulo crítico de deposición igual a 15° (es con el cual se produce el valor máximo).

Por otra parte la velocidad desacelerándose en la zona de deposición puede ser estimada por la misma teoría:

$$v = G\sqrt{X_L - x} \dots\dots\dots(3.9)$$

Donde x es la distancia desde el inicio de la deposición.

3.1.5 EROSION LOCAL EN OBRAS HIDRÁULICAS

3.1.5.1 EROSIÓN LOCAL

Se ha mencionado que la erosión local se produce allí donde se generan remolinos por importantes cambios de dirección del flujo. La erosión causa el abatimiento de un sector definido del fondo del cauce por debajo de su nivel natural. La profundidad de erosión define a la profundidad del hueco de erosión aguas arriba y aguas debajo de la pila (ver figura 3.8).

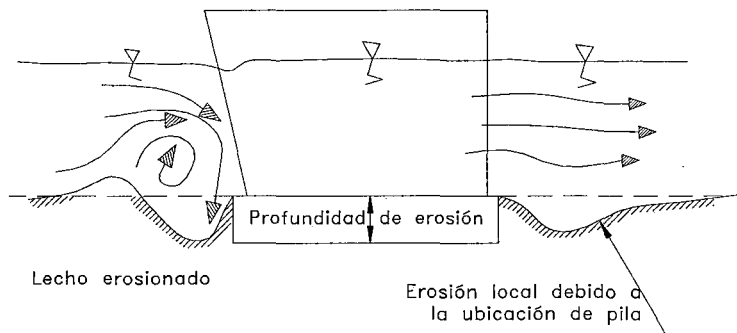


Figura 3.8 Erosión Local Alrededor de la Pila.

Diferentes formas de los huecos de erosión se muestran en la figura 3.9.

La erosión local puede ocurrir en conjunto, (o en ausencia) con degradación o agradación y erosión por contracción. Para propósitos prácticos se consideran tres tipos de erosión:

- Erosión estable: cuando $q(b1)$ es igual a $q(b2)$, siendo $q(b1)$ la descarga de sedimentos en la zona de aproximación y $q(b2)$ la del propio hueco de erosión. En general las perturbaciones locales causadas por una pila resultan en pequeña o amplia erosión local alrededor de la estructura.
- Erosión con agua clara: $q(b1)$ es cero. La erosión es continua y la profundidad de erosión crece con el tiempo hasta que alcanza un valor límite.
- Erosión con flujo de sedimentos variable: $q(b1)$ puede ser menor o mayor que $q(b2)$. Si $q(b1)$ es mayor que $q(b2)$ la profundidad de erosión es decreciente con el tiempo; con la situación inversa la profundidad de erosión crece con el tiempo.

Es importante entender el mecanismo de erosión local y calcular las profundidades de erosión potenciales. Estos mecanismos deberán ser considerados en el diseño para controlar o reducir la erosión mediante métodos aceptables.

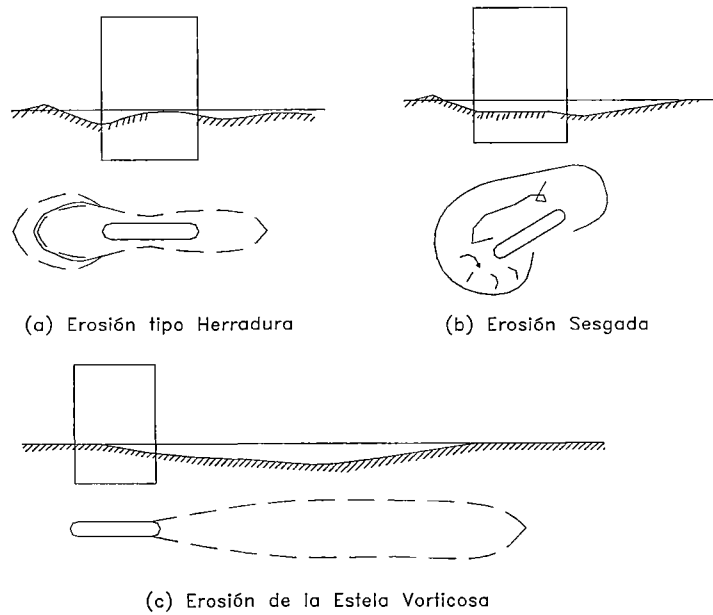


Figura 3.9 Erosión Alrededor de Pilas.

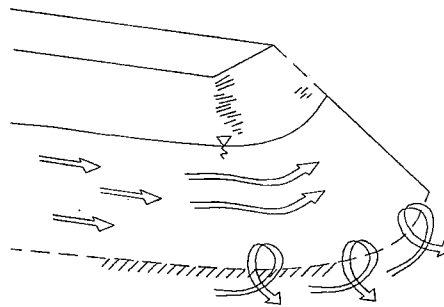


Figura 3.10 Representación Esquemática de la Erosión en un Dique.

A. MECANISMOS DE EROSIÓN LOCAL

La fuente principal que se utilizó para la descripción del mecanismo de erosión local es "Control de Erosión en Obras Hidráulicas", Petronila Ibáñez [14].

La erosión local ocurre en regiones de flujo no uniforme donde la mezcla agua-sedimento es acelerada o desacelerada.

Las causas más importantes de la erosión local son las fluctuaciones de fuerzas como: presión, sustentación y cortantes.

En el caso particular de pilas la erosión local es causada por la vorticidad del flujo que resulta del ascenso del nivel de aguas arriba y la consiguiente aceleración del flujo alrededor del frontis de la pila: la acción del vórtice erosiona el material del fondo. Si $q(b_2)$ es mayor que $q(b_1)$ se desarrollará un hueco de erosión; al incrementarse la profundidad,

la fuerza del vórtice se reduce y así se reduce el transporte propio del hueco $q(b^2)$, estableciéndose finalmente un equilibrio.

En las figuras 3.7 y 3.10 se ilustran el campo de flujo y vórtices alrededor de una pila circular y un dique. **No es posible todavía calcular la fuerza del vórtice y relacionar el campo de velocidades con la erosión producida.** Por lo tanto, la velocidad promedio y profundidad local del flujo será usada en las ecuaciones para predecir profundidades de erosión local.

Diversos investigadores han intentado clasificar las fuerzas que causan erosión local para mejor entendimiento de su mecanismo. De la investigación de Urbina (1968) y de la información reportada por Simons y Stevens (1971), en relación con el inicio del movimiento de una partícula anidada entre otras rocas, se concluye que:

- a. La causa del desplazamiento de la partícula es la combinación de sustentación y arrastre. Cualquiera de las dos fuerzas puede predominar. La geometría de la partícula individual y de las adyacentes parece ser los factores de mayor peso para determinar si la partícula es o no protegida por sus vecinas. Si es protegida la fuerza de sustentación predominará; pero cuando sea expuesta al flujo medio la fuerza de arrastre será la más importante de las dos.
- b. La velocidad promedio en las vecindades de la partícula es solamente una de las propiedades del flujo que controla el inicio del movimiento de una partícula.

Si uno asume que la sustentación promedio y la velocidad promedio en las vecindades de la partícula están directamente relacionadas entonces sustentación promedio (U^2). Sin embargo tratándose de movimientos incipientes, la partícula puede tener sustentación igual a cero. Una partícula puede también ser estable aún cuando la fuerza de sustentación promedio es bastante grande. La consideración importante es la sustentación instantánea total que puede ser desarrollada, y la relación de esta fuerza de sustentación instantánea a la masa de la partícula y un intervalo de tiempo suficiente para acelerar la masa de la roca dentro de la corriente principal.

En el caso de flujo uniforme en canales, las fuerzas fluctuantes están directamente relacionadas a las propiedades del flujo (velocidad promedio y nivel de turbulencia) y son funciones de la rugosidad de las partículas sobre el fondo.

En el caso de arenas las partículas son pequeñas y generan un campo de turbulencia con bajas intensidades o escalas a no ser que formen dunas o antidunas.

Las gravas generan los más grandes niveles de turbulencia pero esto es compensado por la mayor masa de las partículas individuales.

En erosión local, la turbulencia puede ser generada independiente del fondo; la velocidad promedio es entonces impracticable como criterio de iniciación de movimiento. Son entonces necesarios los resultados de ensayos en modelos y su verificación en prototipo.

B. EVALUACIÓN DE LA EROSIÓN LOCAL

La erosión local es función de muchos factores, algunos de los cuales se enumeran:

1. Pendiente del fondo del canal.
2. Características de la sección recta del canal.
3. Características del lecho del fondo insitu.
4. Características de los sedimentos transportados.
5. Características del hidrograma de las avenidas y la historia de anteriores y recientes avenidas.
6. Dirección del flujo en el fondo como función de la profundidad del flujo.
7. Acumulación de hielo, troncos de árboles, etc.
8. Características de las estructuras hidráulicas hechas por el hombre:
9. Trabajos de encauzamiento, revestimiento de riberas; etc.
10. Esquinas abruptas, geometría, forma y distancia entre pilas, construcciones; etc.
11. Características de los materiales de protección.

La cantidad y complejidad de estos factores han limitado nuestro conocimiento o aproximaciones experimentales y teóricas satisfactorias en ciertos casos.

La magnitud básica medible en un flujo es la velocidad media y el cortante. Las fluctuaciones turbulentas del flujo, formación de remolinos y mono turbulencia sólo puede ser analizados cualitativamente. Uno debe usar estas magnitudes medibles para predecir las características de la erosión futura. En muchos casos la erosión debe ser evaluada a través de modelos físicos o matemáticos.

B.1 EROSIÓN LOCAL AGUAS ABAJO DE ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS

• CONDICIONES DE FLUJO AGUAS ABAJO DE LAS ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS.

La erosión aguas abajo de estructuras hidráulicas tales como pozas disipadoras de energía, obras de derivación, etc. constituyen un importante campo de investigación por su frecuente aplicación en ingeniería. Diversas soluciones a este problema fueron propuestas en Europa por Schoklitok (1932), Eggenberger (1943), Jäger (1939), Altiubilek y Obyay (1973); etc. y en USA por Simons y Stevens (1971). Carsteus (1966), Le Feuvre (1965); etc.

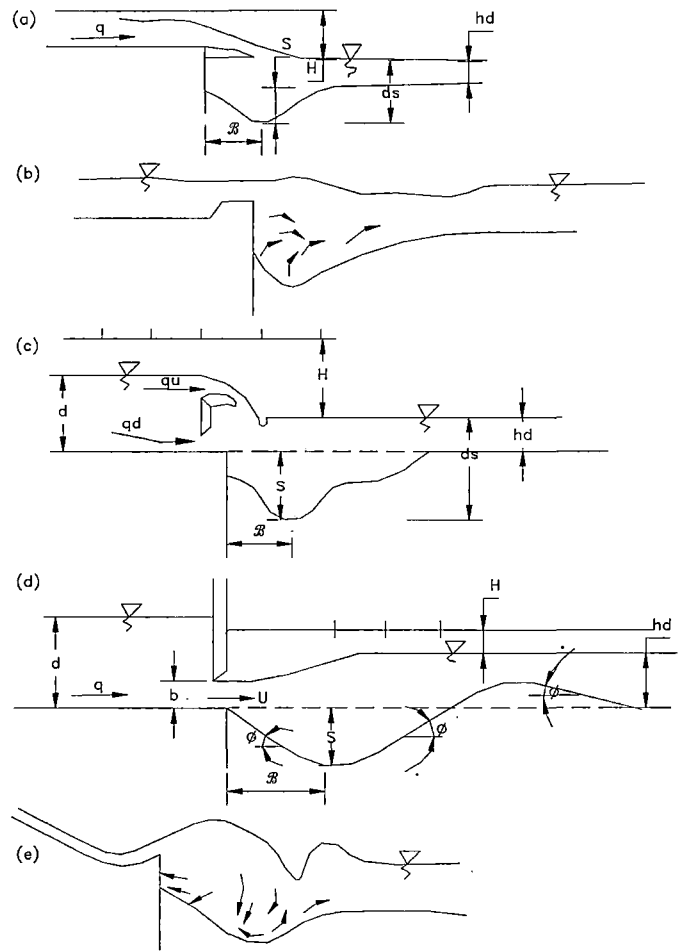


Figura 3.11 Diferentes Clases de Erosión que Pueden Tener Lugar Aguas Abajo de Estructuras Hidráulicas.

La figura 3.11 resume las posibles condiciones aguas abajo de las estructuras hidráulicas. La figura 3.11 (b) muestra el vórtice con eje horizontal aguas abajo de una poza disipadora de energía y cómo ésta afecta la erosión. La figura 3.11 (a) representa el mismo flujo aguas abajo de la estructura. La figura 3.11 (c) ilustra el flujo que tiene lugar simultáneamente sobre y bajo una compuerta deslizante. La descarga q_u pasa sobre la compuerta y q_d pasa por debajo de la compuerta y orificio.

La figura 3.11 (d) representa el flujo bajo una compuerta en el extremo aguas debajo de una estructura hidráulica y la figura 3.11 (e) muestra el flujo del trampolín o salto de sky de un vertedero. Estos flujos causan erosión aguas debajo de la estructura hidráulica. No existe una fórmula universal capaz de mostrar los flujos mostrados, sin embargo existen aproximaciones para estimar la erosión local.

• DETERMINACIÓN DE LA PROFUNDIDAD DE EROSIÓN AGUAS ABAJO DE ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS:

Una de las más antiguas formulas que definen la profundidad de erosión fue propuesta por Schoklitsch en 1932 (en Unidades Métricas)

$$d_s = S + hd = 4.75 \frac{H^{0.2} q^{0.5}}{D_{90}^{0.32}} \dots\dots\dots(3.10)$$

Donde:

ds = distancia desde el hueco de erosión a la superficie de agua aguas abajo.

S = profundidad del hueco de erosión.

hd = tirante aguas abajo.

q = descarga por unidad de ancho.

D90 = tamaño que pasa de las partículas para la cual el 90% es mas fino.

H = distancia vertical entre la línea de energía y el fondo de la poza tranquilizadora.

La fórmula da buenos resultados para relativamente grandes valores de D 90 en condiciones de flujo como la figura 3.11 (a).

Según Eggenberger (1943) y para condiciones de la figura 3.11 (c).

$$d_s = S + hd = C \frac{H^{0.5} q^{0.6}}{D_{90}^{0.4}} \dots\dots\dots(3.11)$$

Según Jäger (1939) y para las mismas condiciones,

$$d_s = S + hd = 6 H^{0.25} q^{0.5} \left(\frac{hd}{D_{90}} \right)^{1/3} \dots\dots\dots (3.12)$$

En estas relaciones C es una constante, ds, H, hd, están en metros, D90 en milímetros y q en m³/s por metro (ver figura 3.11). El coeficiente C de la ecuación 3.11 es definido por la ecuación 3.13 y el gráfico 3.7.

$$C = 22.8 - \text{inv} \left[0.0049 \left(\frac{q_u}{q_d} \right)^3 - 0.0063 \left(\frac{q_u}{q_d} \right)^2 - 0.029 \left(\frac{q_u}{q_d} \right) + 0.064 \right] \dots\dots\dots(3.13)$$

Donde q_u es la descarga por unidad de ancho sobre la compuerta (ver figura 3.11 c), y q_d es la descarga unitaria del orificio. El mayor valor para C es 22.8; el menor valor (cuando $q_u = 0$), para C es 7.25; sin embargo se encuentra experimentalmente que C mínimo es 10.35 (ver gráfico 3.7)

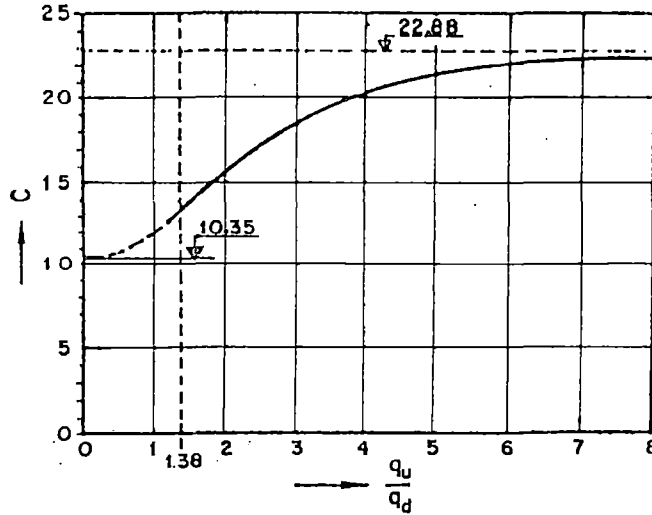


Gráfico 3.7 Valores de C, como función de q_u / q_d y D_{90} (R. Mueller y W. Eggenberger)

Eggenberger definió el límite estático de erosión, que necesita mucho tiempo para ser alcanzado; Laursen define el límite dinámico y la diferencia entre ambos es esencialmente una constante cuando la erosión tiene lugar sobre material grueso; el límite dinámico permite un cierto movimiento de partículas dentro del hueco de erosión. En consecuencia es la fórmula de Eggenberger la que da mayores valores para la profundidad de erosión que en el caso del límite dinámico.

Mueller (1944), corrigió la constante de Eggenberger usando resultados de ensayos de laboratorio. Para valores de $q_u/q_d < 1.38$ el valor de C con la ecuación 3.13 no es adecuado, por lo que son corregidos como se muestra en el gráfico 3.7 con líneas a trazos.

Para flujo a superficie libre y vertido libremente Jäger ha propuesto

$$S = a + b \left(\frac{d}{D_m} \right) q^{2/3} \dots\dots\dots (3.14)$$

Donde a y b son dos parámetros experimentalmente determinados para cada caso particular.

Mueller encontró que $C = 15.4$ en la fórmula de Eggenberger para flujo vertido libremente.

C no es adimensional sin embargo la ecuación 3.11 puede ser transformada a

$$d_s = \frac{c'}{g^{0.8}} \left(\frac{\gamma}{\gamma_s} \right)^{4/9} \frac{H^{0.5} q^{0.6}}{D_{90}^{0.4}} \dots\dots\dots(3.15)$$

Donde C' es una constante adimensional, y esta forma de la ecuación fue presentada por Mueller. Las siguientes relaciones fueron obtenidas como resultados de experimentos en pruebas de laboratorio con lecho de arena fina y su seguridad esta confirmada.

Para el caso ilustrado en la figura 3.11 (b), no existe formula para evaluar la erosión. Es necesario realizar ensayos en modelos hidráulicos para determinar la profundidad de erosión en cada caso particular. **En caso de flujos aireados la erosión es menor que en los flujos no aireados.** La disipación de energía por salto de sky y de flectores es en parte basada esta suposición. El peso específico del flujo aireado es menor que el peso específico del flujo no aireado. El aire en el chorro de agua dispersa las partículas de agua y amortigua su energía.

3.2 ESTABILIDAD DE QUEBRADAS EN CARRETERAS

3.2.1 INTRODUCCIÓN

3.2.1.1 PROPÓSITO

El propósito de este apartado es proporcionar pautas para identificar los problemas de inestabilidad en el cruce de la quebrada y la carretera, se menciona los principales factores geomorfológicos e hidráulicos que afectan la estabilidad de la quebrada, se habla de algunas formas de clasificación del cauce y finalmente se presenta una forma de evaluación rápida de la estabilidad de quebrada.

Se seguirán los conceptos establecidos en "Stream Stability at Highway Structures", Hydraulic Engineering Circular No. 20, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Marzo del 2001 [21]

3.2.1.2 FACTORES QUE AFECTAN LA ESTABILIDAD DE LA QUEBRADA

Los factores que afectan la estabilidad de quebrada y el potencial de estabilidad de la estructura de cruce de carretera y quebrada pueden ser clasificados como **factores geomorfológicos y factores hidráulicos**. Cambios rápidos y no esperados pueden ocurrir en quebradas en respuesta a la actividad humana en la cuenca y/o disturbancia natural del sistema fluvial, lo que es importante para anticipar cambios en la geomorfología del cauce, ubicación y comportamiento.

Las características geomorfológicas de particular interés para la ingeniería de carretera son el alineamiento, geometría y la forma del cauce de la quebrada. El comportamiento de la quebrada en el cruce con la carretera depende no solo de la aparente estabilidad en la estructura de cruce, también del comportamiento del sistema de la quebrada. Cambios aguas arriba y aguas abajo pueden afectar la futura estabilidad en el lugar. Disturbancias naturales como inundación, sequía, terremoto, deslizamiento, incendio forestal, etc., puede resultar en importantes cambios en el cauce de la quebrada.

Estos cambios pueden ser reflejados en agradación (deposición), degradación (erosión) o lateral movimiento del cauce de la quebrada. Los factores geomorfológicos que pueden influenciar en la estabilidad de la quebrada son: el tamaño de la quebrada, tipo de flujo (efímero o perenne) y las características de las fronteras del cauce; el material del lecho de quebrada puede ser material cohesivo, arena, grava, canto rodado, piedras o lecho rocoso. Los materiales de las riberas pueden ser los del lecho o pueden ser diferentes al material del lecho. Otros indicadores de la estabilidad de la quebrada son: relación entre la quebrada y el valle al que pertenece, terreno inundable, geometría del cauce y características de vegetación.

Los cambios inducidos por el hombre en el drenaje de la cuenca y en el cauce, como la alteración de la cobertura de vegetación pueden alterar la hidrología de una quebrada, producción de sedimento y geometría del cauce.

La canalización (encauzamiento, enderezamiento del cauce de la quebrada), diques, puentes, alcantarillas, reservorios y cambios en el uso de la tierra pueden tener los más importantes efectos sobre el flujo de la quebrada.

3.2.1.3 METODOLOGÍA DE ANÁLISIS

El análisis de algún problema complejo debería ser con una apreciación y evaluación general, incluyendo una cualitativa evaluación de los problemas y su solución.

La evaluación y diseño de una estructura de cruce de carretera (puentes, alcantarillas, badenes, etc.) o una estructura que invade la quebrada (estribos, muros, etc.) debería ser con una cualitativa evaluación de la estabilidad de la quebrada.

Esto involucra la aplicación de conceptos de geomorfología para identificar los problemas potenciales y soluciones alternativas. Este análisis debería ser seguido por un análisis cuantitativo usando básicos conceptos hidrológicos, hidráulicos y conceptos de ingeniería de transporte de sedimentos, los cuales se encuentran descritos en "Highways in the River Environment" [37]. De este modo, el análisis podría incluir el establecimiento de la historia de las inundaciones, condiciones hidráulicas del cauce y análisis básicos de transporte de sedimentos, como evaluación del rendimiento de transporte de sedimentos en el área de captación, incipiente análisis del movimiento y cálculo de socavación. Este análisis puede ser considerado adecuado cuando los problemas son resueltos y las relaciones entre los diferentes factores que afectan la estabilidad son adecuadamente explicadas. De lo contrario, un análisis cuantitativo más complejo basado sobre un detallado modelo matemático y/o modelo hidráulico físico debería ser considerado.

En resumen, el procedimiento de solución general para analizar la estabilidad de quebrada podría incluir los siguientes tres niveles:

1. Aplicación de simples conceptos de Geomorfología y otros análisis cualitativos.
2. Aplicación de conceptos básicos de hidrología, hidráulica e Ingeniería de transporte de sedimentos.
3. Aplicación de estudios de modelos matemáticos o físicos.

3.2.2 PRINCIPIOS Y FACTORES GEOMORFOLÓGICOS

La mayoría de quebradas que cruzan la carretera son aluviales; las cuales están formadas con materiales que estaban siendo transportados por la quebrada.

Los cauces aluviales continuamente cambian su posición y forma debido a las fuerzas hidráulicas ejercidas sobre el lecho y las riberas. Estos cambios pueden ser graduales o rápidos y pueden ser el resultado de causas naturales o actividades humanas.

Algunas quebradas no son aluviales; el material del lecho y ribera es muy grueso (áspero) y excepto en eventos de inundación extrema, no erosionan. Estas quebradas son clasificadas por suministrar deficiente sedimento, la capacidad de transporte del flujo en la quebrada es más grande que la disponibilidad de materiales del lecho para transporte. El material de lecho y las riberas de estas quebradas pueden consistir de canto rodado o lecho rocoso. En general estas quebradas son estables, pero deberían ser cuidadosamente analizadas para determinar la estabilidad en flujos grandes.

En el siguiente texto se presenta un punto de vista general sobre el relieve terrestre y el proceso de evolución del cauce para ilustrar la dinámica del sistema aluvial del cauce. Una lista de propiedades geomorfológicas de interés a los ingenieros de carreteras es presentada como un elemento de trabajo para identificar y entender la dinámica del cauce de la quebrada.

3.2.2.1 EVOLUCION DEL RELIEVE DEL TERRENO

Los Geomorfólogos estaban preocupados sobre la explicación de los cambios morfológicos del paisaje a través del tiempo. **Por ejemplo, la figura 3.12 ilustra el cambio del paisaje durante un millón de años de tiempo geológico. Inicialmente, este tipo de evolución de la forma de la tierra podría no parecer ser de interés a los ingenieros de carretera o puente, pero esto sirve como una alerta ya que los cambios pueden ser esperados en la escala de individual relieve del terreno (pendiente de colina, cauces) y puede ser suficientemente rápido para causar problemas.**

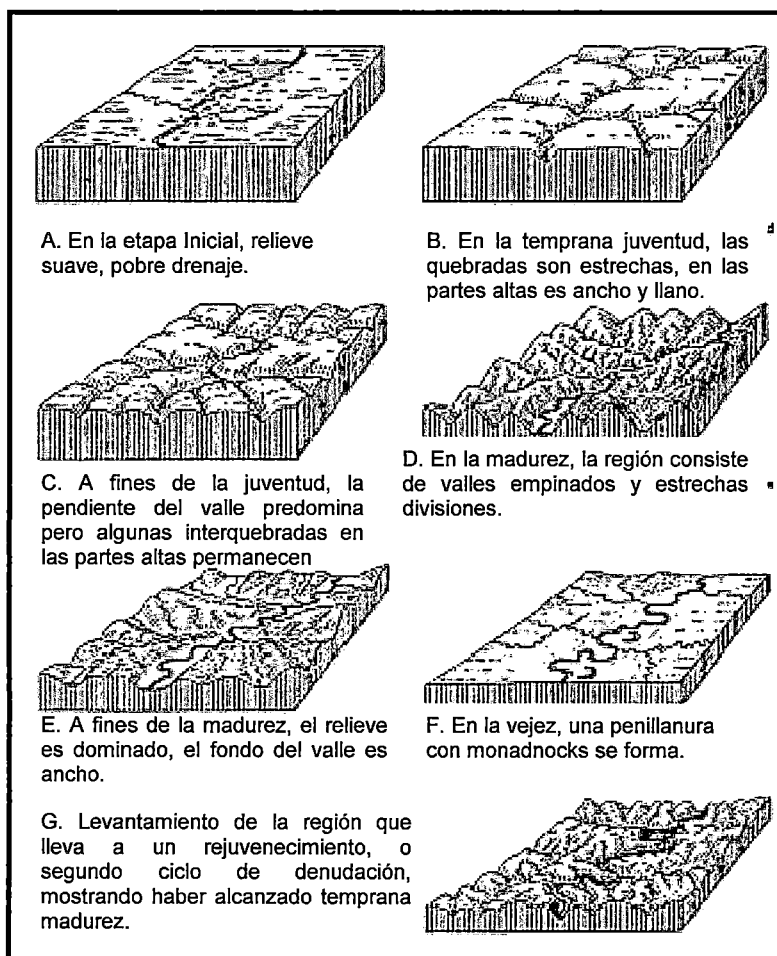


Figura 3.12 El Ciclo de la Erosión, propuesto por W.M.Davis.

En caso extremo de cauce encajonado (arroyos), un rápido encajonamiento es seguido por la adaptación del cauce (profundidad, ancho) para a una nueva condición de relativa estabilidad como decrecimiento de erosión, incremento de almacenamiento de sedimentos y desarrollo de un terreno de inundación (ver figura 3.13).

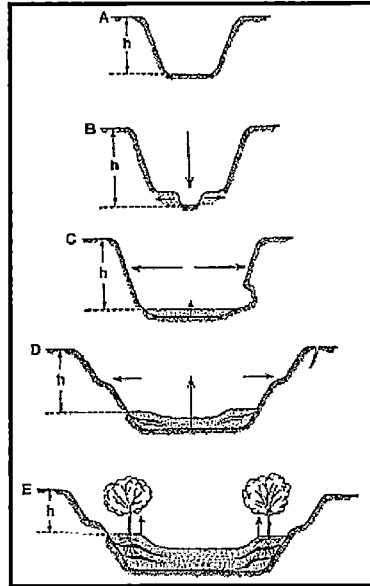


Figura 3.13 Evolución del Cauce Encajonado de Inicial Incisión (A,B), Ensanchamiento (C,D) a Agradación (D,E) y Eventual Relativa Estabilidad; h es la Altura de la Ribera.

Como la sección transversal de un encajonado cauce (ver figura 3.13) cambia a través del tiempo, la configuración puede también evolucionar de recto a sinuoso. De hecho, un cauce que se vuelve recto naturalmente por atajos de meandros también evolucionará para restaurar la configuración con meandros.

3.2.2.2 FACTORES GEOMORFOLÓGICOS QUE AFECTAN LA ESTABILIDAD DE LA QUEBRADA.

La figura 3.14 introduce un conjunto de factores geomorfológicos que pueden afectar la estabilidad de la quebrada. Cada característica geomorfológico listada en la columna izquierda de la figura 3.14 puede ser usada como base para una válida descripción en el cruce de la quebrada con la carretera. La aproximación presentada aquí está basada sobre las características observadas sobre fotografías aéreas y en campo. Su principal función es facilitar el análisis de las quebradas para el propósito de ingeniería, particularmente estimar la estabilidad lateral de una quebrada. Los datos y observaciones son derivados de un estudio de casos históricos de 224 puentes ubicados en los Estados Unidos y Canadá.


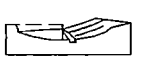



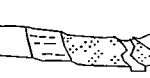








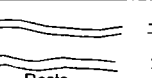
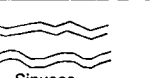

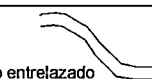
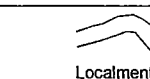
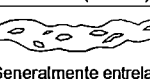

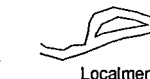

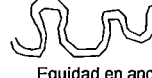

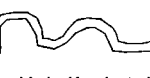
Tamaño de Quebrada	Pequeño (< 30 m el ancho)	Mediano (30 - 150 m)	Amplo (> 150 m)
Tipo de Flujo	Efímero (Intermitente)	Perenne pero Superficial	Perenne
Material del lecho	Limo - Arcilloso	Limo	Arena Grava Canto rodado ó Piedra
Configuración del Valle	 No valle, abanico aluvial	 Valle de relieve bajo Profundidad < 30 m	 Relieve Moderado 30<Profundidad<300 m
Terreno Inundable	 Poco o ninguno (< 2 x ancho del cauce)	 Estrecho (2 - 10 x ancho del cauce)	 Amplio (> 10 x ancho del cauce)
Diques Naturales	 Poco o ninguno	 En su mayor parte sobre concavidad	 Bien desarrollado en ambas partes de la ribera
Aparente Encajonamiento	 No encajonado	 Probablemente encajonado	
Fronteras del cauce	 Aluvial	 Semi - Aluvial	 No - Aluvial
Cobertura de árboles sobre las riberas	< 50% del revestimiento de ribera	< 50 - 90% del revestimiento de ribera	> 90% del revestimiento de ribera
Sinuosidad	 Recto Sinuosidad (1-1.05)	 Sinuoso (1.06 - 1.25)	 Meándrico (1.25 - 2.00)
Quebradas entrelazadas	 No entrelazado (< 5%)	 Localmente entrelazado (5 - 35%)	 Generalmente entrelazado (> 35%)
Quebradas ramificadas	 No ramificado (< 5%)	 Localmente ramificado (5 - 35%)	 Generalmente ramificado (> 35%)
Variabilidad de ancho y desarrollo de depósitos aluviales	 Equidad en ancho Estrechos puntos de depósitos	 Mas amplio en las curvaturas Amplios puntos de depósitos	 Variación aleatoria Irregular puntos y depósitos laterales

Figura 3.14 Factores Geomórficos que Afectan la Estabilidad de la Quebrada (Adaptado de Brice y Blodgett).

A. TAMAÑO DE LA QUEBRADA

Con el incremento del tamaño de la quebrada se tiende a incrementar la profundidad de la quebrada, el potencial de erosión así como el potencial de erosión lateral.

El tamaño de una quebrada puede ser indicado por el caudal, área de drenaje, o algunas medidas de tamaños de cauces, como el ancho o el área de la sección de cruce. Para propósito de clasificación de quebrada (ver figura 3.14), el ancho de orilla a orilla del cauce es elegido como la medida generalmente usada para determinar el tamaño, y las quebradas son arbitrariamente divididas dentro de tres categorías de tamaños sobre la base de la cuenca.

El ancho de orilla a orilla es algunas veces difícil de definir para propósito de medidas cuando una de las orillas es indefinida.

La posición de la línea de permanente vegetación en la parte interna de la orilla es el mejor indicador disponible como límite de la orilla. Esto tiende a ser bastante notorio a lo largo de muchos ríos en regiones húmedas. El ancho de una quebrada es medido a lo largo de una línea perpendicular al eje del cauce.

Para quebradas sinuosas o meándricas, el ancho es medido en el cauce recto o en las inflexiones entre lechos, donde esto tiende a ser más consistente. Para múltiples cauces de quebradas, el ancho es la suma del ancho de individuales cauces no vegetados.

B. TIPO DE FLUJO

El tipo de flujo de una quebrada puede ser efímero, alto pero de corta duración, o perenne. Un flujo efímero se debe a una respuesta rápida y directa a la precipitación, incluye intermitentes quebradas. Un perenne flujo en la quebrada se manifiesta en todo o la mayor parte del año, y un flujo alto pero de corta duración en la quebrada se debe a la precipitación que se manifiesta por rápidos cambios en el nivel y descarga del flujo. **Los flujos Perennes en las quebradas pueden ser relativamente estables o no estables, dependiendo sobre otros factores como límites del cauce y materiales del lecho.**

En regiones áridas, los flujos efímeros en las quebradas pueden ser relativamente grandes y no estables. Ellos pueden plantear problemas en la determinación de la relación de nivel del flujo-descarga y en la determinación de la socavación.

En las regiones húmedas, las quebradas de flujo efímero son probablemente pequeñas y plantean pocos problemas de inestabilidad.

C. MATERIAL DEL LECHO

Las quebradas son clasificadas, de acuerdo al tamaño dominante del material del lecho; como lecho limo-arcilloso, lecho arenoso, lecho gravoso y lecho de canto rodado. La aproximada determinación del tamaño de la partícula distribuida sobre el lecho requiere cuidadoso muestreo y análisis, particularmente para materiales gruesos del lecho.

La más grande profundidad de socavación es usualmente encontrada sobre quebradas que tienen arena o arena-limosa en el lecho.

La general conclusión es que los problemas de socavación son comunes sobre quebradas que tienen lecho de material grueso así como quebradas que tienen lecho de material fino. Sin embargo, la socavación profunda es más probable en lecho de material fino. En general, lechos de arena en quebradas aluviales son menos estables que quebradas con material grueso o cohesivo en el lecho y riberas.

D. CONFIGURACIÓN DEL VALLE

El relieve del valle es usado como un indicador si el terreno circundante es generalmente llano o montañoso. El relieve es medido usualmente sobre una mapa topográfico.

El cauce con altura más grande que 300m es considerado como relieve montañoso, alturas en el rango de 30 a 300m son consideradas como moderadamente montañoso. Quebradas en regiones montañosas tienen probablemente pendientes empinadas, lecho de material grueso, estrecho terreno inundable y no son aluviales, proporcionan limitados rangos de transporte de sedimentos. En muchas regiones, la pendiente del cauce se incrementa cuando se incrementa la pendiente de los lados del valle.

Brice, no reportó específicos problemas hidráulicos de puentes en 23 lugares de estudio sobre terreno montañoso, donde todos tienen lechos gravosos o de canto rodado. Las quebradas en regiones de bajo relieve son usualmente aluviales y presentan mayormente problemas debido a la erosión lateral en los cauces. Las quebradas sobre abanicos aluviales o sobre pendiente compuesta en regiones áridas poseen especiales problemas.

En abanicos aluviales hay casos de problemas de agradación (deposición) en la sección transversal en la estructura de cruce con la carretera, esto ocurre cuando hay un cambio de gradiente de empinado a llano. Cuando el material del lecho alcance la sección más plana de la quebrada, el material grueso del lecho es depositado debido a la repentina reducción tanto en la pendiente y velocidad.

Examinando una zona típica de deposición, los abanicos aluviales son también caracterizados por tener geometrías del cauce no estable y rápido movimiento lateral. La ocurrencia de deposiciones versus el tamaño de los surcos en los abanicos aluviales son factores importantes en el análisis de la estabilidad de la quebrada en la estructura de cruce con la carretera (ver figura 3.15).

Sobre un abanico no surcado, el sedimento en la zona de deposición estará mas cerca de la montaña, posiblemente creando mas inestabilidad en el cauce sobre la superficie más alta del abanico que sobre la superficie más baja del abanico.

Por otro lado, en un abanico donde se están abriendo surcos, se promueve el movimiento de sedimentos a lo largo del abanico y se mueve la zona de deposición cerca al pie del abanico, sugiriendo que la parte más alta de la superficie del abanico sea más estable que la parte más baja de la superficie. **Sin embargo, la general inestabilidad de los abanicos y su tendencia a cambios rápidos durante grandes avenidas, y la posible avulsión del cauce creado por la deposición cerca de la cabeza del abanico es posible. Por tanto, se debe tener cuidado en la zona donde la estabilidad del cauce es una preocupación sería para la seguridad de la estructura de cruce entre la quebrada y la carretera.**

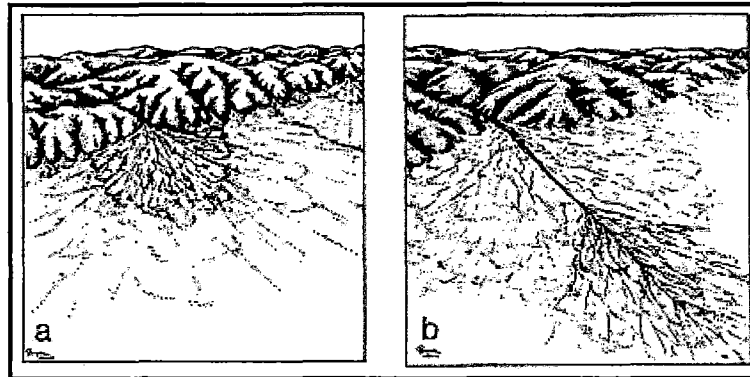


Figura 3.15 Diversa Morfología de Abanicos Aluvionales:
a. Área de deposición en la cabecera del abanico.
b. Zanja en la cabecera del abanico con deposición al pie del abanico.

E. TERRENO DE INUNDACIÓN

El terreno de inundación es descrito como la zona más cercano a la parte baja del terreno aluvial llano, que bordea una quebrada que esta sujeta a inundación. Muchos geomorfólogos prefieren definir el terreno inundable como la superficie que se encuentra bajo construcción por la quebrada, es inundada con una frecuencia de cerca de 1.5 años (excluyendo encajonados cauces). Acorde a esta definición, las superficies inundadas menos frecuentes son las terrazas. Sin embargo, las áreas propensas a la inundación son consideradas incluso como parte del terreno de inundación. La cobertura con vegetación, uso de la tierra, y el tirante del flujo sobre el terreno de inundación son también factores significantes en la estabilidad de cauces de quebradas.

En la figura 3.14, las zonas de inundación son categorizadas de acuerdo al ancho de la zona de inundación relacionada al ancho del cauce.

En regiones montañosas, las quebradas presentan erosión en las riberas, y el material que es erosionado es utilizado mas allá aguas abajo para construir riberas y depósitos.

Las quebradas se mueven lateralmente, empujando la zona montañosa atrás. En la parte inferior se forma el valle llano y la zona de inundación. Como se sabe el transporte de sedimentos se da en quebradas en áreas de pendiente más plana y en particular donde la masa de agua presenta velocidad y turbulencia muy pequeña para mantener el transporte de material. El material es depositado formando deltas. El lecho aguas arriba de la quebrada es llenado y en promedio las cotas son incrementadas. Con trabajos de la quebrada a lo largo del valle, **la deposición forma la zona de inundación, donde se incrementa la cota. Así, aún quebradas viejas están lejos de ser estáticas.**

Los ríos viejos serpentean, y están afectados por cambios en el nivel del mar, influenciados por movimientos de la corteza de la tierra, cambios debido a formación de delta o glaciación, y modificaciones debido a las variaciones climatológicas y acciones del hombre.

F. DIQUES NATURALES

Los diques naturales se forman a lo largo de las riberas durante la inundación, cuando el nivel del flujo de la quebrada excede el nivel de ribera llena. Entonces, los sedimentos son depositados sobre la zona de inundación debido a la reducción de la velocidad y la capacidad de transporte en estas áreas sobre la ribera.

El dique natural que se forma cerca de la quebrada es más empinado debido a que el material grueso cae rápidamente ya que la velocidad sobre la orilla es más pequeña que la velocidad de la quebrada. En zonas más alejadas a la quebrada, los gradientes son más llanos y los materiales más finos son retirados.

La clasificación basada sobre diques naturales es ilustrada en la **figura 3.14. Las quebradas con diques naturales bien desarrollados tienden a ser de constante ancho y tiene bajo valor de lateral migración.** Estos diques usualmente ocurren a lo largo del más bajo trayecto del cauce o donde la zona de inundación es inundada por varias semanas o meses en un año. Las quebradas afluentes a quebradas que presentan desarrollados diques naturales, pueden presentarse aproximadamente paralelas a la quebrada más grande por gran distancia antes de entrar a la quebrada.

G. APARENTE ENCAJONAMIENTO DEL CAUCE

El aparente encajonamiento del cauce de una quebrada es determinado por la altura de la ribera. Para una quebrada donde el ancho es cerca de 30 m (100 pies), la altura de la ribera en el rango de 1.8 a 3.0 m (6 a 10 pies) está cerca del promedio, y si la altura es mayor indicará probable encajonamiento.

Para una quebrada donde el ancho es cerca de 300 m (1000 pies), alturas de ribera en el rango de 3.0 m a 5.0 m (10 – 15 pies) están cerca del promedio, y riberas más altas indican probable encajonamiento. **Quebradas encajonadas tienden a ser estables en posición y no son probables a ser desviadas o movidas para el alineamiento de la estructura de pase de flujo entre la quebrada y la carretera. Los valores de la erosión lateral son probablemente bajos.**

H. FRONTERA DEL CAUCE Y VEGETACIÓN

Aunque no se puede obtener precisas definiciones para quebradas aluviales, semi-aluviales, o no aluviales, con respecto a la estimación de la resistencia a la erosión del suelo en las fronteras del cauce, es necesario obtener su determinación. En geología, el lecho rocoso es distinguido de materiales aluviales y otros materiales superficiales. **Una arcilla compacta aluvial es probablemente más resistente que una arenisca débilmente cementada, que es más antigua. Sin embargo, el termino “lecho rocoso” lleva una connotación de gran resistencia a la erosión.**

Un cauce aluvial tiene materiales aluviales, un cauce no aluvial esta en un lecho rocoso o sobre materiales gruesos (canto rodado) que generalmente no se mueven excepto en grandes flujos, y cauce semi-aluvial tiene lecho rocoso y materiales aluviales en sus fronteras.

El lecho rocoso de cauce no-aluvial puede ser totalmente o parcialmente cubierto con sedimentos en nivel de flujo bajo, pero es probable que sea expuesto a socavación durante la avenida.

Más estructuras de cruce entre la quebrada y la carretera están sobre quebradas aluviales que son susceptibles a problemas hidráulicos, que en quebradas no-aluviales. Sin embargo, la seguridad de la cimentación en lecho rocoso depende de la calidad del lecho rocoso y el cuidado que se tiene en la cimentación. Problemas serios y fallas se han estado desarrollando en puentes con cimentaciones sobre pizarra arcillosa, esquisto arcilloso, arenisca, caliza, limos glaciales y otras rocas erosionables.

Los cambios en la geometría del cauce, son con el tiempo particularmente significantes durante periodos donde los cauces aluviales están sujetos a altos flujos, y pocos cambios ocurren en periodos relativamente secos. **Las fuerzas erosivas durante periodos de alto flujo puede tener una capacidad de 100 veces más grande que aquellas fuerzas actuando durante periodos de intermedio y bajo flujo.**

Cuando se considera la estabilidad de cauces aluviales, mayormente se muestra que aproximadamente el 90% de todos los cambios ocurren durante el pequeño porcentaje de tiempo cuando el flujo iguala o excede la dominante descarga.

La más significativa propiedad de los materiales en la frontera del cauce es el tamaño de la partícula; esto es rápidamente medido, y en general, representa una descripción suficientemente completa de la partícula del sedimento para varios propósitos prácticos. Otras propiedades como la forma y velocidad de la caída tienden a variar con el tamaño en una manera aproximadamente predecible.

En general, los sedimentos están siendo clasificados en canto rodado, grava, arena, limo y arcilla, sobre la base de su diámetro nominal. Materiales No cohesivos generalmente consisten de limo (0.004 – 0.062 mm), arena (0.062 – 2.0 mm), grava (2.0 – 64 mm), o canto rodado (64 – 250 mm).

La aparición de la ribera en la quebrada es un buen indicativo de relativa estabilidad. Una inspección de campo del cauce ayudará a identificar características que están asociados con los valores de la erosión.

- **Ribera no estable con moderada alta erosión usualmente tienen pendientes que exceden 30 % y una cobertura de leñosa vegetación de poca presencia.** Ocurre rápida erosión, la ribera puede tener depresiones irregulares. Las fisuras que representan la potencial caída de los bloques a lo largo de la línea de ribera indican un potencial de rápida erosión de la ribera.
- **Ribera no estable con lenta a moderada erosión puede ser parcialmente reformada a una estable pendiente.** El grado de inestabilidad es difícil de evaluar, y la seguridad esta ubicada principalmente sobre la vegetación.
- Riberas erosionadas son fuente de escombros cuando los árboles caen debido a que son erosionados, por tanto, los escombros pueden ser un signo de ribera no estable y de gran preocupación debido al potencial de obstrucción en la abertura de la estructura de cruce entre la quebrada con la carretera.
- **La ribera estable con muy lenta erosión tiende a tener una pendiente de menos de 30%.** La presencia de árboles adultos sobre la pendiente de la ribera es evidencia convincente de estabilidad de la ribera. En más regiones de los Estados Unidos, la parte superior de las riberas estables están con vegetación, pero la parte mas baja puede estar desnuda a lo largo del tirante del flujo normal, dependiendo de la altura de la ribera y el régimen de la quebrada. Si las riberas son bajas, la densa vegetación puede extenderse en el borde del nivel normal de flujo. Si las riberas son altas, ocasionalmente pueden ocurrir asentamientos aún sobre la pendiente más estable equilibrada. Los superficiales cauces de

montañas que transportan sedimentos gruesos en el lecho, tienden a tener estables riberas.

La activa erosión en las riberas puede ser reconocida por la vegetación que cae a lo largo de la línea de ribera, grietas a lo largo de la superficie de la ribera, caída de bloques, el desvío del curso del flujo adyacente a la línea de la ribera, existencia de vegetación en el flujo, turbiedad incrementada, depósitos formados nuevamente inmediatamente aguas abajo del área erosionada, y en algunas ubicaciones, una profunda socavación en los estanques al pie de las riberas.

Estos indicativos de activa erosión en la ribera pueden ser notados en campo y sobre un par estereoscópico de fotografías aéreas.

La resistencia a la erosión de la ribera del cauce se encuentra cercanamente relacionada a varias características del material de la ribera. El material de la ribera depositado en el cauce puede ser ampliamente clasificado como cohesivo, no-cohesivo y compuesto. Las típicas fallas de la superficie de la ribera son descritas como sigue:

- **El material no-cohesivo de la ribera tiende a ser removido grano por grano de la ribera. El valor de la erosión, es afectado por factores como el tamaño de la partícula, pendiente de ribera, la dirección y magnitud de la velocidad adyacente a la ribera, fluctuaciones de la turbulencia de la velocidad, la magnitud y las fluctuaciones en la fuerza cortante ejercida sobre las orillas, fuerza de filtración, tubificación, y fuerzas de olas.**
- **El material cohesivo es más resistente a la erosión de la superficie y tiene baja permeabilidad que reduce los efectos de filtración, tubificación, heladas, y flujo subsuperficial sobre la estabilidad de las riberas. Sin embargo cuando las riberas son socavadas y/o saturados son más probables a fallar debido al proceso de lavado de la masa.**
- **La ribera compuesta o estratificada está formada de capas de material de varios tamaños, permeabilidad, y cohesión. Las capas de material no-cohesivo están sujetas a la erosión de la superficie, pero pueden ser parcialmente protegidos por adyacentes capas de material cohesivo. Este tipo de ribera es también vulnerable a la erosión y el deslizamiento como una consecuencia del flujo subsuperficial y de la tubificación.**

Tubificación

La tubificación es un fenómeno común en cauces de quebradas aluviales. En cuencas de material estratificadas, el flujo es inducido en capas permeables por cambios en el nivel del flujo en la quebrada y por las olas. Si el flujo a través de lentes (suelos) permeables es capaz del desalojamiento y transporte de partículas, el material es lentamente removido, formando "tuberías" que socavan porciones del cauce. Sin este material de fundación para soportar capas inferiores, un bloque de material de cauce cae y resulta en el desarrollo de grietas de tensión. Estas grietas permiten al flujo superficial ingresar, reduciendo la estabilidad y afectando materiales en bloque del cauce.

La erosión puede continuar grano por grano o bloques del material del cauce pueden finalmente deslizar hacia abajo y superficialmente en el cauce, presentándose fallas en el cauce, resultado de una combinación de fuerzas de filtración, tubificación y desgastamiento de la masa.

Pérdida de la Masa (Desgastamiento)

La pérdida local de la masa es otra forma de falla en el cauce. Si la ribera se encuentra saturada y posiblemente socavada por flujos, bloques de la ribera pueden caer y deslizarse sobre cauce. La pérdida de masa puede ser causada o agravada por la construcción de viviendas sobre las riberas de ríos, operaciones sobre el material adyacente a las riberas, adicionada fuerzas gravitacionales que resultan del crecimiento de los árboles, ubicación de carretera que causan condiciones no favorables de drenaje, usos de agricultura cercana al terreno de inundación, saturación de la ribera por lixiviación (leach) del terreno e infiltración incrementada del agua al terreno de inundación como un resultado de cambios en la prácticas de uso de la tierra.

Erosión y Falla en La Ribera

La erosión, inestabilidad y/o retiro de las riberas de la quebrada son dependientes del proceso de la erosión de los materiales de ribera y el mecanismo de falla resultado de la inestabilidad creada por estos procesos. El aislamiento de la ribera es muchas veces una combinación de estos procesos, mientras el análisis detallado de la estabilidad de la ribera es principalmente un problema geotécnico dentro de la relación entre la degradación (erosión) del cauce de la quebrada y la falla de la ribera. Los procesos responsables para la erosión de la ribera y los mecanismos de falla en riberas se discuten con mas detalle en "Stream Stability at Highway Structures", Hydraulic Engineering Circular No. 20, U.S. [21]

I. SINUOSIDAD

La sinuosidad es la proporción entre la longitud de una parte del cauce de una quebrada medido a lo largo de su eje y la longitud a lo largo del valle o a lo largo de la línea recta conectando los extremos del cauce. Una quebrada de cauce recto tiene sinuosidad 1 y el máximo valor de la sinuosidad para quebradas naturales es cerca de 4.

Hay una relación entre el grado de sinuosidad y la estabilidad lateral de la quebrada. Una quebrada altamente meándrica puede tener baja cantidad de migración lateral que una quebrada sinuosa de similar tamaño (ver figura 3.14). La estabilidad es principalmente dependiente de otros factores, especialmente el desarrollo acumulación de sedimentos (dunas) y la variabilidad del ancho del cauce.

Las quebradas son ampliamente clasificadas como rectas, meándricas o entrelazadas, algún cambio impuesto sobre el sistema de la quebrada puede cambiar la geometría de la planta.

CAUCES RECTOS

Este cauce tiene pequeña sinuosidad. En nivel bajo del flujo, el cauce desarrolla alternas deposiciones de arena y el eje del cauce empieza a ser meándrico alrededor de las deposiciones en forma sinuosa. El cauce recto es considerado como una etapa de transición para el cauce meándrico. Los cauces rectos son relativamente estables si el tamaño de los sedimentos y la carga que lleva es pequeña, el gradiente y la variabilidad del flujo son bajos y la relación ancho-profundidad es relativamente baja.

CAUCES MEÁNDRICOS

Son cauces aluviales de todo tipo, se apartan de los alineamientos rectos, el eje del cauce oscila transversalmente e inicia la formación de curvas.

En resumen, hay poca relación entre el grado de sinuosidad y la lateral estabilidad de la quebrada. Una quebrada altamente meándrica puede tener una baja proporción de migración que una quebrada sinuosa de similar tamaño. La evaluación de la estabilidad está basada principalmente sobre propiedades adicionales, muchos problemas hidráulicos están asociados con la ubicación de la estructura de cruce entre la quebrada y la carretera en un cauce meándrico o en la curva del cauce. Esto incluye el movimiento de la dirección del flujo (ángulo de ataque), nivel de inundación, desarrollo de puntos de sedimentación en las proximidades de la estructura de cruce y la erosión lateral del cauce en los pilares, estribos u otras estructuras próximas.

En general, la erosión más rápida en las riberas es generalmente fuera de los meandros, aguas abajo de la curva del cauce. La excavación de un meandro en forma natural o por el hombre causa local incremento en la pendiente del cauce y rápido crecimiento de la cantidad de meandros cercanos. El desarrollo de un meandro es afectado por el alineamiento del flujo que ingresa a este, alguna influencia artificial sobre el alineamiento del flujo es probable que afecte la forma del meandro.

CAUCES ENTRELAZADOS

Una quebrada entrelazada esta formada de múltiples cauces interrelacionados (ver figura 3.14). En general, un cauce entrelazado tiene gran pendiente, carga de lecho de grandes materiales en comparación con cargas suspendidas, y relativamente pequeñas cantidades de limo y arcilla en el lecho y las riberas. La magnitud de la carga del lecho es más importante que el tamaño; si el flujo es sobrecargado con sedimentos, la deposición ocurre, el lecho agrada y la pendiente del cauce se incrementa en un esfuerzo por obtener una condición de equilibrio.

La presencia de acumulación de sedimentos (dunas) obstruye al flujo y ocurre la socavación, también se produce la erosión lateral de las riberas a ambos lados de los depósitos. El peor caso será cuando el depósito o isla principal se forme en el lugar donde esta ubicada la estructura de cruce entre la quebrada y la carretera, esto puede producir erosión en la ribera y en el lecho de la quebrada a ambos lados de la isla.

Una isla o duna que se forme aguas arriba o abajo de la estructura de cruce (puente, alcantarilla, etc.) puede modificar el alineamiento del flujo y crear erosión de las riberas o socavación en el lugar donde está la estructura de cruce. Los cauces entrelazados tienden a ser comunes en regiones áridas y semi-áridas, pueden presentar dificultades para la construcción de la carretera debido a que no son estables, cambian de alineamiento rápidamente, llevan grandes cantidades de sedimentos, son muy amplios, **en general son no predecibles.**

Los cauces entrelazados generalmente requieren grandes estructuras de cruce si el total ancho del cauce es cruzado, o efectivas medidas del control de flujo si el cauce es estrechado. Es probable que las riberas sean fácilmente erosionadas y se tiene que tomar cuidados no usuales para prevenir la lateral erosión en o cerca de los estribos. La posición del entrelazamiento es probable que se mueva durante la inundación, produciendo no esperadas velocidades, así como el ángulo de ataque, tirante del flujo, etc. Las migraciones laterales de los cauces entrelazados se dan con movimientos laterales de las trenzas contra la ribera, pero la información disponible indica que los valores de la migración lateral son generalmente menores que para cauces meándricos.

H. QUEBRADAS RAMIFICADAS

Una quebrada ramificada difiere de una quebrada entrelazada, ya que el flujo es dividido por islas en vez de depósitos (dunas) y las islas tienen relativamente anchos más grandes. Las ramificaciones o cauces individuales, son amplias y distintamente separadas, son más estables en comparación a un cauce entrelazado. Un cauce ramificado no necesariamente transmite flujos a niveles normales, pero es activo y tiene un bien definido cauce, no es bloqueado por la vegetación. El grado de ramificación es arbitrariamente clasificado en la figura 3.14. Aunque la distinción entre cauce entrelazado y ramificado puede parecer académico, hay un real significado para el uso ingenieril.

Así como los cauces ramificados son relativamente cauces permanentes que pueden llevar considerable flujo, el desvío y confinamiento de un cauce ramificado es probablemente más difícil que en un cauce entrelazado. Los problemas asociados con las estructuras de cruce entre la quebrada y la carretera sobre cauces ramificados pueden ser evitados si cuando se ubica la estructura de cruce, se elige un lugar donde el cauce no es ramificado, o desviar el cauce ramificado a un cauce singular. Los problemas con el alineamiento pueden ocurrir si la estructura de cruce es construido en o cerca de la unión de las ramificaciones. Cuando en un cauce ramificado se ubican estructuras de cruce separadamente, el diseño de descarga para cada estructura de cruce es difícil de estimar. Si un cauce ramificado es parcialmente bloqueado por escombros flotando o hielo, una cantidad no esperada de flujo puede ser desviada al otro cauce.

I. VARIABILIDAD DEL ANCHO Y DESARROLLO DE LOS DEPÓSITOS (DUNAS)

La variabilidad del ancho del cauce que no presenta vegetación es una información útil sobre la estabilidad lateral de un cauce.

La relación entre la variabilidad del ancho y la lateral estabilidad está basado sobre la cantidad de puntos de depósitos (dunas) y alternantes depósitos. Si la ribera en la parte cóncava de la curva del cauce es erosionada lentamente, los puntos de depósitos crecerán lentamente y la vegetación será más estable. La parte no vegetada de los depósitos que está creciendo rápidamente será amplia y visible. Los valores de la erosión lateral son probablemente altos en cauces de quebradas donde los puntos de depósitos descubiertos tienden a exceder el ancho.

En áreas donde la vegetación es establecida rápidamente, la socavación de las riberas en las curvas del cauce puede ser una señal más confiable de inestabilidad, que el ancho que no presenta vegetación en los puntos de depósitos. Tres categorías de variabilidad del ancho son presentadas en la figura 3.14, pero la relativa estabilidad lateral de éstos tiene que ser evaluados en relación con el desarrollo de los depósitos (dunas) y otras propiedades.

En general las quebradas con igual ancho, que tienen estrechos depósitos son más estables lateralmente, y quebradas de aleatorio ancho que tiene amplio e irregulares puntos de depósitos (dunas) son menos estables. La estabilidad vertical, o la tendencia a la erosión, no puede ser evaluado sobre estas propiedades.

De hecho, el más grande potencial de socavación profunda puede ser esperado en un cauce con estabilidad lateral, con tendencia a ser relativamente profundo y de sección transversal estrecha y el lecho con materiales de tamaños que varían de limos a arena.

3.2.3 PRINCIPIOS Y FACTORES HIDRÁULICOS

En las medidas de control para prevenir el daño en la estructura de cruce entre la quebrada y la carretera se requieren la evaluación de los factores que caracterizan el flujo de la quebrada y las condiciones del cauce en cada lugar de la estructura de cruce. La importancia de las características hidráulicas o los factores relacionados al flujo en el proceso de diseño de la estructura es influenciada por la importancia de la estructura de cruce (estructura de drenaje transversal) y por el uso del terreno de inundación, entre otras cosas.

La geometría y ubicación de la estructura de cruce son consideraciones importantes en la evaluación de la interacción de la estructura y el flujo en términos del potencial de inestabilidad de la quebrada. Además, los factores hidráulicos tienen una significativa influencia sobre los componentes de la subestructura de la estructura de cruce cuando la socavación y estabilidad de la quebrada son consideradas.

3.2.3.1 PRINCIPIOS HIDRÁULICOS BÁSICOS

Las ecuaciones básicas del flujo son continuidad, energía y momento. Ellos son derivados de las leyes de 1) conservación de masa; 2) conservación de energía y 3) conservación de lineal momento respectivamente.

El análisis de los problemas del flujo son mucho más simplificados si no hay aceleración del flujo o si la aceleración es principalmente en una dirección (un flujo – dimensional), es decir, la aceleración en otras direcciones son despreciables. Si embargo, un análisis no muy aproximado puede ocurrir si uno asume una aceleración pequeña o casi cero cuando en realidad no es así. En el caso más simple, o con una aproximación de condiciones del flujo, se puede asumir un flujo uniforme donde las variables hidráulicas no cambian con el tiempo en la sección de cruce o a lo largo del cauce.

Las aplicaciones de los principios básicos de flujo son revisadas en detalle en "Highways in the River Environment" [37]

La continuidad de la ecuación de energía es particularmente útil en la evaluación del potencial de los problemas de estabilidad de quebradas. Además, la ecuación básica de Manning para flujo en canales abiertos introduce un importante concepto de resistencia hidráulica al flujo.

3.2.3.2 FACTORES HIDRÁULICOS QUE AFECTAN LA ESTABILIDAD DE LA QUEBRADA

Los factores hidráulicos, ubicación, y de diseño son importantes para el Ingeniero de Carretera, los cuales son presentados en la figura 4.1. Cada uno de los factores hidráulicos tiene un efecto sobre la estabilidad de la quebrada en la estructura de cruce con la carretera. Desde que la geometría y ubicación de la estructura de cruce puede también afectar la estabilidad de la quebrada, los factores más significantes relacionados al lecho, confluencias, alineamiento y perfil de la carretera son también resumidos.

A. MAGNITUD Y FRECUENCIA DE LAS INUNDACIONES

El análisis de hidrología en el cruce de la quebrada con la carretera consiste en el establecimiento de las relaciones del flujo pico – frecuencia así como del hidrograma de duración-flujo.

En realidad, un rango de eventos debería ser examinado para determinar que condición de diseño es más desventajosa. El análisis hidrológico establece la probabilidad que ocurra una inundación de una dada magnitud en un tiempo dado.

Como primer paso, se debe establecer la probabilidad de ocurrencia del evento de inundación que pasará a través de la estructura de cruce entre la carretera y la quebrada, sin pasar por encima de la carretera. Es importante indicar que en este análisis se debe considerar el flujo de escombros, el cual muchas veces es frecuente en las quebradas de la zona andina del Perú. En el Apartado 3.1.4.3 se describe algunas aproximaciones para obtener la descarga, velocidad, frecuencia, etc., del flujo de escombros. Además, en "Stream Stability at Highway Structures" [21] se puede encontrar mas descripción sobre el dimensionamiento de este tipo de flujo.

El segundo paso, es la determinación de la relación del nivel del flujo y la descarga, distribuciones del flujo y velocidades, remanso, socavación, etc.

B. CONFIGURACIÓN DEL LECHO EN QUEBRADAS DE LECHO ARENOSO

En quebradas de lecho arenoso, el material arenoso es fácilmente erosionable y está continuamente siendo movido y amoldado por el flujo. La interacción entre el flujo con mezcla de sedimentos y lecho de arena crea diferentes configuraciones del lecho que cambian la resistencia al flujo, velocidad, nivel del flujo y el transporte de sedimentos. Por tanto, un entendimiento de las diferentes formas del lecho que pueden ocurrir y un conocimiento de la resistencia al flujo y transporte de sedimentos asociados con cada lecho puede ayudar en el análisis del flujo en un cauce aluvial. Para más precisión a esta discusión, es necesario entender que formas de lecho estarán presentes de modo que la resistencia al flujo puede ser estimados así como el nivel de inundación y el perfil del flujo pueden ser calculados.

Se tiene que tener cuidado en el análisis del cruce de la quebrada con la carretera en lecho arenoso para anticipar cambios que pueden ocurrir en el lecho y el impacto de estos cambios a la resistencia al flujo, al transporte de sedimentos, y la estabilidad del cauce y estructuras de la carretera.

Considerando que con un lecho plano, el valor n podría ser tan bajo como 0.010. Un cambio del lecho con dunas a un lecho plano, o el reverso, puede tener un apreciable efecto sobre la profundidad y velocidad del flujo.

En el diseño de una estructura de cruce, en el análisis de estabilidad de la quebrada o medidas de control de erosión, es buena practica de ingeniería asumir un lecho con dunas (grandes valores de n) cuando se establece el nivel del flujo, y un lecho plano (bajo valor de n) para el cálculo de la velocidad.

C. RESISTENCIA AL FLUJO

Usar la ecuación de Manning para calcular el flujo en canales abiertos y el área de inundación supone el flujo en una dimensión.

Los procedimientos para sumar el resultado de cálculo por subsecciones para obtener resultado en la sección transversal total envuelven el uso de las siguientes adopciones:

1. Velocidad media en cada subsección es el mismo.
2. La total fuerza resistiendo el flujo es igual a la suma de las fuerzas en las subsecciones y
3. El total flujo en la sección transversal es igual a la suma de los flujos en las subsecciones.

Esto implica que la pendiente de la línea de gradiente de energía es la suma de cada subsección.

RESISTENCIA AL FLUJO EN EL CAUCE

La general aproximación para estimar la resistencia al flujo en el cauce de una quebrada es seleccionar un n base de los materiales del cauce **asumiendo un cauce recto, uniforme**; y entonces hacer correcciones a la base “ n ” considerando irregularidades del canal, sinuosidad, y otros factores que afectan la resistencia al flujo, la ecuación 3.16 es usada para calcular el equivalente coeficiente de rugosidad del material “ n ” para un canal.

$$n = (n_b + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m \dots\dots\dots(3.16)$$

donde:

- n_b = Valor base para cauce uniforme y recto.
- n_1 = Valor para irregularidades de la superficie en la sección transversal del cauce.
- n_2 = Valor para variaciones en la forma y tamaño del cauce.
- n_3 = Valor para las obstrucciones.
- n_4 = Valor para la vegetación y condiciones del flujo y
- m = Factor de corrección por la sinuosidad del cauce.

La Tabla 3.8 proporciona valor base “ n ” para canales estables y canales de arena, mientras tabla 3.9 proporciona ajustados factores para usar en la ecuación 3.16.

Tabla 3.8 Valores Bases de n de Manning (nb)

Tipo de cauce o terreno inundable	Tamaño medio del material de lecho		Valor base de "n"	
	Milímetros (mm)	Pulgadas (in)	Benson and Dalrymple	Chow
Cauce Arenoso (Solo para régimen más alto del flujo donde la rugosidad del grano es predominante)	0.2	--	0.012	--
	0.3	--	0.017	--
	0.4	--	0.020	--
	0.5	--	0.022	--
	0.6	--	0.023	--
	0.8	--	0.025	--
	1.0	--	0.026	--
Cauces Estables y Terrenos Inundables				
Concreto		--	0.012-0.018	0.011
Roca cortada	--	-	--	0.025
Sólido firme	--	--	0.025-0.032	0.020
Arena gruesa	1-2	--	0.026-0.035	--
Grava fina	--	--	--	0.024
Grava	2-64	0.08 - 2.5	0.028 - 0.035	--
Grava gruesa	--	--	--	0.026
Canto rodado	64-256	2.5 - 10.1	0.030 - 0.050	--
Piedras	>256	> 10.1	0.040 - 0.070	--

Tabla 3.9 Factores de Ajuste para la Determinación de "n" para Cauces

	Condiciones	Valor de "n"	Comentario
Nn1	Llano	0	Cauce mas llano
	De poca importancia	0.001-0.005	Lados de los taludes ligeramente erosionados
	Moderado	0.006-0.010	Moderada rugosidad del lecho y riberas
	Severo	0.011-0.020	Riberas inestables.
Nn2	Gradual	0	Cambios graduales
	Alternativamente ocasional	0.001-0.005	Ocasional cambio de grande a pequeñas secciones.
	Alternativamente frecuente	0.010-0.015	Frecuentes cambios en la forma de la sección transversal.
Nn3	Despreciable	0-0.004	Obstrucciones<5% del área de la sección transversal.
	De poca importancia	0.005-0.015	Obstrucciones<15% del área de la sección transversal.
	Apreciable	0.020-0.030	Obstrucciones 15-50% del área de la sección transversal.
	Severo	0.040-0.060	Obstrucciones>50% del área de la sección transversal.
Nn4	Pequeño	0.002-0.010	Profundidad del flujo>2 x altura de vegetación.
	Medio	0.010-0.025	Profundidad del flujo>Altura de vegetación.
	Grande	0.025-0.050	Profundidad del flujo < Altura de vegetación.
	Muy grande	0.050-0.100	Profundidad del flujo< 0.5 Altura de vegetación.
M	De poca importancia	1.00	Sinuosidad < 1.2
	Apreciable	1.15	1.2 < Sinuosidad < 1.5
	Severo	1.30	Sinuosidad > 1.5

RESISTENCIA AL FLUJO EN CANALES DE LECHO ARENOSO

El valor de "n" varía grandemente en cauces de lecho arenoso debido a la variedad de formas del lecho que ocurre en regímenes de flujo muy bajos y muy altos. La figura 3.16 muestra la relativa resistencia al flujo en los canales en el régimen más bajo, en transición, y en flujo de régimen mas alto, así como las formas del lecho que existen para cada régimen.

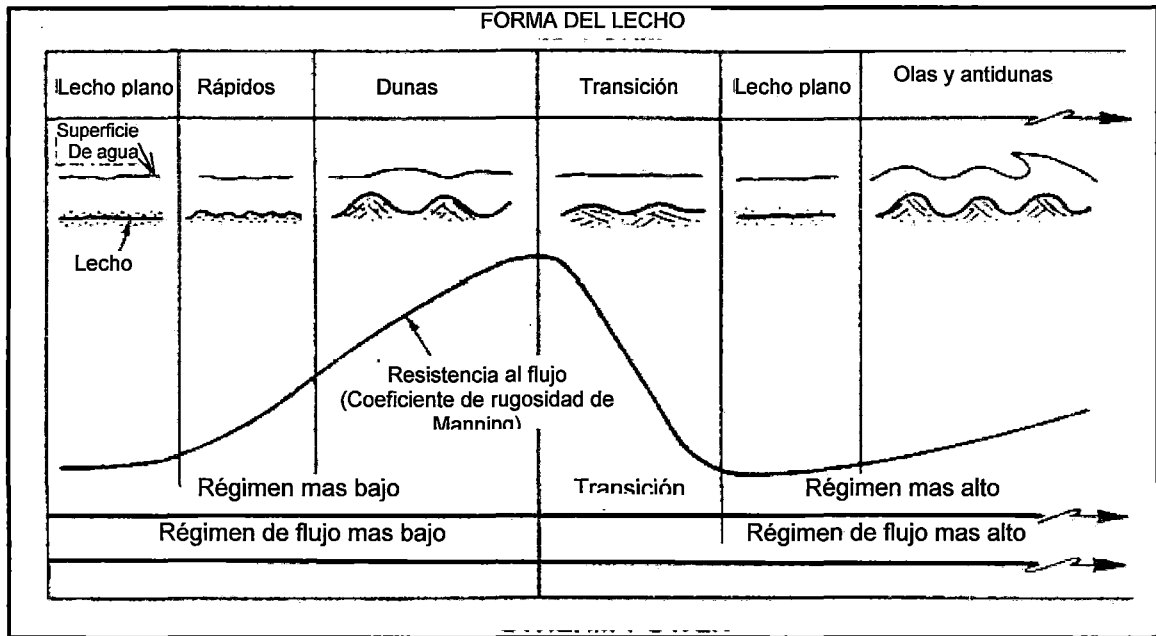


Figura 3.16 Relativa Resistencia al Flujo en Cauces de Lecho Arenoso (Arcement y Schneider).

Los canales de lecho arenoso con materiales de lecho de diámetro medio de 0.14 a 0.4 mm usualmente plane out durante altos flujos. El valor de n de Manning cambia de valores tan grandes como 0.040 en flujos bajos a valores tan pequeños como 0.010 en flujo alto. La Tabla 3.10 proporciona rangos típicos de valores de "n" para cauces de lecho arenoso.

Tabla 3.10 Coeficiente de Rugosidad de Manning (nb) para Cauces de Lecho Arenoso (no vegetación ¹)

Régimen de flujo más bajo	
Lecho plano	0.014 - 0.020
Ondulaciones	0.018 - 0.030
Dunas	0.020 - 0.040
Transición	
Dunas lavadas	0.014 - 0.025
Régimen de flujo más bajo	
Lecho plano	0.010 - 0.013
Establecimiento de ondas	0.012 - 0.015
Antidunas	0.012 - 0.020

¹ Datos limitados a cauces arenosos con D50 < 1.0 mm

Más detalle sobre resistencia al flujo en cauces de materiales gruesos y sobre la resistencia al flujo en terrenos de inundación se pueden encontrar en "Stream Stability at Highway Structures" [21].

D. PERFIL DEL NIVEL DEL FLUJO

El perfil del nivel del flujo en una quebrada o río es una combinación del flujo gradualmente variado sobre grandes distancias, y el flujo rápidamente variado sobre cortas distancias. Debido a varias obstrucciones en el flujo (puentes, alcantarillas, etc.) el tirante del flujo sobre grandes extensiones puede ser más grande o más pequeño que el tirante normal definido por la ecuación de flujo uniforme de Manning. En las proximidades a las obstrucciones, el flujo puede ser rápidamente variado, en el Apartado 4.1.2.1 se describe un poco más sobre los perfiles del nivel de agua.

3.2.3.3 GEOMETRÍA Y UBICACIÓN DE LA ESTRUCTURA DE CRUCE ENTRE LA QUEBRADA Y LA CARRETERA.

Los problemas de geometría y ubicación de la estructura de cruce, tales como la ubicación de la estructura de cruce en la curva de un cauce, en las confluencias de cauces, los efectos de remanso en el alineamiento, así como la influencia del perfil de la carretera se encuentran detallados en el Apartado 4.1.4

3.2.4 CLASIFICACIÓN Y RESPUESTA DEL CAUCE

3.2.4.1 CLASIFICACIÓN DE CAUCES

La clasificación del sistema de cauces proporciona al ingeniero una información útil sobre la típica característica asociada a un tipo dado de cauce y establecer un común lenguaje como base para la comunicación. La clasificación requiere identificar un rango de tipos de cauces geomorfológicos que minimizan variabilidad dentro de cada rango y maximizan variabilidad entre los rangos. Dado la complejidad de los sistemas naturales, inevitablemente alguna información es sacrificada procurando simplificar las características geomorfológicas del cauce. Sin embargo, suficiente información útil puede obtenerse de la clasificación del cauce de la quebrada.

La clasificación es inicialmente útil para obtener un índice de los numerosos tipos de cauces que existen, las características de un cauce individual son importantes para definir los procesos y respuesta del cauce. Con la clasificación, se puede deducir significantes procesos o predecir la respuesta del cauce.

Con la medida de la sinuosidad, relación de ancho-profundidad, gradiente, dimensiones (ancho, profundidad), tipo de sedimento (lecho y ribera) y la combinación de cálculos de descarga, velocidad de flujo y energía de la quebrada se proporcionará la información necesaria para obtener el conocimiento requerido para evaluar la estabilidad y predecir futuros cambios en el cauce. Cuando la información cuantitativa de la cuenca es disponible, la clasificación es sólo el primer paso para evaluar la estabilidad de la quebrada y predecir los cambios del cauce.

La forma más básica de clasificación de cauce usa la configuración de la planta del cauce, entonces define tres tipos de cauces: recto, meándrico o entrelazado. La discusión de los factores geomórfológicos que afecta la estabilidad de quebrada usa una simple clasificación como la que es mostrada en la figura 3.14. Otras aproximaciones a la clasificación de cauce usan independientes variables, como descarga y carga de sedimentos para determinar el tipo de quebrada, este tipo de análisis se encuentra detallado en "Stream Stability at Highway Structures" [21].

CONCEPTOS DE CLASIFICACIÓN DE CAUCES

Como ha sido anotado, los cauces son muchas veces categorizadas como recto, meándrico o entrelazado. Estas categorías identifican los tres principales tipos de cauces aluviales. Una cuenca aluvial está fluyendo en un cauce que tiene lecho y ribera compuesta de sedimentos transportados. Esto es, el cauce no es confinado por lecho rocoso o terraplenes. Además a estos tres básicos tipos de cauce, hay también cauce no ramificado, aluvial y cauce con periodo errante.

La Tabla 3.11 resume una clasificación de cauces aluviales basados sobre las relativas proporciones de arena y limo-arcilla transportados por una quebrada, basado sobre estudios de cuencas sobre la gran llanura de U.S.A y llanura de Australia.

Tabla 3.11 Clasificación de Cauces Aluviales (Schumm 1977)

Modo de transporte del sedimento y tipo de cauce.	Lecho cargado (% de total de carga)	Estabilidad del Cauce		
		Estable (Quebrada equilibrada)	Deposición (Exceso de carga)	Erosión (Deficiencia de carga)
Carga suspendida	<3	Cauce con lecho estable de carga suspendida. Ancho/profundidad <10 Sinuosidad usualmente >2 Gradiente relativamente suave.	Deposición de carga suspendida en el cauce. Principal deposición sobre la ribera causa estrechamiento del cauce; la inicial deposición en el lecho de quebrada es de menor importancia.	Erosión en cauce de carga suspendida. La erosión en el lecho de la quebrada predomina; el inicial ensanchamiento del cauce es de menor importancia.
Carga mixta	3 -11	Cauce con carga mixta estable. 40> Ancho/profundidad >10 1.3< Sinuosidad usualmente <2 Gradiente moderado.	Deposición de carga mixta en el cauce. Inicial principal deposición sobre riberas seguido por deposición en lecho de quebrada.	Erosión del cauce de carga mixta. Inicial erosión seguido por el ensanchamiento del cauce.
Lecho cargado	>11	Cauce de lecho cargado estable. Ancho/profundidad > 40; Sinuosidad usualmente <1.3; Gradiente relativamente empinado	Deposición de lecho cargado en el cauce. Deposición en el lecho de la quebrada y formación de islas.	Erosión del cauce de lecho cargado. Poca erosión en el lecho de la quebrada; el ensanchamiento del cauce predomina.

Esta clasificación que relaciona a las características del cauce, al tipo de carga de sedimentos, durante experimentales estudios, fue mas allá, determinando que el gradiente del valle ejerce una principal influencia sobre la configuración de cauce.

3.2.4.2 EVALUACIÓN CUALITATIVA DE LA RESPUESTA DEL CAUCE

Los principales factores en mecánica fluvial son:

1. El grande numero de variables interrelacionados que pueden simultáneamente responder a natural o impuesto cambio en un sistema de quebrada y
2. La continua evolución del cauce de la quebrada, geometría de cauce, depósitos (dunas) y formas de la rugosidad del lecho con cambios del flujo y descarga de sedimentos.

La dependencia de la forma de la quebrada sobre la pendiente, que puede ser impuesto independiente de otras características de quebradas, es ilustrada esquemáticamente en la figura 3.17. Algunos cambios naturales o artificiales que alteran la pendiente del cauce pueden resultar en modificaciones para el existente modelo de la quebrada.

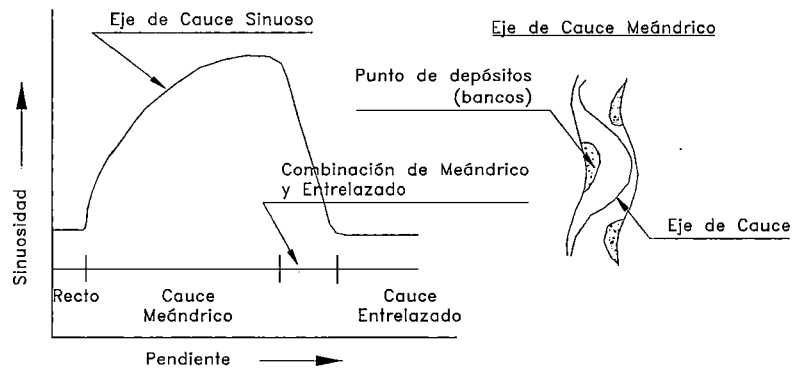


Figura 3.17 Sinuosidad Vs. Pendiente con Descarga Constante de un Cauce.

A. RELACIÓN LANE Y OTROS CONCEPTOS GEOMORFOLÓGICOS

Las significantes diferencias en las dimensiones del cauce, formas y modelos asociados con diferentes cantidades de descarga y cantidades de carga de sedimentos indican que la morfología del cauce puede ser anticipado. Además, un cambio en la hidrología puede causar cambios en la sinuosidad de la quebrada, en la longitud de onda de los meandros, en el ancho y profundidad del cauce.

La reacción de un cauce al cambio en descarga y carga de sedimentos puede resultar en cambios de dimensiones de los cauces, contraria a aquellos indicados por varias ecuaciones de régimen. Por ejemplo, es concebible que el decrecimiento de la descarga junto con el incremento en carga de sedimentos podría causar un decrecimiento en el tirante y un incremento en el ancho.

El Gráfico 3.8 ilustra la relación entre la forma de lecho arenoso con la pendiente y la descarga de la quebrada. De acuerdo a Lane, en un cauce meándrico de lecho arenoso, se establece que:

$$SQ^{0.25} \leq K_u \dots\dots\dots(3.17)$$

Donde:

$K_u = 0.00070$ SI
 $K_u = 0.0017$ English

y:

S = Pendiente del lecho del cauce, m/m (ft/ft)
 Q = Descarga media anual, m³/s (ft³/s)

Similarmente, un cauce de lecho arenoso es entrelazado donde:

$$SQ^{0.25} \geq K_u \dots\dots\dots(3.18)$$

donde:

$K_u = 0.0041$ SI
 $K_u = 0.010$ English

La zona entre las líneas que definen las quebradas entrelazadas y meándricas en el gráfico 3.8 es el rango transicional, rango en que una quebrada puede cambiar rápidamente de una forma de quebrada a otra.

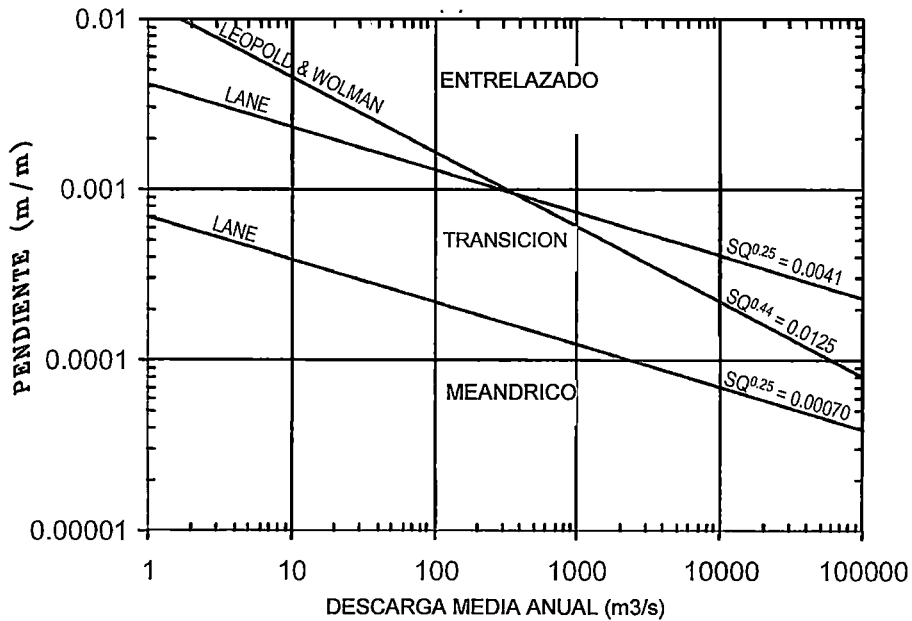


Gráfico 3.8 Relación entre la Descarga y Pendiente para Quebradas Entrelazadas o Meándricas en un Lecho Arenoso (LANE)

Varias quebradas en los Estados Unidos son clasificadas como quebradas intermedias de lecho arenoso y dibujadas en esta zona entre el límite de la curva que define quebradas meándricas y entrelazadas.

Los diseñadores que tratan de modificar el cauce de una quebrada deberían invariablemente buscar mejorar la natural tendencia de la quebrada hacia el equilibrio y una condición estable. Esto requiere el entendimiento de la dirección y la magnitud de los cambios en las características del cauce que resultará debido a acciones del hombre y acciones naturales. Este entendimiento puede ser obtenido por:

- Estudio de la quebrada en una condición natural.
- Conocimiento de sedimentos y descarga del flujo.
- Ser capaz de predecir los efectos y magnitud de las actividades humanas futuras.
- Aplicar a éstos conceptos un conocimiento de geología, sólidos, hidrología e hidráulica de ríos aluviales.

Predecir la respuesta del cauce a las modificaciones es una tarea muy compleja, hay grandes variables envueltos en el análisis que están interrelacionados y pueden responder a cambios en el sistema de la quebrada y en la continua evolución de la forma de la quebrada, en la geometría de cauce, en los depósitos (dunas) y en las formas de rugosidad de lecho. En el "Highways in the River Environment" [37] se describe el análisis cuantitativo para predecir la respuesta del cauce.

La predicción cuantitativa de las reacciones de los cauces puede ser realizada si todos los datos requeridos son conocidos con suficiente aproximación. Muchas veces, sin embargo, los datos disponibles no son suficientes para lograr estimaciones cuantitativas y sólo cualitativas estimaciones son posibles..

B. REACCIÓN COMPLEJA

Generalmente, una simple evaluación cualitativa de la reacción de sistema de la quebrada asume que la quebrada es "graduada" o "equilibrada". Para una evaluación cualitativa de la estabilidad de quebrada en estructuras de carretera esto es una razonable suposición inicial; sin embargo, la reacción del sistema de la quebrada puede ser mucho más compleja.

La figura 3.13 proporciona un ejemplo de reacción compleja a través del tiempo, cuando las estructuras de cruce entre la quebrada y la carretera invaden al sistema de quebrada.

De hecho, una compleja secuencia de reacciones podría ser esperada antes que el sistema de la quebrada alcance una condición de equilibrio dinámico, ya sea en los puentes o en las estructuras de cruce con la carretera, no solo en el principal cauce, también los cauces tributarios podrían ser afectados.

3.2.4.3 RÁPIDA EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD DE LA QUEBRADA

Dada al tiempo limitado en las inspecciones de los puentes, y a los costosos estudios geomorfológicos, podría ser deseable tener una técnica de rápida evaluación de la estabilidad del cauce. Jonson revisó existentes métodos y concluyó que hay un número de métodos actualmente disponibles para evaluar la estabilidad del cauce. Algunos requieren la especialización de un experimentado geomorfólogo mientras otros requieren a personas con algunos periodos de entrenamiento.

Todos de estos métodos son, al menos en parte, basados sobre observaciones subjetivas en una variedad de parámetros que describen las características del cauce y del área circundante de inundación.

Por ejemplo, Simon y Down desarrollaron un método para evaluar la estabilidad de cauces que estaban siendo enderezados. Este trabajo esta basado sobre un estudio temprano por Simon para la evaluación, modelando y el establecimiento del potencial de socavación del puente en el oeste de Tennessee. En este método, un formato de campo es presentado en la colección de datos en un periodo 1.5 a 2 horas. Los datos son entonces resumidos sobre un arreglo de hojas. Por cada categoría de arreglo de hojas, un peso es asignado, donde el valor de los pesos esta basado en la experiencia de los autores.

Una evaluación total es derivada de la totalización de datos pesados en cada categoría. **La más alta valuación corresponde a un cauce de mayor inestabilidad.** La valuación del sistema proporciona un método sistemático para la evaluación de la estabilidad, sin embargo, la final valuación no puede ser comparado con quebradas evaluadas en otras regiones geomórficas, geológicas o fisiográficas. Además, algunos de los parámetros son muy difíciles para evaluar. **La determinación de agradación o degradación típicamente requiere al menos varios años de datos de cotas de lecho y no pueden usualmente ser determinados durante una pequeña visita al campo.**

Por tanto, por las investigaciones realizadas por Jonson ("Rapid assessment of channel stability in vicinity of road crossing", ASCE Journal of Hydraulic Engineering) después de una revisión de los métodos existentes y de los parámetros para evaluar la estabilidad de quebradas, **desarrolló un método rápido, sistemático para la evaluación de estabilidad de cauces con lecho gravoso.** Este método se detalla a continuación.

RÁPIDO EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD DE LA QUEBRADA DE LECHO GRAVOSO (JONSON, P.A)

Debido a las limitaciones de tiempo para las inspecciones de estructuras de cruce y el gasto que originan los estudios geomórficos largos, podría ser deseable tener una técnica para la evaluación rápida de la estabilidad de cauces. Johnson había revisado existentes métodos y parámetros para evaluar la estabilidad de la quebrada y desarrolló un rápido sistema de evaluación de estabilidad de cauce de lecho gravoso. Este método esta basado sobre 13 indicadores cualitativos y cuantitativos de procesos geomórficos e hidráulicos que son clasificados, pesados y resumidos para producir una clasificación de la estabilidad de cauce.

PROCEDIMIENTO PARA LA EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD DE LA QUEBRADA.

El procedimiento para una rápida evaluación de estabilidad de quebrada desarrollado por Johnson está basado sobre la combinación y modificación de factores tomados de los métodos propuestos por Pfankuch, Simon y Downs, Lagasse, Gordon y Thorne. La cuantitativa información puede ser incorporada dentro de la evaluación considerando la energía de la quebrada y el exceso de fuerza cortante. Sin embargo, la energía de la quebrada no considera la influencia del tamaño del material áspero del lecho, por tanto la fuerza cortante es usada como una alternativa para indicar la estabilidad.

La aproximada fuerza cortante es calculada como sigue:

Donde:

$$\tau_o = \gamma RS \dots\dots\dots(3.19)$$

- γ = Peso específico de agua, N/m³ (lb/ft³)
- R = Radio Hidráulico, m (ft)
- S = Pendiente de cauce (para flujo uniforme) o pendiente de fricción (para flujo no – uniforme), m/m (ft/ft)

El radio hidráulico (R) puede generalmente ser sustituido por la profundidad del flujo para cauces anchos y pocos profundos. Esta profundidad se puede obtener de estaciones de calibración o puede ser medido o estimado, y proporcionar un valor conservativo de la fuerza cortante τ_o .

La fuerza crítica cortante (τ_c) puede ser determinada del diagrama de Shields, que da τ_c como una función del número de Reynolds de la partícula, para sedimentos no-cohesivos y uniformes, o puede ser calculado de lo siguiente:

$$\tau_c = \theta (\gamma_s - \gamma)D \dots\dots\dots(3.20)$$

donde:

- θ = Parámetro de Shields.
- γ_s = Peso específico del sedimento, kN/m³ (lb/ft³)
- D = Tamaño de la partícula, m (ft)

Las dimensiones del parámetro de Shields es una función del tamaño de la partícula, generalmente varía de 0.01 para gravas comprimidas flojamente a mas que 0.1 para materiales altamente superpuestos, partículas que tienen arreglos de guijarros.

El tamaño medio de la partícula (D50) es usado y puede ser obtenido de los datos del tamiz de una muestra recogida del lecho del cauce o de alguien que adecuadamente describa el material del lecho.

La fuerza cortante (τ_e) es la proporción entre el aproximado límite de la fuerza cortante (τ_o) y la fuerza cortante crítica (τ_c) que comienza a mover las partículas del material del lecho bajo condiciones de flujo de desbordamiento para quebradas con pendientes menos que 0.02 m/m (ft/ft) ($\tau_e = \tau_o/\tau_c$).

En cauces de lecho gravoso cuando $te > 1$, los sedimentos se comienzan a mover a lo largo del lecho. En $te > 2$, la mayor parte del lecho está en movimiento y cuando $te > 3$ el lecho entero está en movimiento.

Tres pasos son propuestos en este método de evaluación:

- El primer paso es evaluar los parámetros dados en la tabla 3.12 y designar un valor para cada parámetro. Todos los indicadores excepto el número 10 se pueden obtener por observación y son subjetivos. La pendiente del cauce puede ser estimado de mapas topográficos la topografía existente.
- Después de evaluar cada parámetro en la tabla 3.12, cada indicador de estabilidad es pesado acorde a los pesos presentados en la tabla 3.13.
- La cuenta total es resumida y basada sobre las observaciones iniciales, la guía en la tabla 3.14 es usado para determinar la clasificación del cauce.

Ambos indicadores de estabilidad regional (números 4, 5, 9 y 10) e indicadores de estabilidad local (números 7, 8 y 11 – 13) están incluidos en la tabla 3.12, ya que un cauce estable en forma regional puede ser desestabilizado localmente.

Los indicadores individuales no son necesariamente indicativos de inestabilidad; la inestabilidad es indicada por la combinación de los indicadores y los pesos que tienen cada uno de ellos. Los pesos en la tabla 3.13 están basados sobre los métodos previos y sobre el impacto de cada variable.

Los parámetros con muy localizados impactos en muchos casos son asignados a pesos más bajos. Aunque, este método está basado sobre métodos anteriores de evaluación y fue **probado sobre quebradas de lecho gravoso y ribera de materiales finos**, las ventajas de este método incluye:

- El método de pesos donde cada criterio se basa sobre el impacto de la inestabilidad de la quebrada, dando mas bajo peso a indicadores como el potencial de bloqueo por escombros, y mayor peso al indicador como el lavado de la masa.
- El método de rápida evaluación no tiene una singular variable que puede dominar la valuación de la estabilidad del cauce.
- La evaluación de cada indicador es categorizada como excelente, buena, casi buena y pobre, con tres valores en cada rango.
- El método proporciona varios indicadores cuantitativos, como el valor de la fuerza cortante en el lecho, mientras incorpora pocos criterios ambiguos propuestos por otros.
- El método incluye el uso de variables relacionados a puentes y alcantarillas.

Esta información puede ser usada para desarrollar una evaluación preliminar de la estabilidad lateral basado sobre indicadores 1 – 7 en la tabla 3.12, de la estabilidad vertical basado sobre indicadores 8 – 10 en la tabla 3.12 y de estabilidad total.

Además, este método puede ser usado para determinar una evaluación mas detallada, como la evaluación de reconocimiento en campo. Recíprocamente, datos obtenidos durante el reconocimiento en campo pueden ser usados para completar una rápida evaluación y proporcionar una evaluación preliminar de los problemas posibles de inestabilidad.

Tabla 3.12 Clasificación, Descripción e Indicadores de Estabilidad de Quebradas de Lecho Gravoso

Indicador de Estabilidad	Clasificación			
	Excelente (1-3)	Bueno (4-6)	Justo (7-9)	Pobre (10-12)
1. Textura del sólido de la ribera y coherencia.	Arcilla y arcilla limosa; material cohesivo.	Arcilla limo a arcilla limo-arenoso.	Arcilla arenosa a limo arenoso.	Arena limosa a arena; Material no-cohesivo.
2. Aproximado ángulo de inclinación de la ribera.	Inclinación de las riberas < 3H:1V (18° o 33%) sobre ambos lados.	Inclinación de las riberas hasta 2H:1V (27° o 50%) sobre uno u ocasionalmente ambas riberas.	Inclinación de las riberas hasta 1.7H:1V (31° o 60%) común sobre uno o ambas riberas.	Inclinación de las riberas sobre 60% común sobre uno o ambas riberas.
3. Protección con vegetación en la ribera.	Amplia ribera de vegetación leñosa con al menos 90% de densidad y cobertura. Principalmente madera firme, frondoso, árboles maduros, saludables y vegetación diversa ubicada sobre las riberas. Vegetación leñosa ubicada verticalmente.	Vegetación en media ribera, leñosa con 70-90% de densidad de plantas y cobertura. En la mayoría de madera firme, frondoso, árboles maduros, diversa vegetación ubicada sobre las riberas. Vegetación leñosa orientada de 80 – 90° de la horizontal con mínima exposición de raíz.	Pequeña ribera de vegetación leñosa con 50-70% de densidad de plantas y cobertura. La mayoría de flexible madera, pinos, árboles coníferos, localizados sobre o cerca de la parte alta de la ribera. Vegetación leñosa orientada de 70 – 80° de la horizontal frecuentemente con exposición de raíz	Vegetación leñosa en ribera que puede variar de la edad y salud con menos de 50% de densidad de plantas y cobertura. Principalmente flexible madera, pinos, árboles coníferos ubicado fuera de la ribera. Vegetación leñosa orientada a menos de 70° de la horizontal frecuentemente con extensa exposición de raíz
4. Erosión de ribera	Poco o ninguna evidencia. Menos de 15 cm de altura generalmente.	Algunos intermitentemente a lo largo de los lechos de los cauces y sobresaliente estrangulamiento. Crudas riberas que pueden ser de hasta 30 cm de altura.	Significante y frecuente. Excavación (cortes) 30-60 cm de altura. Colchoneta de raíces en voladizo.	Casi continuos cortes, algunos sobre 60 cm de altura. Socavación de la raíz del césped que luego se encuentra en voladizo, y frecuentes fallas en los lados.
5. Desgaste de la masa o falla de la ribera	Poca evidencia del potencial o muy poca cantidad de masa desgastada. Uniforme ancho de canal sobre el cauce entero.	Evidencia de infrecuente y/o menor masa desgastada. Relativamente constante ancho de cauce y mínima falla de ribera.	Evidencia de frecuencia y/o significativo desgastamiento de la masa que puede ser agravado por los flujos más altos, que puede causar socavación y lavado de masa de riberas no estables. El ancho de canal bastante irregular y la falla de las riberas es evidente.	Frecuente y extensa masa desgastada. Potencial falla de ribera evidenciado por la tensión de grietas, masiva socavación, y la caída de riberas es considerable. El ancho del cauce es altamente irregular y las riberas comienzan a fallar.
6. Desarrollo de depósitos (dunas)	Los depósitos son maduros. Son estrechos en relación al ancho de la quebrada en bajos flujos, buena vegetación y con material grueso a canto rodado.	Los depósitos pueden tener vegetación y/o son compuestos de grava gruesa a canto rodado, pero presenta mínimo crecimiento de las dunas por carencia de vegetación sobre parte de las dunas.	El ancho de los depósitos tienden a ser amplio y compuesto de recientemente depositada arena áspera a pequeños cantos rodados y/o puede tener escasa vegetación.	El ancho del depósito es generalmente más grande que la mitad del ancho de la quebrada en flujo bajo. Las dunas compuestas de extensos depósitos de finas partículas hasta gravas ásperas con poca o nula vegetación.
7. Potencial de escombros.	Los escombros o potencial para escombros en el cauce son despreciables.	Pequeñas cantidades de escombros. Pequeños atascos se podrían formar.	Notable acumulación de todos los tamaños. Moderado potencial de posible atascos de escombros aguas abajo de las quebradas.	Moderada a fuerte acumulación de varios tamaños de escombros. Significante potencial de atasco de escombros.
8. Obstrucciones, deflector de flujos y trampa de sedimentos.	Raro o no presente.	Presente, causando cruces y menor erosión en el fondo y en la ribera.	Moderadamente frecuente y ocasionalmente las obstrucciones causan notable erosión del cauce. Considerable acumulación de los sedimentos detrás de las obstrucciones.	Frecuente y muchas veces inestables, causando continuo movimiento de sedimentos y flujo. Las trampas son fácilmente llenadas, causando emigración de cauce y/o ensanchamiento.
9. Consolidación del material del lecho y anclamiento.	Ordenados tamaños comprimidos ajustadamente, superponiéndose e imbricado. Más material > 4mm.	Moderadamente comprimido con alguna superposición. Muy poca cantidad de material < 4 mm.	Suelto ordenamiento sin aparente superposición. Pequeña a mediana cantidad de material < 4mm.	Muy suelto ordenamiento sin empaquetamiento. Grandes cantidades de material < 4mm.
10. Fuerza cortante (ecuaciones 3.19 y 3.20)	$\tau_0 / \tau_c < 1.0$	$1.0 < \tau_0 / \tau_c < 1.5$	$1.5 < \tau_0 / \tau_c < 2.5$	$\tau_0 / \tau_c > 2.5$
11. (1) Ángulo de aproximación del flujo superior hacia el puente o la alcantarilla.	$0^\circ \leq \alpha \leq 5^\circ$	$5^\circ < \alpha \leq 10^\circ$	$10^\circ < \alpha \leq 30^\circ$	$\alpha > 30^\circ$
12. (2) Distancia del punto de impacto del meandro a puentes ó alcantarillas.	$D_m > 35 \text{ m}$	$20 < D_m \leq 35 \text{ m}$	$10 < D_m \leq 20 \text{ m}$	$0 < D_m \leq 10 \text{ m}$
13. Estrangulamiento del cauce.	0-5%	6-25%	26-50%	> 50%

(1) α = Ángulo de aproximación del flujo al puente o alcantarilla.

(2) D_m = Distancia del puente o alcantarilla hacia aguas arriba con el punto de impacto del meandro.

Tabla 3.13 Indicadores de Estabilidad y Pesos para el Establecimiento de La Evaluación de Estabilidad

Indicador de estabilidad	Peso
1. Textura del sólido de la ribera y coherencia	0.6
2. Aproximado ángulo de inclinación de la ribera	0.6
3. Protección de la ribera con vegetación	0.8
4. Excavación de la ribera	0.4
5. Lavado de masa o falla de ribera	0.8
6. Desarrollo de depósitos (dunas)	0.6
7. Posible atasco de escombros	0.2
8. Obstrucciones, deflectores y trampas de sedimentos	0.2
9. Consolidación del material de lecho y anclaje	0.8
10. Proporción de la fuerza cortante	1.0
11. Ángulo de aproximación del flujos altos al puente	0.8
12. Distancia del punto de impacto del meandro	0.8
13. Porcentaje de estrangulamiento del cauce	0.8

Tabla 3.14 Clasificación de Estabilidad

Descripción	Clasificación (C)
Excelente	$C < 32$
Buena	$32 \leq C < 55$
Exacto (justo)	$55 \leq C < 78$
Pobre	$C \geq 78$

CAPÍTULO 4 CLASIFICACIÓN PROPUESTA DE EROSIONES TÍPICAS EN OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL DE CARRETERAS UBICADAS EN ZONAS ANDINAS

4.1 FACTORES A SER TOMADOS EN CUENTA EN LA EROSIÓN DE OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL

4.1.1 ANÁLISIS HIDROLÓGICO

Se sabe que con el aumento de la escorrentía aumenta el potencial de erosión, por lo tanto, es necesario recolectar todos los datos hidrológicos relacionados del comportamiento de la cuenca para determinar la escorrentía y diseñar la estructura de drenaje transversal de carreteras.

En el siguiente texto se presentan recomendaciones acerca del análisis hidrológico para el diseño de estructuras de drenaje de carreteras.

4.1.1.1 FACTORES QUE AFECTAN EL FLUJO DE ESCORRENTÍA

Los Ingenieros Hidráulicos deberían familiarizarse con los factores o características que afectan el flujo de escorrentía antes hacer un análisis hidrológico. El caudal pico y el volumen de la escorrentía son afectados por factores similares. Los factores que afectan el flujo de escorrentía pueden ser en general ampliamente clasificados como factores físicos, factores relacionados al lugar específico y factores meteorológicos.

Algunos estudios establecen que algunos factores son más importantes que otros en la evaluación del caudal pico, o en la evaluación del volumen de escorrentía. Los factores dominantes y los métodos hidrológicos pueden variar en cada lugar.

A. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS

Los factores físicos pueden ser agrupados en 2 categorías: características de la cuenca y características del cauce.

Las características de la cuenca incluyen factores como tamaño, forma y pendiente del área de drenaje; permeabilidad de sólidos y capacidad de formación del agua subterránea; presencia de lagos; pantanos y uso de la tierra. Las **características de los cauces** están relacionadas generalmente a las propiedades hidráulicas del cauce que gobiernan los movimientos del flujo y determina la capacidad de almacenamiento del cauce. La escorrentía de la superficie y subsuperficie es colectada y llevadas a través del cauce del riachuelo. La condición natural o alterada estos cauces pueden afectar la escorrentía, por lo tanto, estas condiciones deberían ser considerados en la hidrología y el análisis hidráulico.

A.1 ÁREA DRENADA

Determinar el tamaño del área drenada que contribuye al flujo es un paso básico en el análisis hidrológico.

El área drenada, usualmente expresada en hectáreas o Km², es determinada de un levantamiento topográfico, mapas topográficos, fotografías aéreas o una combinación de éstos.

Una fiel inspección del área de drenaje, especialmente para pequeñas cuencas es necesaria ya que los mapas topográficos no son siempre actuales. Aunque el mapa puede mostrar muchas áreas que están contribuyendo a la escorrentía, una inspección de campo puede mostrar depresiones naturales o hechas por el hombre, playas, lagos o lavaderos naturales que puede interceptar una porción de la escorrentía del área drenada.

A.2 FACTOR DE FORMA

Con respecto al factor de forma, la distancia del centro hacia la salida de la cuenca puede ser un importante elemento en algunas ubicaciones para determinar la cantidad de la escorrentía del flujo, especialmente el caudal pico.

A.3 PENDIENTE

La pendiente de una cuenca drenada tiene importancia debido a la relación de ésta con la infiltración, escorrentía en la superficie, humedad del suelo y nivel freático; los cuales contribuyen al flujo de la quebrada. Esto es uno de los mejores factores que controla el tiempo de concentración de la lluvia en el cauce de la quebrada. La pendiente de la cuenca es usualmente estimado de mapas topográficos o puede ser determinado por un levantamiento terrestre.

A.4 USO DE LA TIERRA

Las actividades humanas pueden cambiar las características de la escorrentía de la cuenca, los estudios del uso de la tierra son necesarios para definir las condiciones presentes y futuras, particularmente con respecto al grado de urbanización u otros cambios que puede tomar lugar dentro de la cuenca drenada que puede afectar la escorrentía durante el tiempo de vida de un proyecto.

El uso de la tierra afecta la hidrología de un área, tener en cuenta que las urbanizaciones son unos factores importantes.

A.5 SUELO Y GEOLOGÍA

El tipo de suelo generalmente tiene un efecto sobre el flujo de escorrentía principalmente en su efecto sobre la infiltración.

El efecto del tipo de suelo muchas veces varía con la magnitud e intensidad de la lluvia. El efecto de la urbanización, los efectos del tipo de suelo se reducen cuando los intervalos de recurrencia del flujo se incrementan.

La condición del suelo en el tiempo de precipitación puede cambiar la cantidad de escorrentía, especialmente los picos del flujo. Si el suelo es congelado o saturado, la mayor parte de la precipitación podría resultar en escorrentía.

Las formaciones de rocas y otros factores geofísicos como glaciales y depósitos de ríos, fallas, piedra caliza y lagos pueden ser bastantes significativos en el efecto de la escorrentía en algunas áreas.

En regiones con formaciones de rocas solubles, especialmente piedras calizas, frecuentemente tienen características "CARSTICA" topografía que produce poca superficie de escorrentía. En estas áreas, la escorrentía usualmente ingresa al terreno a través de sumideros o vórtices y continua su curso hacia una salida a través de un sistema de paso a nivel freático.

A.6 ALMACENAMIENTO (AREA-VOLUMEN)

El almacenamiento es la interceptación de la lluvia por la vegetación, el cual consecuentemente no se convierte en escorrentía; el almacenamiento también puede ocurrir en el control del flujo u reservorios y en áreas donde hay minas. El efecto del almacenamiento sobre la cantidad y el registro del flujo de escorrentía puede ser bastante significativo en algunos casos.

En algunas áreas, el almacenamiento no puede ser importante en la ingeniería de carreteras y puede conservadoramente ser ignorado en diseños rurales.

A.7 ELEVACIÓN

La variación en la elevación (altitud) es un importante factor que está relacionado con la temperatura y la precipitación, particularmente lo referente a la fracción del total de la cantidad que cae como nieve. El hielo en lagos y ríos, humedad del suelo dentro de la zona de helada, pueden eventualmente convertirse en flujo de escorrentía en primavera o verano.

Por lo tanto, para el análisis de las obras de drenaje de carreteras ubicadas en zonas andinas, este factor relacionado a la altitud tiene que ser considerado.

A.8 ORIENTACIÓN DE LA CUENCA

Así como la pendiente afecta la escorrentía de la lluvia debido principalmente al incremento en la velocidad del flujo, el cual acorta el periodo de infiltración y produce mayor concentración de la escorrentía en la superficie dentro del cauce de la quebrada, la

dirección de la pendiente u orientación de la cuenca también tiene influencia en la escorrentía.

La cantidad de la escorrentía del flujo puede ser afectada por la orientación de la cuenca en relación a la dirección del movimiento de la tormenta. Una tormenta cruzando una cuenca en la dirección del flujo del riachuelo (quebrada) podría producir más alto pico del flujo y un corto periodo de escorrentía.

A.9 CONFIGURACIÓN DEL CAUCE Y GEOMETRÍA DEL TERRENO INUNDABLE

La escorrentía de la superficie y subsuperficie es colectada y transportada por el cauce de la quebrada. La condición natural o alterada de estos cauces y áreas inundables puede materialmente afectar el volumen y valor de la escorrentía.

Algunas quebradas tienen cauces bien-definidos, otros tienen cauces relativamente pequeños y amplios terrenos inundables. Algunas quebradas tienen numerosos tributarios; mientras otras tienen un principal curso de agua. La sinuosidad del cauce afecta el almacenamiento del cauce y el caudal pico. El efecto de la red de quebradas muchas veces varía con la magnitud del flujo.

La sección del cauce puede afectar la descarga, especialmente en cauces con extremada vegetación en el terreno inundable, lo cual puede ser muy significativo y puede reducir el caudal considerablemente.

B. CARACTERÍSTICAS ESPECIFICAS DEL LUGAR

B.1 AGRADACIÓN Y DEGRADACIÓN

La agradación (deposición de sedimento) puede disminuir la capacidad de transporte del cauce; el incremento de la altura del flujo y el desborde de un bajo caudal. La degradación (erosión en el lecho de la quebrada) puede incrementar la capacidad de transporte del cauce por ello reducir el efecto del terreno inundable.

Las actividades que inducen a la agradación o degradación pueden ser por ejemplo, la derivación del flujo de un río, construcción de un reservorio, trabajos de control del flujo, trabajos de navegación, la minería, etc.

B.2 HIELO Y ESCOMBROS

La cantidad y tamaño de hielo y escombros llevados por una quebrada deberían ser considerados en el diseño de las estructuras de drenaje. El tiempo de ocurrencia del hielo o escombros en la ocurrencia del caudal pico debería ser determinado.

En el Apartado 3.1.4.3 se analiza los aspectos hidráulicos e hidrológicos, que se debe considerar para el cálculo del caudal del flujo de escombros, donde se anota que se debe diferenciar el caudal pico de aguas limpias y el caudal pico del flujo de escombros.

C. CARACTERÍSTICAS METEOROLÓGICAS

Los fenómenos meteorológicos: lluvia, nieve, temperatura, viento, granizo y evaporación son considerados como los más importantes factores que podrían afectar el flujo de escorrentía.

C.1 LLUVIA

La cantidad de lluvia ocurre en función del tiempo y puede ser gráficamente mostrado con un hietograma. El hietograma es usualmente dibujado, donde el tiempo es indicado sobre el eje horizontal y la intensidad de la lluvia sobre el eje vertical.

Aunque la relación entre la lluvia y la escorrentía no es bien definida, la escorrentía usualmente se incrementa en proporción a la lluvia sobre una cuenca drenada.

Las características de la cuenca y las condiciones antecedentes tienen un mejor efecto sobre la proporción de lluvia que se convierte en escorrentía. Por ejemplo, mayor parte de la lluvia que cae sobre helada o suelo saturado corre rápidamente, mientras la mayor parte de la lluvia que cae sobre la parte seca, se infiltra por el poro de los sólidos.

La proporción de lluvia que se convierte en escorrentía depende de la intensidad de lluvia y duración, de la distribución de la lluvia sobre la cuenca, la dirección del movimiento de la tormenta, de antecedentes de precipitación y humedad del sólido. La lluvia es generalmente la más significativa de todos los factores meteorológicos que afecta y determina la magnitud del flujo de escorrentía en regiones no montañosas.

En regiones montañosas, la nieve aparece para ser el más significativo factor meteorológico en coordinación con la temperatura y en algunos casos la lluvia depende de la elevación (altitud).

Por lo tanto, en el análisis de estructuras de drenaje de carreteras ubicadas en zonas andinas, la lluvia y la nieve tienen influencia significativa en la determinación de la escorrentía.

Cuando la intensidad de la lluvia es menor que la capacidad de infiltración de un suelo, no se produce la escorrentía de la superficie. Después que la capacidad de infiltración es excedida, la escorrentía de la superficie se incrementa rápidamente con el incremento de la intensidad de lluvia.

C.2 NIEVE

La nieve generalmente retrasa la escorrentía debido a que se derrite lentamente. Durante periodos de normal escorrentía en primavera, un particular caudal pico tendrá primario y secundario pico.

Después de la acumulación de nieve, una lluvia particular con incremento de la temperatura del ambiente puede causar picos de escorrentía mucho más grandes que podrían ocurrir en el evento de sólo una lluvia. La relación de milímetros de lluvia y milímetros de nieve o el agua contenida de nieve, varía de acuerdo a la zona (país) y de año en año.

La extensión del flujo de deshielo es directamente proporcional al área drenada. La medición de la nieve puede proporcionar índices útiles para estimar el flujo de escorrentía.

C.3 TEMPERATURA, VIENTO, EVAPORACIÓN Y TRANSPIRACIÓN

La temperatura no puede directamente afectar la cantidad del flujo de escorrentía, pero esto tiene un indirecto efecto por cambios en el tiempo. Desde que la energía solar es la principal fuente de calor para la superficie de la tierra, el calor recibido es un importante factor en el proceso meteorológico. Ciertas características fisiográficas están interrelacionados con la temperatura.

El viento es un importante agente en el ciclo hidrológico, debido a que no podría haber significativo transporte de humedad sin movimiento de aire. El valor de las precipitaciones, deshielo, evaporación de reservorios y muchos otros fenómenos hidrológicos son directamente afectados por el viento. El viento es el resultado principal de las diferencias de presiones horizontales.

La evaporación es el proceso por el cual la precipitación que llega a la superficie de la tierra es retornada a la atmósfera como vapor. La combinada evaporación de agua, nieve, incluyendo evaporación de precipitación interceptada y transpiración de vegetación, es expresada en total evaporación o evapotranspiración.

Las condiciones **de humedad** de la cuenca hidrográfica en la llegada de una tormenta pueden ser un **factor muy importante para determinar la cantidad de escorrentía** de la tormenta. Desde que el valor de evapotranspiración influye en las condiciones de humedad de la cuenca hidrográfica, esto es naturalmente correlacionado con la cantidad de flujo de escorrentía.

Debería ser notado que los factores discutidos en esta sección son raramente considerados en el flujo calculado para el diseño de obras de drenaje de carretera.

4.1.2 ANÁLISIS HIDRÁULICO

En el lugar donde se ubicará la estructura de drenaje transversal es esencial conocer la descarga y su variación sobre el tiempo. Del mismo modo, es necesario conocer la distribución de la velocidad sobre la sección transversal de la cuenca y su variación, desarrollar las relaciones de descarga y nivel del flujo puesto que estas relaciones fijan las cotas de la estructura en el diseño.

Asimismo, con el entendimiento de la hidráulica del flujo en las estructuras de drenaje transversal se podrá determinar la velocidad en el ingreso y salida de la estructura. Así, determinar si se producirá erosión en las estructuras de ingreso y salida. También nos permitirá determinar entre otros, la dimensión, forma, pendiente, longitud de la estructura. Mas detalle sobre la Hidráulica de Alcantarillas y Badenes se encuentran en los Apartados 2.3.1.4 y 2.3.2 respectivamente.

También es importante conocer las características hidráulicas de las estructuras o cauces que se encuentran adyacentes a la estructura de drenaje transversal, como el caso de la proximidad del cauce de un río en la salida de la estructura de drenaje transversal, así como la presencia de canales de regadío que llevan flujo a la estructura de drenaje transversal, etc.

4.1.2.1 PERFILES DEL FLUJO EN LAS PROXIMIDADES DE LA ESTRUCTURA DE DRENAJE TRANSVERSAL UBICADA EN UN CAUCE

El perfil del flujo en una quebrada o río es una combinación del flujo gradualmente variado sobre grandes distancias, y el flujo rápidamente variado sobre cortas distancias. Debido a varias obstrucciones (puentes, alcantarillas, etc.), el tirante del flujo sobre grandes extensiones puede ser más grande o más pequeña que el tirante normal definido por la ecuación de flujo uniforme de Manning. En la inmediata vecindad de las obstrucciones, el flujo puede ser rápidamente variado.

FLUJO GRADUALMENTE VARIADO

En el flujo gradualmente variado, los cambios en el tirante y la velocidad tienen lugar lentamente sobre una gran distancia, la resistencia al flujo y las fuerzas de aceleración son omitidas. El cálculo de un perfil de flujo gradualmente variado es bien definido por procedimientos analíticos que se describen en "Highways in the River Environment" [37], que puede ser calculados manualmente o por programas de computo.

Un análisis cualitativo de las características generales de la curva de remanso es muchas veces útil antes de la evaluación cuantitativa. Como un análisis requiere puntos de control de ubicación, determinar el tipo de perfil aguas arriba, aguas abajo de los puntos de control, y entonces bosquejar la curva de remanso. **Por ejemplo, la figura 4.1 ilustra varios perfiles típicos que podrían resultar de un control representado por un cambio en la pendiente del lecho.** El "Highways in the River Environment" [37] proporciona una detallada discusión de los perfiles del nivel de agua para flujo gradualmente variado.

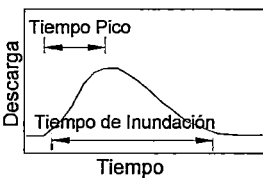
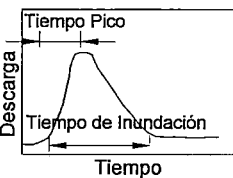
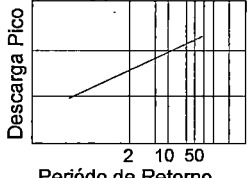
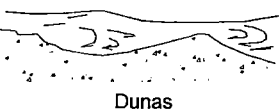
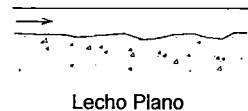

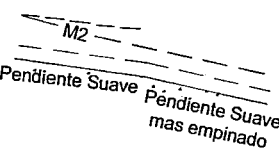
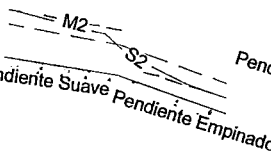

Magnitud y Frecuencia de avenidas.	 Tiempo Pico Tiempo de Inundación Tiempo	 Tiempo Pico Tiempo de Inundación Tiempo	 Descarga Pico Período de Retorno 2 10 50 Frecuencia
Configuración del lecho en quebrada de lecho arenoso.	 Dunas	 Lecho Plano	 Antiduna onda estacionaria
Resistencia al Flujo.	Régimen mas bajo $n = 0.014 - 0.040$	Transición $n = 0.010 - 0.013$	Régimen más alto $n = 0.012 - 0.020$
Perfiles de la superficie de agua.	 Pendiente Suave Pendiente Suave mas empinado	 Pendiente Suave Pendiente Empinado	 Salto S1 Salto S2 Pendiente Empinado Pendiente Suave

Figura 4.1 Factores Hidráulicos que Afectan la Estabilidad de la Quebrada.

FLUJO RÁPIDAMENTE VARIADO

En el flujo rápidamente variado, los cambios en la profundidad y la velocidad tienen lugar sobre cortas distancias, las fuerzas de aceleración dominan y la resistencia al flujo pueden ser omitidos.

Los cálculos de ciertos tipos de flujo rápidamente variado son bien definidos por procedimientos analíticos, como el análisis de saltos hidráulicos, pero el análisis de otros tipos de flujo rápidamente variado, como flujo a través de la abertura de una estructura de

cruce son una combinación de relaciones analíticas y empíricas. Mayor detalle sobre este tipo de flujo se puede encontrar en "Highways in the River Environment" [37].

SUPERELEVACIÓN DEL NIVEL DEL FLUJO EN LECHOS

Debido a los cambios en la dirección del flujo que resulta de las fuerzas centrífugas se presenta la superelevación de la superficie del flujo en los lechos.

La superficie del flujo es mas alto en la concavidad de la curva de un cauce que en la parte convexa. La total superelevación es medido de borde a borde. La mitad de esta cantidad es adicionada a la aproximada cota del nivel del flujo para obtener la cota del nivel del flujo en la parte cóncava (externa) de la curva.

4.1.3 ESTABILIDAD DE LA QUEBRADA

Cuando las estructuras de drenaje transversal están ubicadas en una quebrada, la erosión que se presenta en la estructura de drenaje transversal muchas veces esta relacionada con la estabilidad de la quebrada y el comportamiento del sistema de la quebrada. Los cambios aguas arriba y aguas abajo de la estructura pueden afectar la futura estabilidad del lugar; disturbancias naturales como inundación, sequía, movimiento sísmico, deslizamiento, incendio forestal, etc., pueden producir grandes cambios en la carga de sedimentos en una quebrada así como cambios en el cauce de ésta.

Estos cambios pueden ser reflejados en agradación (deposición de sedimentos), degradación (erosión del lecho de la quebrada), o movimiento lateral del cauce de una quebrada.

La degradación del cauce de la quebrada afecta a la estructura de cruce debido a la reducción de su estabilidad estructural. La degradación general del lecho de la quebrada socava las cimentaciones de la estructura de drenaje transversal produciendo su completa falla.

En el diseño de los componentes de la estructura de drenaje transversal se tiene que considerar los efectos sobre la estabilidad local de la quebrada debido a la socavación causada por la invasión de la estructura de drenaje transversal sobre la quebrada (pilares, estribos, etc). Es prudente utilizar diseños que minimicen reacciones no deseables de la quebrada, esto se aplica al diseño de los componentes de las estructuras de cruce (pilares, estribos, etc.), así como al diseño del total sistema de cruce, incluyendo medidas de control contra la inestabilidad de quebradas.

En el Apartado 3.2 se describe características del análisis de Estabilidad de Quebrada en Estructuras de Carretera.

Del mismo modo, es importante considerar la acción del flujo de escombros sobre el cauce de la quebrada, el cual se describe a continuación.

FLUJO DE ESCOMBROS

El flujo de escombros o flujo de rocas y barro es un flujo rápido de material mezclado de escombros, rocas o barro con agua. Este flujo se va moviendo de manera deslizante y rotativa. Este tipo de flujo tiene una fuerte fuerza erosiva y se desarrolla durante el movimiento de colección, son materiales erosionados del lecho y riberas de las quebradas.

El peligro del flujo de escombros ocurre frecuentemente en cauces no estables donde la erosión de las riberas es activa y en cauces con pendiente media a moderada, muchas veces asociados con grandes avenidas.

Los flujos de escombros son importantes desde el punto de vista de prevención de desastre, puesto que ellos ocurren frecuentemente y muchas veces producen pérdida de vidas y propiedades. En el Apartado 5.3.1.1 se describe algunas medidas de control del flujo de escombros.

4.1.4 GEOMETRIA Y UBICACIÓN DE LA ESTRUCTURA DE DRENAJE TRANSVERSAL

La selección de la correcta geometría y ubicación de la estructura de cruce entre la carretera y la quebrada son consideraciones importantes para reducir los problemas de erosión en la estructura y reducir el potencial de inestabilidad de la quebrada.

A continuación se presenta algunos problemas que se presentan en la ubicación de las estructuras de cruce entre la quebrada y la carretera.

4.1.4.1 CURVAS DE LOS CAUCES

La ubicación de la estructura de cruce entre la carretera y la quebrada es importante debido a la inestabilidad inherente de la quebrada en algunas ubicaciones y debido a que el sistema de cruce puede contribuir a la inestabilidad.

En general, es preferible una estructura de cruce sobre un cauce recto debido a que los problemas de estabilidad son usualmente menores. La trayectoria del flujo bajo y alto (en el eje del cauce) es generalmente similar para un cauce recto, reduciéndose el riesgo de problemas relacionados al alineamiento y orientación de los pilares de la estructura de drenaje transversal y las superestructuras (ver figura 4.2).

Para una quebrada meándrica relativamente estable, la ubicación de la estructura de cruce en el punto de inflexión entre las curvas generalmente reduce el riesgo de los problemas de inestabilidad. En el punto de inflexión, la trayectoria de flujos bajos y altos son comparables (ver figura 4.2) y la ubicación de la estructura de cruce esta en una zona donde la deposición y erosión son usualmente moderados. Sin embargo, las medidas de control contra la migración de meandros pueden ser requeridas.

Más problemas hidráulicos ocurren cuando la estructura de cruce entre la quebrada y la carretera está cerca de la curva del cauce debido a que las curvas de los cauces son naturalmente inestables. Además, los escombros flotando tienden a incrementar los problemas en la curva del cauce que en la parte recta. **Otros problemas en las curvas de los cauces es el movimiento del eje del cauce, lo que puede producir socavación no anticipada en los pilares debido al cambio en la dirección y velocidades, además la distribución de velocidades no uniformes podría causar erosión en las curvas y en la parte externa de la ribera.**

También se ha observado que cuando la carretera está ubicada paralela al cauce de un río, y la estructura de drenaje transversal está cerca de la margen exterior de la curva del cauce de un río, hay tendencia a la erosión cerca a la estructura. Este tipo de ubicación se detalla en el Apartado 4.2.2.3.

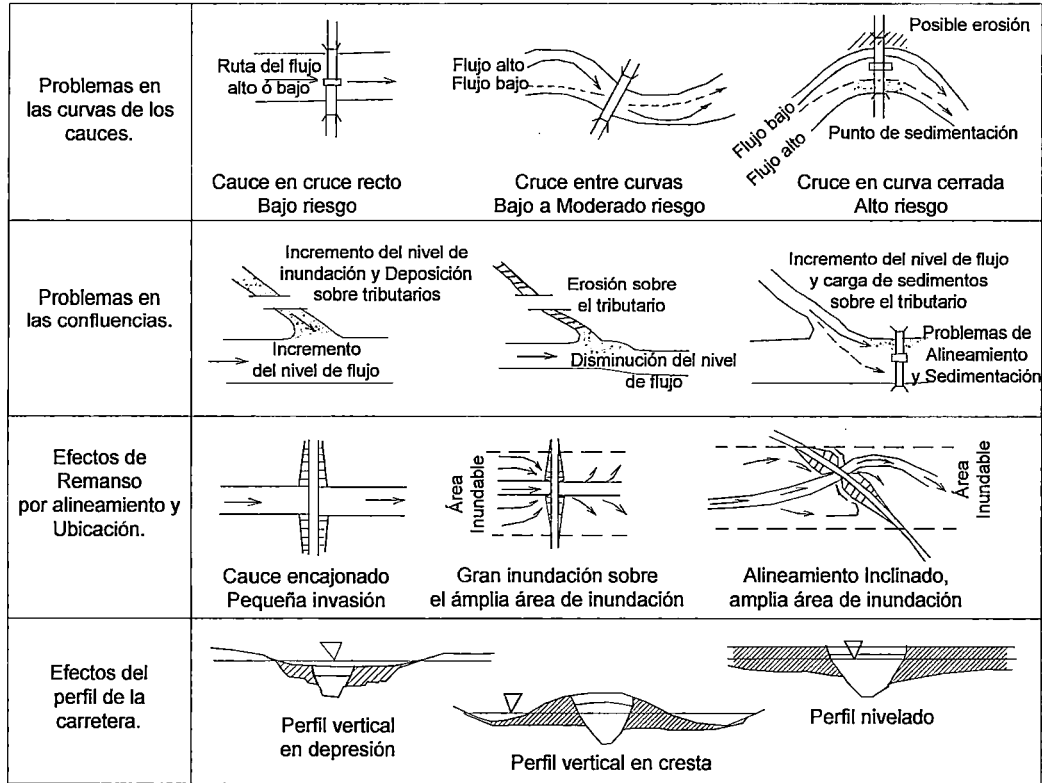


Figura 4.2 Factores de Ubicación de la Obra de Drenaje Transversal que Afectan la Estabilidad de la Quebrada.

4.1.4.2 PROBLEMAS EN LAS CONFLUENCIAS

Los problemas hidráulicos pueden también ser experimentados en los cruces cerca de las confluencias de las quebradas. Los cruces de cauces tributarios son afectados por el nivel del flujo.

La agradación (deposición de sedimentos) del cauce tributario puede ocurrir si el nivel del flujo del cauce principal es alto durante una inundación y la socavación en el tributario puede ocurrir si el nivel del flujo en el cauce principal es bajo. Similarmente, los problemas en la estructura de cruce en una quebrada grande puede producirse debido a la variación de la distribución del flujo y de las direcciones (ver figura 4.2).

4.1.4.3 EFECTOS DEL REMANSO EN EL ALINEAMIENTO Y LA UBICACIÓN

Se sabe que en el flujo que pasa a través de un estrecho cauce, la pérdida de la energía ocurre debido al incremento de pérdidas que se producen aguas abajo del estrechamiento. Esta pérdida de energía es reflejada por un incremento en el nivel del flujo y de la línea de energía aguas arriba del estrechamiento. Aguas arriba de la estructura de

cruce, el incremento en el nivel del flujo sobre la superficie normal del flujo (que podría existir sin la estructura de cruce) es debido al remanso producido por la estructura de cruce. Sin embargo, muchas estructuras de cruce no causan remanso aún en flujos altos.

Los Ingenieros hidráulicos están preocupados con el remanso, respecto a la inundación aguas arriba de la estructura de cruce, las cotas del remanso con respecto al perfil de la carretera y los efectos sobre la deposición de sedimentos aguas arriba, socavación alrededor del terraplén, socavación por contracción debido al estrechamiento, y socavación local en los pilares.

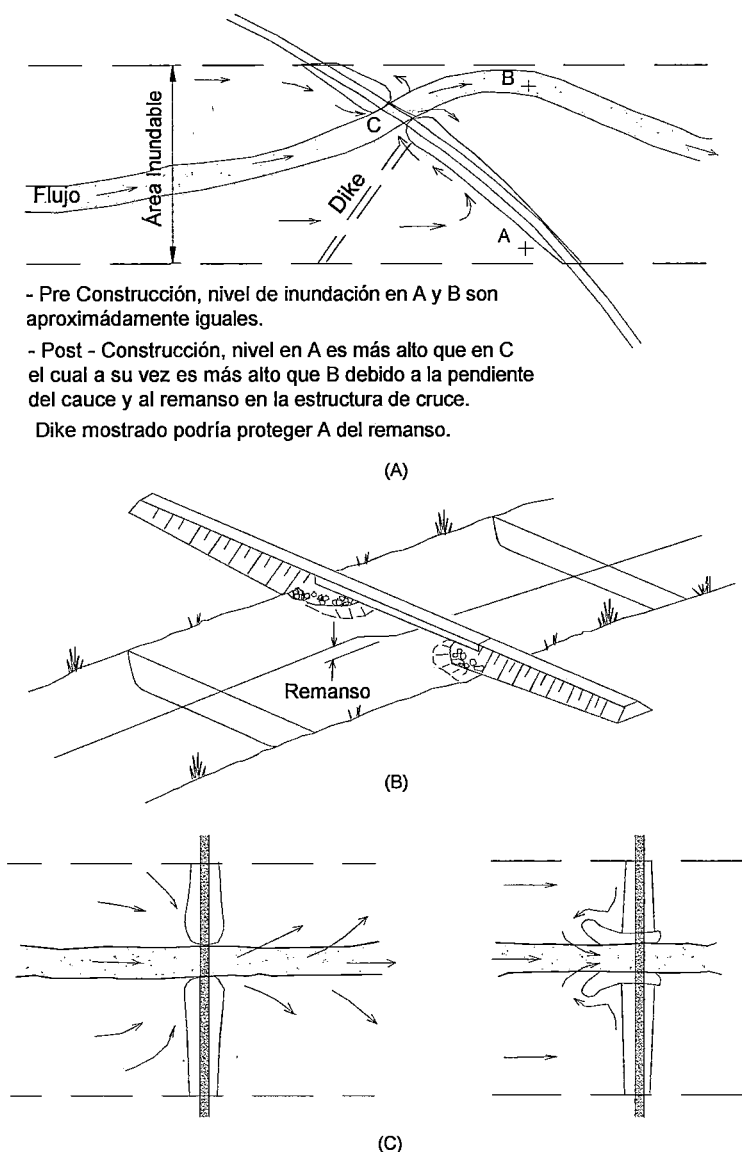


Figura 4.3 Efectos del Remanso Asociados con los Tres Tipos de Cruce en la Quebrada
A) Un inclinado alineamiento transversal en el área inundable.
B) Estrangulamiento del flujo del canal y
C) Estrangulamiento del flujo sobre riberas (Neil)

El efecto del alineamiento de las estructuras de cruce entre la quebrada y la carretera sobre condiciones de remanso es mostrado en la figura 4.3 los que están basados sobre:

- El remanso resultado de una gran inclinación o curvatura del terraplén de la carretera (ver figura 4.3A) puede ser bastante grande en una amplia área de inundación. En efecto, la estructura de cruce es ubicada arriba del valle y el nivel del flujo en el extremo aguas arriba de la proximidad de la carretera, como el punto A en la figura 4.3A, puede ser significativamente mas alto que en la estructura de cruce.
- El remanso en un cauce encajonado sin substancial flujo sobre la ribera (ver figura 4.3B) es generalmente pequeño, **pero la socavación por contracción y socavación local pueden ser severas**. El remanso es debido a la invasión en el cauce por la aproximación del terraplén y de los pilares ubicados en el cauce.
- El remanso resultado de un cruce normal en el valle donde el cauce se aproxima al terraplén que bloquea el flujo (ver figura 4.3C), puede ser significativo. **La socavación general y local pueden ser severas** si una significativa cantidad de flujo es desviada de un área de inundación hacia el ingreso de la estructura de cruce.

4.1.4.4 EFECTOS DEL PERFIL DE LA CARRETERA

Una estructura de cruce entre la quebrada y la carretera es un sistema de cruce que incluye a la quebrada, el área de inundación de la quebrada, la estructura de cruce y otras estructuras que invaden el área de inundación (estribos, terraplén, etc.). Todas las inundaciones que ocurren durante la vida del sistema de cruce pasarán a través de la estructura de cruce o a través de la estructura y sobre la carretera. **El perfil de la carretera y su alineamiento controla la cantidad del flujo que tiene que pasar a través de la estructura de cruce. La frecuencia de la inundación debería ser considerada en el diseño de los componentes de la estructura de cruce y puede influenciar en el perfil de la carretera y el alineamiento.**

La relación de nivel del flujo y la descarga para una quebrada, así como el remanso asociado con el diseño de la estructura de cruce son las consideraciones hidráulicas que se tiene que tener en cuenta para el establecimiento del perfil de la carretera.

Las alternativas de los perfiles dependen del lugar topográfico y otras consideraciones de la zona, como el uso de la tierra, requerimientos de tránsito, y el daño potencial de la inundación.

Las figuras 4.4a, b y c ilustran alternativas de perfiles, como curva vertical cóncava (depresión), curva vertical convexa (cresta) o un perfil recto de la carretera. Un aspecto importante de la curva vertical cóncava (depresión) como se muestra en la figura 4.4(a), es que la estructura de cruce se sumergirá antes que el desborde sobre la carretera ocurra; por lo tanto, se debería considerar la magnitud y probabilidad de ocurrencia del evento de inundación en el diseño de la sección de la estructura de cruce por donde circulará el flujo. Las estructuras de cruce en carreteras con perfil recto y curva vertical (depresión) son susceptibles a la acumulación de escombros sobre la superestructura, fuerzas de impacto, fuerzas flotante, **y acentuada socavación por contracción y socavación local.**

El perfil de la carretera en forma de curva vertical convexa (cresta) ilustrado en el figura 4.4b proporciona protección a la estructura de cruce en aquel evento donde el nivel del flujo en el punto mas bajo de la curva fluye sobre la carretera.

Si no se tiene en cuenta el perfil de la carretera, cuando la superestructura es sumergida (presión del flujo a través de la estructura de cruce), la socavación en los pilares se incrementa. En algunos casos la socavación local con la presión del flujo será dos o tres veces mas profunda que para un flujo que discurre libremente.

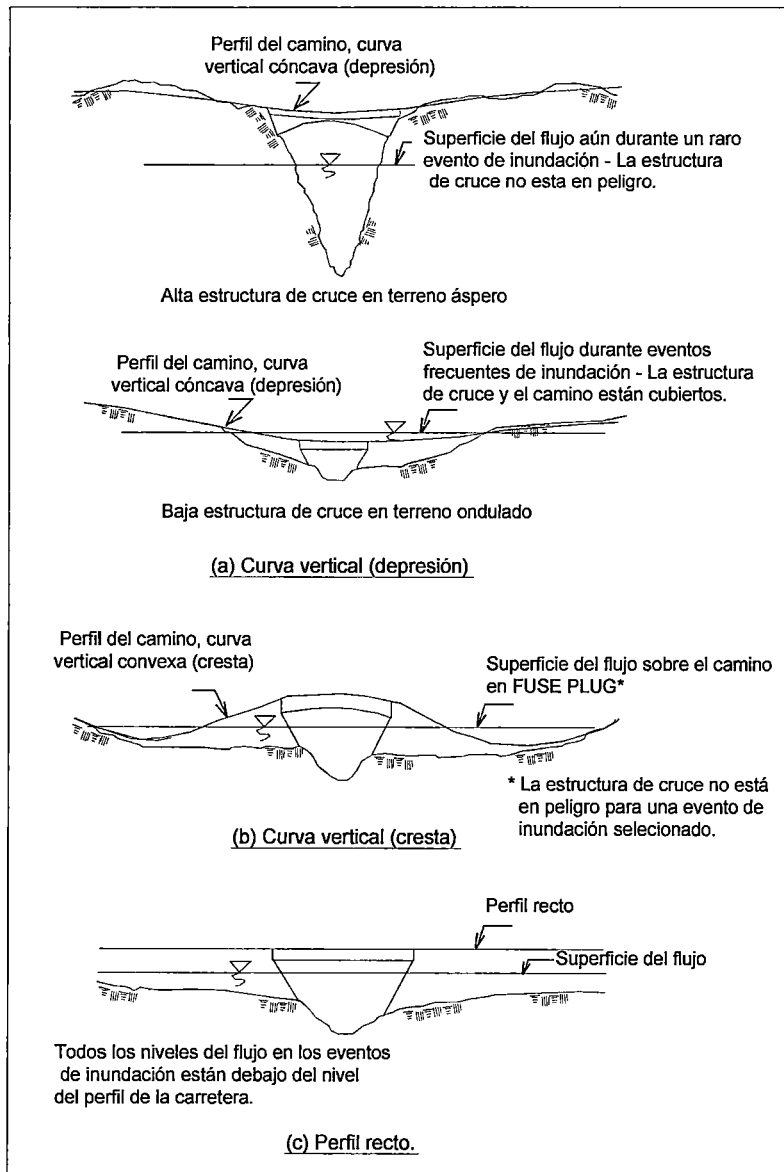


Figura 4.4 Varios Perfiles de la Carretera:
(a) Curva vertical Cóncava (depresión)
(b) Curva vertical Convexa (cresta)
(c) Perfil recto.

4.1.4.5 PRINCIPIOS PARA LA UBICACIÓN DE LAS ALCANTARILLAS

Como se mencionó anteriormente, en la presente tesis consideramos como estructuras de drenaje transversal menores a las alcantarillas, las cuales pueden estar o no ubicadas en una quebrada, en un riachuelo, etc. El siguiente texto, hablará de los principios a ser considerados en la ubicación de las alcantarillas.

Se entiende por ubicación de alcantarillas, a la alineación y la pendiente con respecto a la calzada y al curso de agua. La ubicación correcta es importante porque ejerce influencia sobre lo adecuada dimensión de la alcantarilla, la conservación de la alcantarilla, y el posible derrumbamiento de la calzada.

Cuando una alcantarilla toma el flujo de una quebrada para cruzar una carretera es importante conocer el comportamiento de la quebrada para una adecuada ubicación de la alcantarilla.

A pesar de que la instalación de cada alcantarilla constituye un problema distinto, los pocos principios que se exponen a continuación tienen aplicación en la mayoría de los casos.

Una alcantarilla es un conducto que continúa y substituye un curso de agua descubierto, en un lugar donde el curso de agua tropieza con un obstáculo artificial tal como una calzada, un terraplén o un dique. Es necesario tener en cuenta los terrenos lindantes, tanto en lo que concierne al embalse de agua curso arriba, **como a velocidades de descarga que ofrezcan seguridad para evitar socavación o sedimentación indebidas aguas abajo.**

Un curso de agua descubierto no es siempre estable. El recorrido del cauce puede variar, enderezándose en algunos puntos y volviéndose más sinuoso en otros. El fondo puede profundizarse como resultado de la erosión, o elevarse al depositarse sedimentos. Tanto la estabilidad como el caudal de las aguas pluviales en un curso de agua pueden variar como consecuencia de cambios en la utilización de la tierra aguas arriba, estos cambios pueden consistir en desmonte, forestación, urbanización, etc.

Como una alcantarilla es una línea fija en un curso de agua, es necesario el buen juicio del ingeniero para determinar la ubicación correcta de la estructura.

En cualquier caso, la mejor localización de una alcantarilla consiste en evitar que la corriente altere su curso cerca de los extremos del conducto, evitando con ello deslaves y la formación de remansos con los consecuentes gastos de conservación.

A. ALINEACIÓN

El primer principio para determinar la ubicación de una alcantarilla, consiste en dotar al curso de agua con una entrada directa y una salida directa. Cualquier cambio de dirección abrupto, en cualquiera de los extremos de la alcantarilla, retardará el flujo de la corriente y hará necesaria la construcción de una estructura de mayor tamaño.

Si la salida y entrada directa no existe, se puede obtener en una de las formas siguientes: un cambio en el cauce, una alineación sesgada, o una combinación de ambas. El costo de un cambio en el cauce puede compensarse parcialmente al poder usarse una alcantarilla más corta, o de diámetro menor. La alineación sesgada requiere una

alcantarilla más larga, pero esto generalmente se justifica por la mejora en las condiciones hidráulicas y por la seguridad de la calzada.

El segundo principio para determinar la ubicación de una alcantarilla, consiste en el empleo de precauciones razonables para evitar que el cauce de agua cambie su curso cerca de los extremos de la alcantarilla. De lo contrario, la alcantarilla podrá volverse inadecuada, causar embalse excesivo, y posiblemente hasta derrumbarse. Cualquiera de estos problemas puede ocasionar grandes gastos para la conservación de la carretera. **Los bordes del curso de agua pueden protegerse mejor contra la erosión y los cambios en el cauce**, mediante el uso de secciones terminales de acero, revestimiento con roca, plantación de césped, o pavimentación.

La elección de la pendiente de la estructura también puede tener influencia sobre la alineación de la alcantarilla. Véanse los métodos propuestos para elegir la alineación correcta en la figura 4.5.

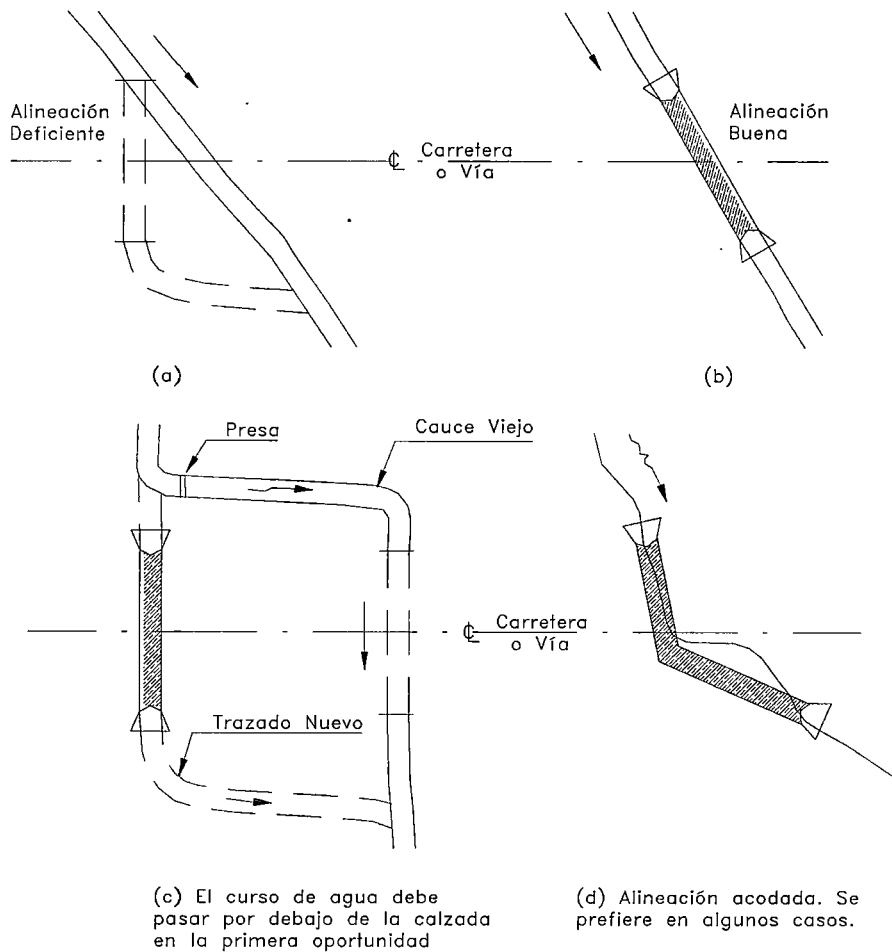


Figura 4.5 Varias Formas para Lograr la Alineación Correcta de la Alcantarilla.

B. PENDIENTE

La rasante ideal para una estructura de drenaje transversal es aquella que no produce sedimentación ni velocidades excesivas y erosión, que permite la menor longitud, y que hace más sencillo el reemplazo (ver figura 4.6).

Las velocidades altas producen erosión destructiva aguas abajo (ver fotos 4.19 y 4.20), y a la estructura misma de la alcantarilla, a menos que esté protegida. Las velocidades seguras para cauces de cursos de agua se indican en la Tabla 2.1.

La capacidad portadora de sedimentos, de un curso de agua, varía según el cuadrado de velocidades.

Se recomienda una pendiente de 1 o 2 por ciento para obtener una pendiente igual o mayor que el crítico, siempre que la velocidad esté comprendida dentro de límites admisibles. En términos generales, una pendiente mínima de 50 cm en 100 m evitará la sedimentación.

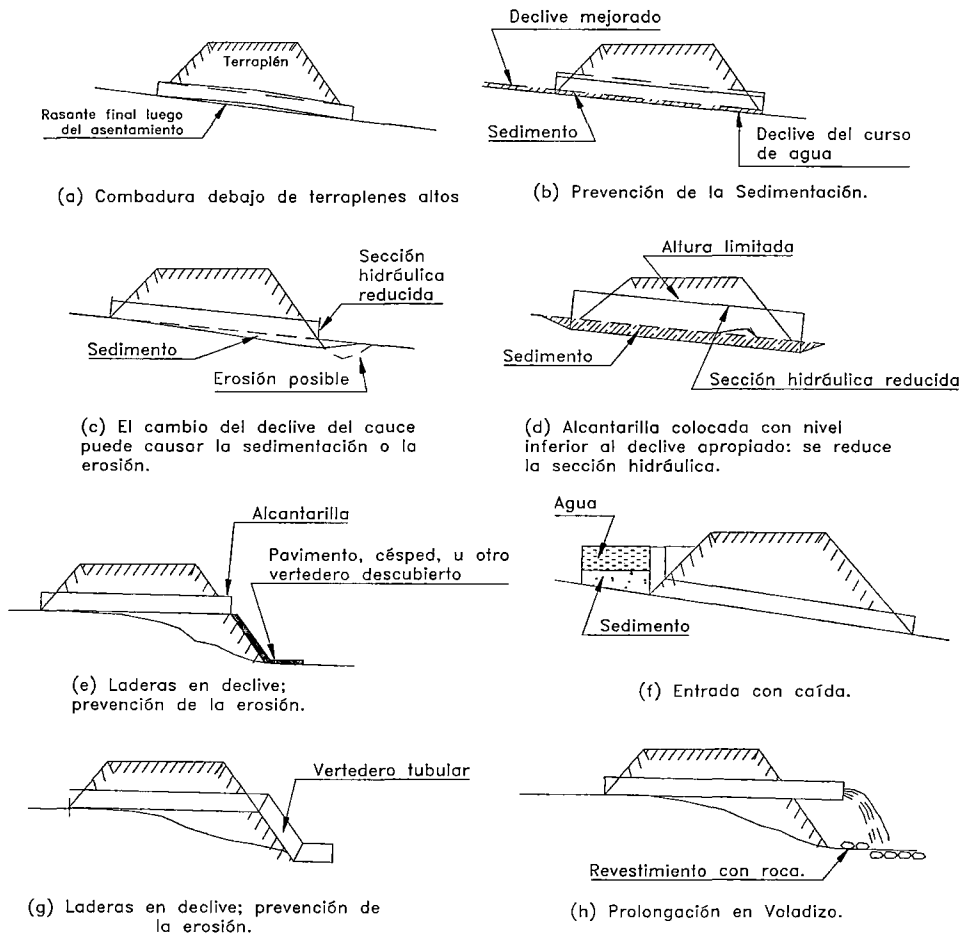


Figura 4.6 La Pendiente Apropia de las Alcantarillas es Esencial para el Funcionamiento Seguro de la Estructura.

4.1.5 CARACTERÍSTICAS DE LAS ESTRUCTURAS DE ENTRADA Y SALIDA DE LAS OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL

Generalmente se dan formas especiales en los extremos de las alcantarillas con el fin de reducir la erosión, retener el relleno del terraplén, mejorar el aspecto y el comportamiento hidráulico y lograr la estabilidad de los extremos.

Las estructuras de entrada sirven para proteger el terraplén de la erosión y si se diseñan adecuadamente pueden mejorar las condiciones del funcionamiento de la estructura de drenaje transversal.

La entrada debe regular el flujo hacia las obras de drenaje transversal con el mínimo de contracciones naturales del flujo.

Por otro lado, el mayor problema hidráulico en el extremo de la salida de la estructura de drenaje transversal es impedir la obstrucción causada por la sedimentación, el daño ocasionado por la socavación de la estructura de drenaje transversal y el terraplén, y la erosión del cauce aguas abajo de la estructura. Las altas velocidades son dañinas y deberán tenerse en cuenta al proyectar la estructura de drenaje transversal. En los apartados 4.2.1.3 y 4.2.2.4 se describen más acerca de la influencia de las estructuras de entrada y salida sobre la erosión que se presenta en las proximidades a las obras de drenaje transversal.

4.1.6 INFLUENCIA DE LAS ESTRUCTURAS ADYACENTES

En algunos casos, el trazo de una carretera se encuentra en desarrollo, por lo tanto, el flujo que sale de una estructura de drenaje transversal llegará al ingreso de otra estructura de drenaje transversal de la misma carretera; este sistema se le ha denominado en la presente Tesis como estructuras de drenaje transversal conectadas, tal como se detalla en el Apartado 4.2.1.5

Entre otras estructuras adyacentes a las estructuras de drenaje transversal se encuentran los canales de regadío, zanjas de coronación, etc; que muchas veces llevan el flujo con velocidades altas hacia la entrada y/o salida de las estructuras de drenaje transversal de la carretera, ocasionando erosiones cerca de éstas, este tipo de problemas se detalla en el Apartado 4.2.1.5.

4.1.7 CARACTERÍSTICAS DEL SISTEMA DE DRENAJE LONGITUDINAL ALREDEDOR DE LAS ESTRUCTURAS DE DRENAJE TRANSVERSAL

Como se sabe las fuentes del flujo superficial demandan el planteamiento de una evacuación ordenada según los sentidos del recorrido, ya sea longitudinal o transversal, para lo cual se ubican estructuras de drenaje longitudinal y transversal (ver Apartados 2.2.1.1 y 2.2.1.2) los cuales muchas veces llevan el flujo hacia un mismo punto de desagüe, por lo tanto la ubicación del sistema de drenaje longitudinal afecta a las estructuras de entrada o salida de las estructuras de drenaje transversal, a continuación se nombra algunos casos donde se presentan erosión cerca de la entrada o salida de la estructura de drenaje transversal:

- Cuando no hay una estructura de drenaje longitudinal adecuada, alrededor de la estructura de drenaje transversal.
- Entrega del flujo acumulado en las estructuras de drenaje longitudinal cerca a la estructura de drenaje transversal y en forma desordenada.

4.1.8 CARACTERÍSTICAS DEL LUGAR DONDE ESTA UBICADA LA ESTRUCTURA

Las características que a continuación se desarrollan están muy relacionadas con el análisis hidrológico que fue detallado en el Apartado 4.1.1, donde se anotó que con el aumento de la escorrentía aumenta el potencial de erosión.

4.1.8.1 CLIMA

Las condiciones del clima tienen un directo e indirecto impacto sobre la erosión. El más directo impacto es debido a la intensidad de lluvia y duración. Una muy intensa lluvia de corta duración es más dañina que una más larga lluvia de menor intensidad. La intensidad de lluvia y duración tienen un directo impacto sobre la cantidad de escorrentía generada. Estas características fueron descritas en el análisis hidrológico del Apartado 4.1.1. Indirectamente las condiciones climáticas también tienen impacto sobre la erosión. Las áreas donde se presentan lluvias más intensas muchas veces tienen mayor vegetación que protegen el suelo de la erosión, mientras regiones áridas con poca vegetación son más susceptibles a la erosión.

En algunas zonas con cierto tipo de clima puede ser necesario evitar actividades de construcción de terraplenes durante ciertos periodos o temporadas. Es común también evitar ciertas actividades de construcción, como trabajos en quebradas durante temporadas de intensa lluvia. Comúnmente, las condiciones climáticas son anticipadas y los lugares tienen que ser adecuadamente preparados.

4.1.8.2 CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS

Como se sabe los proyectos de envergadura (carreteras, túneles, centrales hidroeléctricas, etc.) necesitan fundamentalmente del concurso de la Geología para garantizar la estabilidad y duración de las mismas. Este concurso se traduce a un estudio del suelos y rocas infrayacentes así como la acción de los agentes geológicos. Más de una vez se ha tenido noticias de catástrofes por desestimar el concurso de la Geología en estas obras.

Las fuerzas geológicas del lugar donde se ubica la estructura de drenaje transversal también intervienen en la erosión que puede sufrir la estructura, especialmente cuando la estructura está ubicada en una quebrada, donde las características geomorfológicas del lugar influyen en la estabilidad de la quebrada (ver Apartado 3.2.2).

Asimismo, las carreteras ubicadas en zonas andinas presentan muchos problemas de erosión, afectando muchas veces a las estructuras de drenaje transversal, en los Apartados 3.1.2, 3.1.3 y 3.1.4 se describen el fenómeno de erosión y las formas como se manifiesta.

Con el estudio geológico se podrá identificar los problemas existentes y recomendar las medidas correctivas a los fenómenos de geodinámica externa e inestabilidad de

taludes, especialmente lo relacionado a la geodinámica externa (estudio de las modificaciones que experimenta la superficie terrestre por la acción de los agentes exteriores como el agua, viento, etc.). Siendo los eventos geodinámicos externos más comunes que se presentan en las carreteras ubicadas en zonas andinas los siguientes:

Deslizamientos.- Que son rupturas o desplazamientos pendiente abajo y hacia afuera, de pequeñas a grandes masas de suelos, rocas, rellenos artificiales, en un talud natural o artificial. Se caracterizan por presentar necesariamente un plano de deslizamiento o falla a lo largo del cual se produce el movimiento que puede ser lento o violento.

Derrumbes.- Caída repentina de una porción de suelo o roca por pérdida de la resistencia al esfuerzo cortante. No presenta planos o superficies de deslizamiento.

Huaycos.- Son corrientes de lodo de ocurrencia eventual, que consisten de flujos rápidos o avenidas intempestivas de aguas turbias que arrastran a su paso materiales de diferentes tamaños desde suelos finos hasta enormes bloques de rocas, así como maleza desplazándose a lo largo de un cauce definido con desbordes laterales. En su parte terminal se aparece conformando un cono o abanico.

Inundaciones.- Son desbordes laterales de las aguas de los ríos que cubren temporalmente terrenos bajos, adyacentes a sus riberas y que ocurren en época de intensas precipitaciones pluviales.

Erosión fluvial.- Es el desgaste que producen las fuerzas hidráulicas de un río que actúa sobre sus márgenes y en el fondo de los cauces con variados efectos colaterales.

Desprendimiento de rocas.- Son caídas violentas de fragmentos rocosos de diversos tamaños, en forma libre, saltos, rebotes y rodamientos por pérdida de cohesión. Ocurren en pendientes empinadas, de afloramientos rocosos muy fracturados y/o meteorizados, así como en taludes de suelos que contengan fragmentos rocosos en bloques sueltos sobre laderas.

Erosión de ladera .- Es un término bastante amplio que involucra varios fenómenos que pueden dividirse en **erosión de zanjas profundas**, remoción de escombros de talud, erosión de mantos, etc.

Hundimiento.- Es el movimiento vertical o descenso de una porción de suelo o roca que cede debido al deficiente drenaje, mala compactación diferencial, depresión de la napa freática entre otros.

4.1.8.3 CARACTERÍSTICAS DEL SUELO

La erosionabilidad del suelo depende de la textura, contenido de materia orgánica, estructura y su permeabilidad. La textura del suelo se refiere al tamaño y proporciones de las partículas en su composición. La gradación es un importante factor, un muy bien graduado suelo será mucho más difícil erosionar, en comparación a un suelo pobremente graduado. Las tres principales clases de partículas sólidas son arena, limo y arcilla. La materia orgánica mejora la estructura del suelo e incrementa la permeabilidad, la capacidad de retención del agua y la fertilidad del suelo. La materia orgánica consiste de plantas y animales de desecho en varias etapas de descomposición. La estructura del sólido que afecta la habilidad del sólido para extraer agua es el arreglo de las partículas sólidas en agregados, esto también tiene influencia en el valor de la infiltración del suelo y por tanto en el valor de la escorrentía. La permeabilidad del suelo es la medida de la

habilidad del aire y del agua para pasar a través del suelo; la permeabilidad es influenciada por la textura, contenido orgánico y estructura del suelo.

También es importante tener en cuenta que una de las principales características del suelo que interviene en la erosión de estructuras de drenaje transversal es la presencia del agua sobre éste.

Todas las obras relacionadas con la construcción de vías terrestres, han de hacerse de o sobre suelos o rocas que usualmente contienen agua. Las formaciones rocosas sanas suelen poder drenarse simplemente permitiendo que el agua salga libremente a zonas abiertas, tales como pozos de drenaje o túneles; estos materiales tienen la suficiente cohesión para permitir el paso del agua a su través sin que se produzcan erosiones nocivas. Pero los suelos o las rocas muy intemperizadas pueden ser fácilmente erosionados por las fuerzas que produce el agua al fluir a su través; si estos procesos se permiten sin restricción terminarán por desembocar en verdaderos problemas de **erosión interna y tubificación**. Así, todas las superficies a través de las que el agua salga al exterior deberán protegerse en los suelos, de manera que el agua puede aflorar con facilidad, pero buscando también que las partículas del suelo queden en su lugar.

En el Apartado 2.2.2.2 se encuentra más detalle acerca de la influencia del nivel freático en las estructuras de drenaje de carreteras.

Los materiales encargados de la doble misión de permitir el paso del agua hacia el exterior y de impedir el arrastre de las partículas del suelo protegido se llaman materiales de filtro o simplemente filtro.

SUELOS DEL PERU

Los suelos del Perú tienen gran variación en sus características, probablemente como ningún otro país en el mundo; ello se debe a la gran variabilidad de los factores que han intervenido en su formación. Así por ejemplo, considerando sólo el factor clima, este varía desde suave y seco, prácticamente sin lluvias, en la costa occidental, hasta la selva húmeda y calurosa del oriente peruano, en la cual la pluviosidad de ciertas zonas puede ser mayor de 5 metros al año.

SUELOS DE LA SIERRA ANDINA

En las pendientes occidentales de los Andes, la precipitación aumenta gradualmente y la vegetación se va haciendo más abundante con la elevación la temperatura decrece y el relieve se torna más quebrado. Las elevaciones sobre el nivel del mar varían desde menos de 2 000 m, en algunos de los valles interandinos, hasta más de los 5 000 m. En los muy elevados páramos de los Andes, en las áreas más altas sólo se encuentra la nieve y los glaciares, algunos de los cuales sobrepasan los 6 000 msnm.

Los suelos altoandinos se presentan de manera muy variable y discontinua: los suelos de valles se caracterizan por ser más profundos, de mayor fertilidad, menor riesgo de erosión y por el contrario los suelos de ladera se caracterizan por tener menor profundidad efectiva, menor fertilidad y mayor pendiente por tanto está más propenso a la erosión [45]. Las variaciones de temperatura, precipitación y humedad ambiental permiten clasificar las zonas de vida, donde existen 62 de las 103 zonas de vida reconocidas en todo el mundo.

La zona Altoandina presenta una gran diversidad de paisajes, aunque se reconocen algunos tipos como el paisaje de valles, colinas, laderas y planos de montaña, en ellos los suelos tienen diferentes características físicas y químicas, en todos ellos se observa el uso

inadecuado de los mismos, los cuales dan como consecuencia el desequilibrio de los recursos naturales, por ello es necesario tener un conocimiento profundo del suelo.

PROPIEDADES DEL SUELO EN LA ZONA ALTOANDINA

- La pendiente, donde el grado de inclinación del terreno determina el uso de la tierra para cultivos anuales, pasturas, forestales y de protección el cual oscila entre ligeramente inclinado (2 – 5%) en las mesetas hasta extremadamente empinado (mayor de 75%) en las laderas de la cordillera.
- La profundidad efectiva; el cual influye en la clasificación de aptitud de uso y selección de cultivos. Los cuales oscilan entre muy superficiales (menor de 0.25m) en las zonas muy erosionadas, especialmente en aquellas de pendientes muy pronunciadas o empinadas hasta muy profundos (mayor a 1.5m de profundidad) ubicados en las mesetas y valles interandinos.
- Textura; las texturas predominantes en las zonas altoandinas son: franco arenoso, franco, franco arcillo arenoso y franco arcilloso.
- Materia Orgánica; el contenido de materia orgánica varía entre medio (2 a 4%) a alto (mayor de 4%). Pero la mineralización de la misma es baja (1.0 %), lo cual da como consecuencia la acumulación de la materia orgánica.
- PH, el PH de estos suelos es fuertemente ácido (PH 4.5) a neutro (PH 7.3), con predominancia de la condición ácida (Reynel & Felipe 1987).

CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS DE LA SIERRA ANDINA

En esta región han sido reconocidos seis grandes grupos de suelos:

1. LITHOSOLES DE LAS PENDIENTES OCCIDENTALES (Pg)

En el lado occidental de los andes en altitudes comprendidas entre los 1 500 y 4 000 msnm, las pendientes son empinadas y varían de 30% a 100%. La pluviosidad es alrededor de 200 a 300 mm. por año. Los suelos en estas condiciones son superficiales y pedregosos, siendo utilizados en su mayor parte para ganado caprino, ovino y auquénido, con excepción de algunas áreas dispersas de relieve moderado que se encuentran bajo irrigación.

2. ASOCIACIÓN VALLES ANDINO (Si)

Los valles andinos se extienden entre alturas de 1 800 a 3 600 msnm y son generalmente empinados y angostos. La precipitación anual varía entre los 400 a 800 mm al año, durante el período comprendido entre los meses de Octubre a Abril. La temperatura anual media es de 14 °C a 16°C. Las heladas son comunes de Junio a Setiembre; hay heladas tempranas en Abril y tardías de Octubre a Diciembre.

El ancho de los valles es variable, generalmente alrededor de 2 a 3 Km con una faja aluvial angosta que corre a lo largo del mismo entre terrazas coluvio-aluviales, cortadas por abanicos aluviales y terrazas menores formadas por las distintas corrientes tributarias. Los suelos de las pendientes empinadas (20% a 50% o más) son Lithosólicos. **En muchos lugares la erosión acelerada es severa, constituyendo un serio problema.**

Los suelos de las terrazas y áreas altas donde el relieve es moderado son generalmente profundos, pardos rojizos oscuros, de textura media a fina, con poco

desarrollo del suelo y bien drenados, excepto en las áreas depresionadas de suelos Hidromórficos. El material madre está formado predominantemente por rocas volcánicas y sedimentarias, estas últimas generalmente calcáreas. Cuando el material madre es calcáreo, bajo las condiciones climáticas imperantes, los suelos formados son jóvenes y generalmente calcáreos, pudiendo ser neutros o ligeramente ácidos cuando se derivan de rocas volcánicas y sedimentarias no calcáreas.

Son suelos deficientes en nitrógeno y fósforo y ocasionalmente también deficientes en Potasio. El contenido de materia orgánica es generalmente menor del 2%. La deficiencia de elementos menores, especialmente Zinc y Manganeso, puede constituir un problema en los suelos con alto contenido de Cal.

Los valles interandinos son intensamente cultivados y de alta densidad de población. Debido a la precipitación relativamente baja y al largo período de sequía, es generalmente necesario el riego suplementario. Los cultivos predominantes son maíz, papas, cebada, trigo, alfalfa y quinua. En las partes bajas o en los valles libres de heladas (de 1 800 a 2 000 msnm) se cultivan caña de azúcar, cítricos, duraznos, etc.

3. ASOCIACIÓN PUNA (Sa)

Sobre los valles andinos y por debajo de los glaciares y picos de los Andes, se hallan las praderas andinas (Páramo Andino) llamadas "Punas", de topografía ondulada a quebrada y con alturas variables entre los 3 600 a 4 100 msnm. Generalmente están rodeadas e interceptadas por cerros y montes. El Clima es frío y semiárido con temperaturas medias anuales entre 5°C y 10°C. La precipitación anual media varía entre los 400 a 800 mm y la mayor parte de la misma ocurre entre Octubre y Abril. Las heladas pueden ocurrir en cualquier mes del año, aunque más frecuente desde Mayo a Agosto.

Los grupos principales de suelos de esta asociación son:

- a. Suelos Pardos oscuros superficiales, franco pedregosos a franco limo pedregosos
- b. Suelos Profundos bien drenados, pardos oscuros a negros, francos a francos limosos.
- c. Suelos Hidromórficos (mal drenaje) negros, de textura media a fina. Todos estos suelos son relativamente altos en materia orgánica y de reacción moderada a fuertemente ácidos. El material madre es derivado de una variedad de rocas ígneas y sedimentarias, incluyendo calizas.

A pesar del alto contenido de materia orgánica, el nitrógeno disponible es bajo debido al lento grado de descomposición de la materia orgánica. El fósforo disponible es también bajo y necesita ser aplicado para tener una buena producción de papas, cebada y quinua, que son los cultivos principales aunque la mayor parte de la tierra es dedicada al pastoreo de ovinos, vacunos y auquénidos.

4. ASOCIACIÓN TITICACA (Ct)

El área correspondiente a la cuenca del Lago Titicaca podría considerarse como parte de las praderas andinas (Asociación Puna); pero como ella presenta algunas características distintas, aún cuando la elevación de la zona está entre 3 800 a 4 000 msnm. El lago ejerce un efecto que suaviza las bajas temperaturas, permitiendo mejor adaptabilidad de cultivos. La topografía casi a nivel a ligeramente inclinada es otro factor que ha permitido su separación de los suelos de la Asociación Puna; sin embargo es posible encontrar en algunos lugares una topografía monticulada.

Los suelos se han formado en su mayoría de depósitos aluviales y lacustres relativamente recientes, siendo generalmente bien drenados. Tienen generalmente colores pardos oscuros a pardos gris oscuros, de textura media, superficiales a moderadamente profundos.

Son moderadamente ácidos a neutros y bajos en nitrógeno y fósforos. Existen áreas extensas de suelos Hidromórficos.

La cuenca de Lago Titicaca es una de la más intensamente cultivadas y de alta densidad de población. La agricultura en su mayor parte es de subsistencia, cultivando papas, cebada y quinua principalmente, aunque existen grandes extensiones dedicadas a pastos.

5. LITHOSOLES E HIDROMORFICOS DE LAS MONTAÑAS ALTAS (H)

Las praderas altas (Altos Páramos Andinos) entre los 4 000 y 5 000 m, se encuentran por encima de la Asociación Puna. El clima es frío y el relieve topográfico es quebrado a empinado. Los suelos son predominantemente Lithosoles Pedregosos con áreas extensas de suelos Hidromórficos (mal drenaje) en las depresiones. La tierra es aprovechada para pastoreo de Ovinos, Vacunos y Auquénidos.

Debido a las condiciones desfavorables de clima y suelo, existen pocas posibilidades para la producción pecuaria intensiva.

6. SUELOS DE LA REGION FRIGIDA

Los picos y montañas empinadas con elevaciones de 5 000 a más de 6 000 m, están cubiertos de nieve y hielo durante la mayor parte o todo el año. Los suelos son predominantemente Lithosoles y sin ningún valor agrícola.

4.1.8.4 COBERTURA CON VEGETACIÓN

La cobertura con vegetación es el factor más crítico que influencia en la erosión. La presencia de la vegetación proporciona los siguientes beneficios:

- Reduce el impacto de la caída de la lluvia
- **Reduce la velocidad de escorrentía**
- Proporciona integridad estructural del sólido en la raíz del sistema
- Filtra contaminantes y sedimentos de la escorrentía
- Incrementa la infiltración
- Incrementa la evapo-transpiración

Todos estos beneficios sustentan el principio de preservar y mantener la vegetación sobre el lugar para minimizar la erosión. Donde es posible, la vegetación existente incluye árboles y arbustos que deberían ser mantenidos en el lugar.

Para obtener un deseado comportamiento de la vegetación sobre la erosión se sugiere analizar los siguientes factores: tipo de vegetación, volumen y densidad de follaje, tamaño, ángulo de inclinación y aspereza de las hojas, altura total de la cobertura vegetal, presencia de varias capas diferentes de cobertura vegetal, tipo, forma, profundidad, diámetro, densidad, cubrimiento y resistencia del sistema de raíces, así como también considerar las características del suelo y pendiente del terreno (ver Apartado 5.4.3).

La vegetación temporal y permanente debería ser establecida tan pronto como sea factible después que un lugar es disturbado. Además que la cantidad de área disturbada y la duración de la exposición debería ser minimizado.

4.1.8.5 TOPOGRAFÍA – PENDIENTE

La topografía de un lugar tiene influencia sobre su potencial de erosión, en construcción de carreteras la pendiente y la extensión de la superficie inclinada son factores importantes en la erosión. Una empinada pendiente genera una velocidad del flujo más alto y tiende a concentrar flujos, formándose luego surcos o cárcavas (ver Apartado 3.1.2.1), mientras que con pendientes mas suaves, se reduce el potencial de erosión laminar por la reducción de la velocidad de la escorrentía y manteniendo el flujo laminar. Además, cuando se incrementa la longitud de la superficie empinada, el volumen de la escorrentía se incrementa. **En general inclinaciones más grandes que 30 metros son difíciles para estabilizar.**

La topografía de la quebrada y el área circundante también influye en el proceso de erosión. El tamaño, forma, e inclinación de la quebrada influye en la cantidad de escorrentía. Con el incremento de la escorrentía el potencial de erosión se incrementa (ver apartado 3.2.2.2). La orientación de la pendiente puede también impactar la habilidad para establecer la vegetación .

Los riesgos de erosión en las cuencas Alto Andinas son elevados debido a la topografía accidentada que presentan los terrenos.

4.2 CLASIFICACIÓN PROPUESTA DE EROSIONES TÍPICAS EN OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL DE CARRETERAS UBICADAS EN ZONAS ANDINAS

Se plantea la siguiente propuesta de clasificación de erosiones típicas en obras de drenaje transversal de carreteras ubicadas en zonas Andinas:

Erosión aguas arriba de la estructura de drenaje transversal

- Estructuras ubicadas en una quebrada.
- Erosión debido al flujo del sistema de drenaje longitudinal.
- Erosión del terraplén cerca al ingreso de la estructura de drenaje transversal.
- Estructuras ubicadas en cárcavas.
- Influencia de las estructuras adyacentes a la entrada de la obra de drenaje transversal.
- Presencia de flujos superficiales y/o subterráneos.

Erosión aguas abajo de la estructura de drenaje transversal

- Erosión debido al flujo del sistema de drenaje longitudinal.
- Erosión del terraplén cerca de la salida de la estructura de drenaje transversal.
- Erosión de la ribera de río que se encuentra cerca de la salida de la estructura de drenaje transversal.
- Erosión en la estructura de salida y en la protección en la salida de la obra de drenaje transversal.
- Presencia de flujos superficiales y/o subterráneos.

4.2.1 EROSIÓN AGUAS ARRIBA DE LA ESTRUCTURA DE DRENAJE TRANSVERSAL

4.2.1.1 ESTRUCTURAS UBICADAS EN UNA QUEBRADA

A continuación se describen algunos problemas de erosión que generalmente se presentan en las proximidades aguas arriba del cruce entre la carretera y la quebrada. Es importante considerar que la acción del flujo de escombros (ver apartados 3.1.4 y 4.1.3) y la estabilidad de la quebrada (ver apartado 3.2) influyen en el proceso de degradación (erosión) y agradación (deposición) del cauce de la quebrada, así como en la socavación por contracción y en el movimiento lateral del cauce.

A. SOCAVACIÓN TOTAL

La socavación total en una estructura de cruce entre la quebrada y la carretera está conformada principalmente de 3 componentes (degradación o agradación a largo plazo, socavación por contracción y socavación local), estos componentes se adicionan. Además, se debe considerar el movimiento lateral del cauce de la quebrada.

A.1 DEGRADACIÓN O AGRADACIÓN A LARGO PLAZO

La variación a largo plazo de las cotas en el lecho puede ser por la natural tendencia de la quebrada o por el resultado de algunas modificaciones de la quebrada. El lecho puede estar agradando (deposición), degradando (erosión) o estar en relativo equilibrio en las cercanías de la estructura de cruce entre la quebrada y la carretera.

Todos los materiales en el lecho de una quebrada se desgastan, esto es un problema que se presenta en el tiempo. Sin embargo, algunos materiales como el granito puede tomar cientos de años para desgastarse; mientras, quebradas con lecho arenoso se desgastan en la máxima profundidad de socavación en horas. Sin embargo, algunos materiales como la arenisca, lutita y otros materiales sedimentarios de lecho rocoso no se desgastan en horas o aún en días, sino se erosionan con el tiempo. Si la fuerza erosiva del agua se manifiesta, se erosionará parte de la estructura de cruce, el cual se encontrará en peligro a menos que la subestructura sea cimentada suficientemente profunda.

La erosión en lechos de materiales cohesivos y otros materiales consolidados es mas lento que en lechos de material arenoso, pero la final socavación del lecho de material cohesivo no será tan profunda como el que se presenta en el lecho arenoso no – cohesivo. También se tiene que tener en cuenta que la acción erosiva de varias avenidas principales produce socavación igual o más profunda que la socavación producida en el lecho de material arenoso.

Esto no significa que todos las cimentaciones de las estructuras de cruce tienen que ser ubicadas debajo de la profundidad de socavación calculada para quebradas de lecho no rocoso. Sin embargo, las quebradas de lecho rocoso también tienen que ser cuidadosamente evaluadas.

La agradación y degradación a largo plazo no incluye la erosión y sedimentación del lecho de la quebrada en las proximidades de la estructura de cruce que pueden ocurrir durante un evento (socavación por contracción y socavación local).

La tendencia a largo plazo puede cambiar durante la vida de la estructura de cruce. Los cambios pueden ser el resultado de procesos naturales o actividades del hombre. Estos cambios pueden deberse a cambios en el control, como presa (embalse), cambios en la descarga del sedimento, excavación y cambios geomorfológicos en el cauce como por ejemplo cambio de cauces meándricos a cauces entrelazados

El ingeniero tiene que evaluar el presente estado de la quebrada y entonces evaluar el potencial del futuro cambio en el sistema de la quebrada. De esta evaluación, los cambios del lecho a largo plazo pueden ser estimados. Más detalle de la evaluación estos cambios se puede encontrar en "Stream Stability at Highway Structures" [21]

A.2 SOCAVACIÓN POR CONTRACCIÓN

Es la socavación que resulta de la aceleración del flujo debido a causas naturales o a la contracción del flujo por la ubicación de la estructura de cruce o ambos.

La socavación por contracción también se presenta debido a las características de la ubicación de la estructura de cruce entre la quebrada y la carretera, como por ejemplo:

- Ubicación de la estructura de cruce en la curva del cauce de la quebrada, las curvas en los cauces son naturalmente inestables, tal como se describe en el Apartado 4.1.4.1. En este caso, los escombros flotando tienden a crecer los

problemas en el cauce con tramo en curva que en cauces rectos. **Otro problema en la curva del cauce incluye el movimiento del eje del cauce lo que puede producir socavación no anticipada en los pilares debido al cambio en la dirección y velocidades, además la distribución de las velocidades no uniformes podrían causar erosión en la curva del cauce y en la parte externa de la ribera, ver figura 4.7**

- Ubicación de la estructura de cruce aguas arriba de la confluencia entre el cauce principal con otros cauces. En este caso, el nivel de la superficie del flujo (aguas abajo) afectará al remanso del flujo sobre la estructura de cruce, la velocidad y la socavación.
- También se puede observar erosión en el terraplén cerca de la estructura de cruce por efectos del remanso debido al alineamiento de la estructura de cruce con respecto a la quebrada tal como se describe en el Apartado 4.1.4.3 (ver figura 4.7 y foto 4.1)
- Cuando no se ubica el eje de la estructura de cruce en la dirección del eje del cauce, sino a un costado de éste. Entonces el flujo no ingresa en forma libre hacia la estructura de cruce; por lo tanto, se producen erosiones en las proximidades de la estructura de cruce (ver figura 4.7 y foto 4.2)

La socavación por contracción involucra principalmente el retiro del material del lecho y las riberas, o de las áreas que se encuentran en las proximidades del lecho del cauce.

Otros factores que pueden causar la socavación por contracción son:

1. Estrechamiento natural del cauce
2. Grandes invasiones de los componentes de las estructuras de cruce (estribo, pilares, etc.) sobre el terreno inundable.
3. Formación de hielo y material de bloqueo.
4. Bermas naturales (terraplenes), a lo largo de las riberas debido a depósitos de sedimentos.
5. Escombros.
6. Crecimiento de la vegetación en el cauce o en el terreno inundable y
7. Presión del flujo.

La socavación por contracción es diferente a la degradación (erosión) a largo plazo, debido a que la socavación por contracción puede ser cíclico y/o esta relacionado al pase de una inundación.

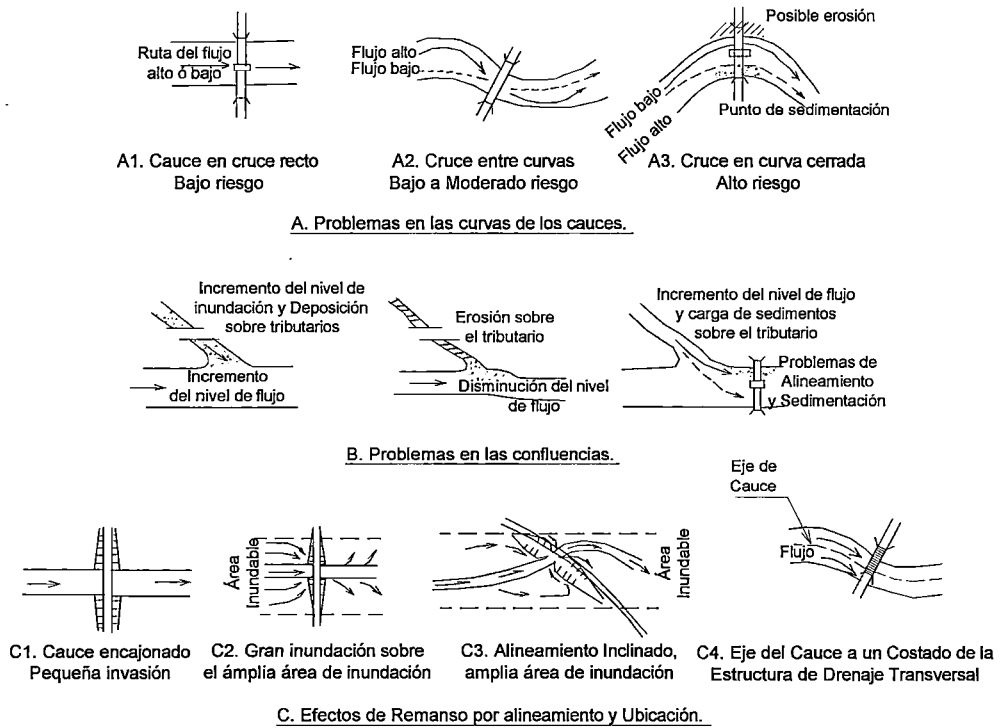


Figura 4.7 Factores de Ubicación que Influyen en la Socavación por Contracción.

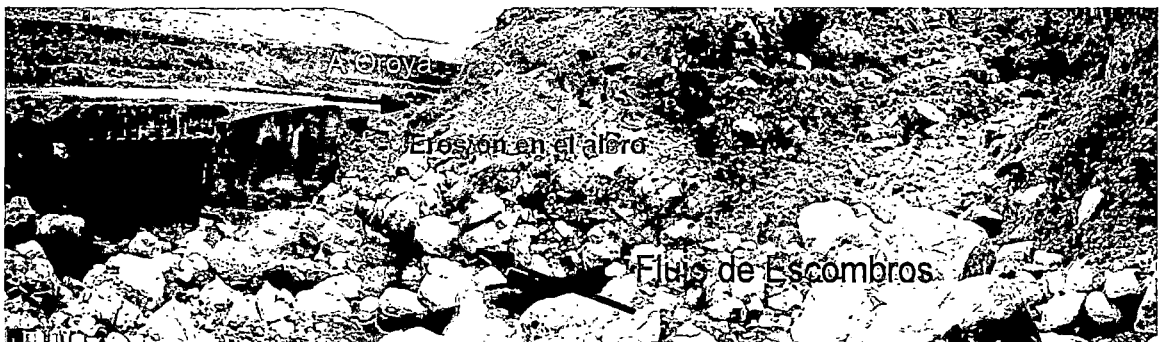


Foto 4.1 Se observa que el flujo de escombros que llega a la estructura de drenaje transversal ha dañado los alrededores de los aleros, comenzando a erosionar, debido a que la estructura de drenaje transversal hace que el flujo se contraiga para poder pasar por la estructura, y el flujo del remanso empieza a dañar el terraplén cercano a la estructura de cruce (Km. 7+850 de la Carretera La Oroya – Pte. Matachico).



Foto 4.2 Se observa que la dirección del eje del badén no coincide con la dirección del eje del cauce de la quebrada, por lo tanto, el flujo causa daño al badén en el punto donde el flujo es desviado por el badén (Km. 74+359 de la Carretera Lima – Canta).

A.3 SOCAVACIÓN LOCAL

La socavación local involucra el retiro del material alrededor de los pilares, estribos, espigones y terraplenes. Esto es causado por la aceleración del flujo que produce vórtices inducidos por la obstrucción del flujo en el pilar, estribo, espigón, etc. (ver figura 3.7).

Generalmente, la profundidad de la socavación local es mucho más grande que los tipos de socavaciones anteriormente descritas, muchas veces por un factor de diez. Sin embargo, si hay cambios principales en la quebrada como un gran embalse construido aguas arriba o aguas abajo de la estructura de cruce entre la quebrada y la carretera, o un severo enderezamiento del cauce de la quebrada, el cambio de la cota del lecho a largo plazo puede ser el más grande factor que interviene en la socavación total.

A.4 MOVIMIENTO LATERAL DEL CAUCE

Además de lo anterior, el movimiento lateral de la quebrada puede también erosionar las proximidades de la estructura de cruce entre la quebrada y la carretera. Del mismo modo, se presenta erosión debido al cambio del ángulo de aproximación del flujo a la estructura de cruce, entonces la socavación total se modificará.

Las quebradas son dinámicas, las áreas de concentración del flujo continuamente mueven las riberas. En quebradas meándricas que tienen la forma de S, el cauce se mueve lateralmente y aguas abajo. Una quebrada entrelazada tiene numerosos cauces que están continuamente cambiando; en una quebrada entrelazada, la socavación natural más profunda ocurre cuando los dos cauces llegan juntos o cuando los flujos llegan juntos aguas abajo de una isla o deposición (banco), la profundidad de la socavación observada es aproximadamente 1 o 2 veces la profundidad del flujo.

Una estructura de cruce es estática, está fija a la quebrada en un lugar en el tiempo y el espacio. En una quebrada meándrica donde su cauce se mueve lateralmente, se produce erosión aguas abajo de la estructura de cruce en las proximidades del terraplén, y afecta a la socavación local y por contracción debido a los cambios en la dirección del flujo. Se puede también presentar una quebrada de cauce entrelazado y dos cauces pueden llegar juntos al pilar o estribo de la estructura de cruce, incrementado la socavación.

Los factores que afectan el movimiento lateral de una quebrada y la estabilidad de la estructura de cruce son: la geomorfología de la quebrada (ver Apartado 3.2.2), la ubicación

de la estructura de cruce, características de la inundación, características del material del lecho y la ribera.

Es difícil anticipar cuando puede ocurrir un cambio en la forma del cauce, esto puede ser gradual o el resultado de un evento principal de inundación. Del mismo modo, la dirección y magnitud del movimiento de la quebrada no es fácilmente predecible.

4.2.1.2 EROSIÓN DEBIDO AL FLUJO PROVENIENTE DEL SISTEMA DE DRENAJE LONGITUDINAL

- CUANDO NO HAY UN SISTEMA DE DRENAJE LONGITUDINAL ADECUADO CERCA DE LA ESTRUCTURA DE DRENAJE TRANSVERSAL

Cuando no se ubican estructuras de drenaje longitudinal en lugares donde se requieren en las proximidades de las estructuras de drenaje transversal, el flujo proveniente de la carretera discurre por el terraplén produciendo erosiones sobre éste, especialmente cuando no se encuentra debidamente protegido.

- ENTREGA DEL FLUJO DEL SISTEMA DE DRENAJE LONGITUDINAL CERCA A LA ESTRUCTURA DE DRENAJE TRANSVERSAL EN FORMA DESORDENADA

Muchas veces las entregas del flujo de las estructuras de drenaje longitudinal no se protegen o se protegen en poca longitud, además algunas de estas entregas se encuentran cerca de las estructuras de entrada o salida de las estructuras de drenaje transversal, entonces se produce erosiones y el deterioro de las estructuras cercanas, ver figura 4.8 y Foto 4.3.

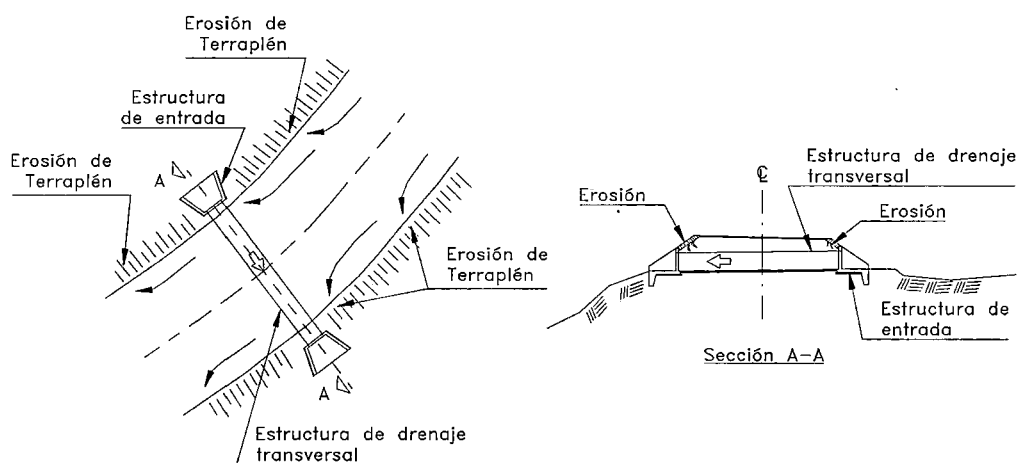


Figura 4.8 Erosión en el Terraplén cerca de la Estructura de Drenaje Transversal Debido al flujo del Sistema de Drenaje Longitudinal.

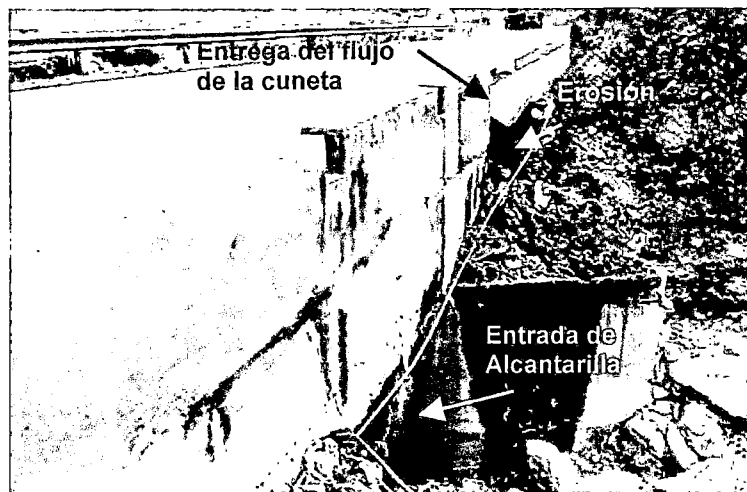


Foto 4.3 Se observa que el flujo que llega de la estructura de drenaje longitudinal a la estructura de drenaje transversal, produce erosión alrededor de la estructura de drenaje transversal (Km 2+460 de la Carretera La Oroya – Pte. Matachico).

4.2.1.3 EROSIÓN DEL TERRAPLÉN CERCA AL INGRESO DE LA ESTRUCTURA DE DRENAJE TRANSVERSAL

Como se mencionó anteriormente en el Apartado 4.2.1.1 sobre la **socavación por contracción**, se puede presentar erosión en el terraplén cerca de la estructura de cruce por efectos del remanso debido al alineamiento de la estructura de cruce con respecto al cauce de la quebrada.

Otra de las razones de la erosión en el terraplén que se encuentra cerca de la estructura de drenaje transversal es la presencia de flujo superficial de la carretera que discurre sobre el terraplén, el cual se incrementa con la ausencia de estructuras de drenaje longitudinal y especialmente cuando el perfil de la carretera se encuentra en tramo de curva horizontal y a la vez en una curva vertical en depresión, ver figura 4.9 y foto 4.12.

También se produce erosión en el terraplén debido a la ausencia de las estructuras de entrada y salida de las obras de drenaje transversal, ya que éstos protegen al terraplén de la erosión. Por ejemplo, los muros de ala retienen el material e impide la erosión del terraplén, dan estabilidad estructural a los extremos de la estructura de drenaje transversal al actuar como contrapeso para una posible fuerza de empuje hacia arriba cuando la estructura de drenaje transversal está sumergida y ayudan a evitar la cavitación.

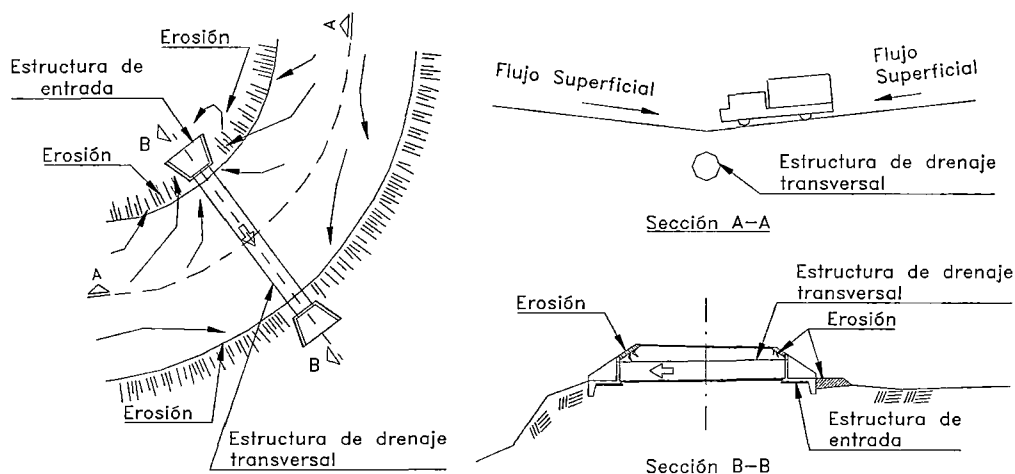


Figura 4.9 Erosión que se Presenta en la Zona donde el Eje del Trazo de la Carretera se encuentra en Curva horizontal y en un Punto Bajo.

4.2.1.4 ESTRUCTURAS UBICADAS EN CÁRCAVAS

Muchas veces las estructuras de Drenaje Transversal sirven para evacuar el flujo proveniente de las cárcavas, cuando no hay debida protección en la entrega del flujo de las cárcavas se produce erosión en los alrededores de la estructura de entrada de la obra de drenaje transversal como se observa en la foto 4.4.

También se observó en otros casos, que en las cárcavas se ubican estructuras tipos rápidas que no captan totalmente el flujo proveniente de la cárcava y se produce flujos paralelos a la rápida produciéndose socavaciones en los alrededores de las rápidas (ver fotos 4.5 y 4.6) debido a la ubicación de estas estructuras sobre terreno de pendiente empinada y suelo inestable, lo que luego produce fallas en estas estructuras.

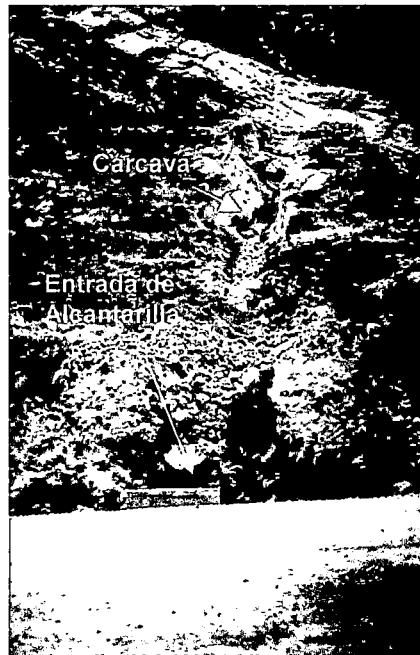


Foto 4.4 Se observa que la estructura de drenaje transversal recibe flujo de cárcava, lo que produce daño a la estructura (Km. 12+476 de la Carretera La Oroya – Pte. Matachico).



Foto 4.5 Se observa que sobre la cárcava se ubica una rápida, el cual presenta erosión en los alrededores, debido a los flujos que discurren paralelamente sobre el suelo inestable.

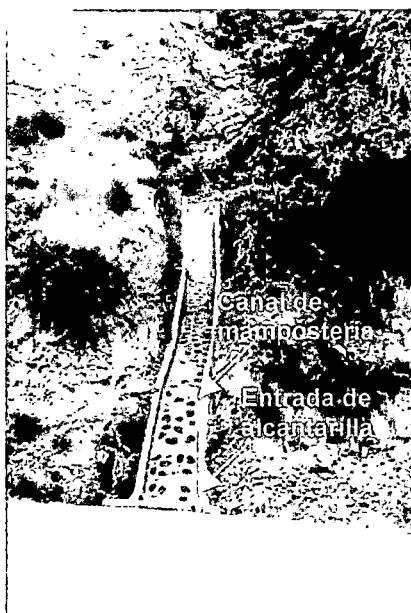


Foto 4.6 Se observa que sobre la cárcava se encuentra un canal de mampostería el cual presenta fisuras en algunas zonas, debido a que el canal de material rígido se apoya sobre un terreno inestable de depósitos fluvio-glaciales, formándose surcos alrededor del canal, estos surcos se forman debido a la erosión hídrica que se presenta en el suelo (Km. 56+902 de la Carretera La Oroya – Pte. Matachico).

4.2.1.5 INFLUENCIA DE LAS ESTRUCTURAS ADYACENTES A LA ENTRADA DE LA OBRA DE DRENAJE TRANSVERSAL

Como se mencionó anteriormente, las obras de drenaje transversal pueden recibir flujo de las cárcavas, sobre estas cárcavas muchas veces se ubican estructuras tipo rápidas, los cuales presentan socavaciones a los costados de éstas. Luego, estas socavaciones dañan a la estructura de drenaje transversal.

Entre otras estructuras que se ubican aguas arriba de las obras de drenaje transversal están los canales de regadío y zanjales de coronación, los cuales también algunas veces presentan problemas de erosión como se describe a continuación.

A. ESTRUCTURAS QUE LLEVAN FLUJO DE REGADÍO A LA ENTRADA DE LA OBRA DE DRENAJE TRANSVERSAL

Muchas veces se ubican canales de regadío sobre terrenos empinados y suelos erosionables, los cuales llevan flujo con velocidad alta hacia el ingreso de las estructuras de drenaje transversal de la carretera, ocasionando erosiones cerca de la estructura de ingreso, ver foto 4.7.

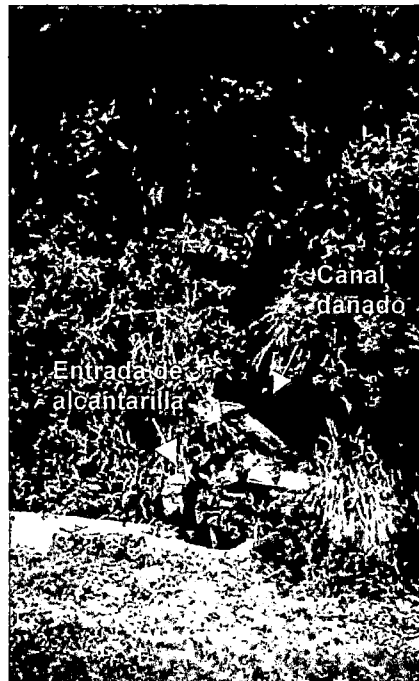


Foto 4.7 Se observa que el canal de riego deja el flujo en la entrada de la estructura de drenaje transversal, el canal ha fallado debido a la presencia de filtraciones sobre el terreno que se apoya (Km. 68+500 de la Carretera Lima – Canta).

B. ZANJAS DE CORONACIÓN QUE LLEVAN FLUJO CERCA A LA ENTRADA DE LA ESTRUCTURA DE DRENAJE TRANSVERSAL

Muchas veces se entrega el flujo proveniente de las zanjas de coronación hacia el ingreso de la estructura de drenaje transversal, estas entregas se hacen sobre taludes inestables, los que en su mayoría se identifican como: erosión hídrica, derrumbe, deslizamiento de tierras o derrumbe provocado. Asimismo, la presencia de las aguas subterráneas en los taludes y los procesos de Geodinámica externa (ver Apartado 4.1.8.2) son factores desestabilizadores de los taludes.

Por tanto, se produce erosión debajo de la zanja de coronación y la estructura de entrada de la obra de drenaje transversal se encuentra en peligro de erosionar, ver fotos 4.8 y 4.9.

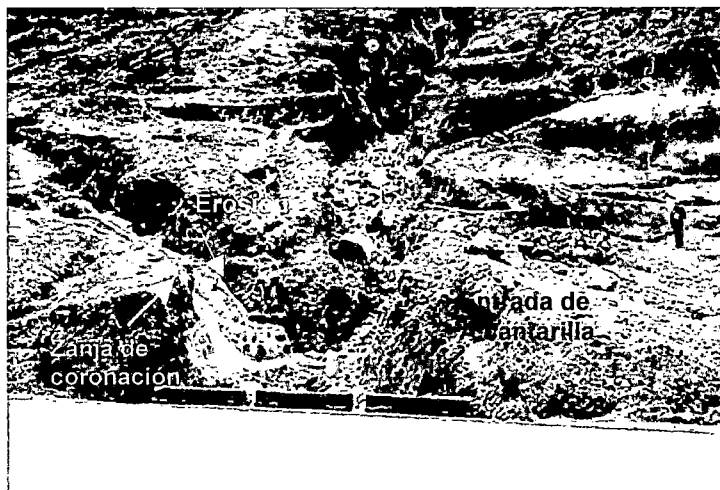


Foto 4.8 Se observa que hay zanjas de coronación cerca al ingreso de la estructura de drenaje transversal, los cuales sufren erosión en sus alrededores (Km. 1+990 de la Carretera La Oroya – Pte. Matachico).

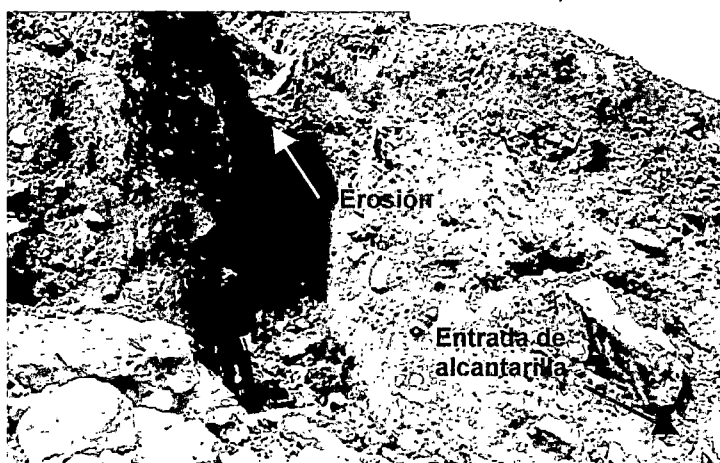


Foto 4.9 Se observa que la entrega del flujo de la zanja de coronación cerca de la entrada de la estructura de drenaje transversal, no se encuentra protegida, entonces se encuentra erosionando en forma regresiva (Km. 2+022 de la Carretera La Oroya – Pte. Matachico).

C. EROSIÓN DEBIDO AL FLUJO PROVENIENTE DE OTRA OBRA DE DRENAJE TRANSVERSAL UBICADA AGUAS ARRIBA (SISTEMA DE ESTRUCTURAS DE DRENAJE TRANSVERSAL CONECTADAS)

Debido a la topografía de la zona Andina del país, muchas veces el trazo de las carreteras presenta curvas de vuelta, donde el flujo que sale de una estructura de drenaje transversal llegará afectar a otra estructura de drenaje transversal ubicada aguas abajo, y así sucesivamente dependiendo si el trazo de la carretera presenta mas curvas de vuelta. Por lo tanto, la estructura de drenaje transversal lleva un caudal acumulativo y cuando no se lleva ordenadamente el flujo de una estructura de drenaje transversal a otra, dependiendo de las características del flujo (velocidades altas) y del terreno (suelo

inestable, pendiente empinada) se producirá erosiones alrededor de la estructura de drenaje transversal, ver figura 4.10 y foto 4.10.

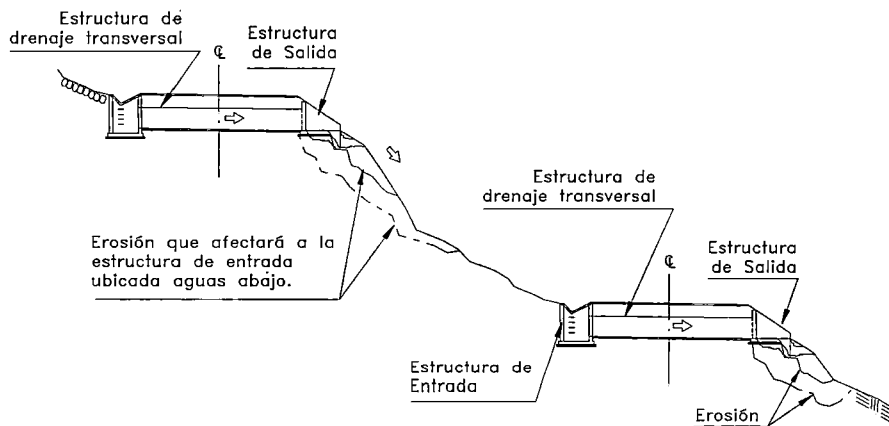


Figura 4.10 Sistema de Estructuras de Drenaje Transversal que se Encuentran Conectadas.

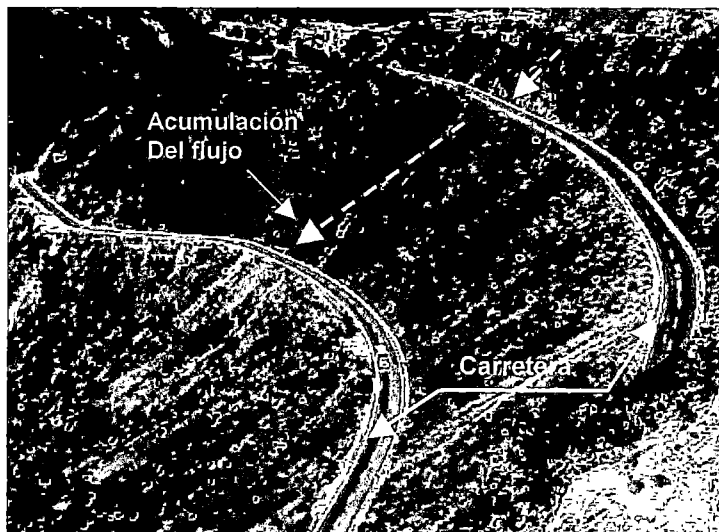


Foto 4.10 Se observa que el trazo de la carretera se encuentra en desarrollo, por tanto, el flujo que sale de una estructura de drenaje transversal afectará a la carretera y/o a otra estructura de drenaje transversal que se encuentra aguas abajo.

4.2.1.6 PRESENCIA DE FLUJOS SUBSUPERFICIALES Y/O SUBTERRÁNEOS

Cuando una carretera se encuentra en corte muchas veces hay presencia de flujos subterráneos y/o subsuperficiales que producen inestabilidad en la carretera y por lo tanto puede producir inestabilidad en la estructura de drenaje transversal y otras estructuras adyacentes.

Del mismo modo, algunas veces cerca de las estructuras de drenaje transversal se presentan los fenómenos de tubificación y erosión interna, los cuales se describen a continuación.

Todas las obras conectadas con la construcción de vías terrestres, han de hacerse de o sobre suelos o rocas que usualmente contienen agua. Las formaciones rocosas sanas suelen poder drenarse simplemente permitiendo que el agua salga libremente a zonas abiertas, tales como pozos de drenaje o túneles; estos materiales tienen la suficiente cohesión para permitir el paso del agua a su través sin que se produzcan erosiones nocivas. Pero los suelos o las rocas muy intemperizadas pueden ser fácilmente erosionados por las fuerzas que produce el agua al fluir a su través; si estos procesos se permiten sin restricción terminarán por desembocar en verdaderos problemas de **erosión interna y tubificación**. Así, todas las superficies a través de las que el agua salga al exterior deberán protegerse en los suelos, de manera que el agua puede aflorar con facilidad, pero buscando también que las partículas del suelo queden en su lugar.

4.2.2 EROSIÓN AGUAS ABAJO DE LA ESTRUCTURA DE DRENAJE TRANSVERSAL

4.2.2.1 EROSIÓN DEBIDO AL FLUJO PROVENIENTE DEL SISTEMA DE DRENAJE LONGITUDINAL

- CUANDO NO HAY UN SISTEMA DE DRENAJE LONGITUDINAL ADECUADO CERCA DE LA ESTRUCTURA DE DRENAJE TRANSVERSAL

Al igual que en la entrada de la estructura de drenaje transversal, también en los alrededores de la estructura de salida, cuando no se ubican estructuras de drenaje longitudinal en lugares donde se requieren, el flujo proveniente de la carretera discurre por el terraplén produciendo erosiones sobre éste. Ver Foto 4.11



Foto 4.11 Se observa que debido a la ausencia de las estructuras de drenaje longitudinal, el flujo que discurre sobre la plataforma de la carretera llega cerca a la estructura de drenaje transversal, ocasionando erosión alrededor de ésta (Km. 6+787 de la Carretera La Oroya – Pte. Matachico).

- ENTREGA DEL FLUJO DEL SISTEMA DE DRENAJE LONGITUDINAL CERCA A LA ESTRUCTURA DE DRENAJE TRANSVERSAL EN FORMA DESORDENADA

Muchas veces al igual que en la entrada de la estructura de drenaje transversal, cerca de la salida de la estructura, las entregas del flujo acumulado del drenaje longitudinal no se protegen o se protegen en poca longitud sin llevar a un dren natural (rió, quebrada, etc.) o a un lugar seguro. Por lo tanto, estas entregas están cerca de las estructuras de salida de las obras de drenaje transversal, lo cual producen erosiones y el deterioro de las estructuras cercanas, ver figura 4.8.

4.2.2.2 EROSIÓN DEL TERRAPLÉN CERCA DE LA SALIDA DE LA ESTRUCTURA DE DRENAJE TRANSVERSAL

Los problemas de erosión en el terraplén cerca de la salida de la estructura de drenaje transversal son casi similares a los que se presentan en la entrada de la estructura de drenaje transversal.

Una de las razones de la erosión es la presencia del flujo superficial de la carretera que discurre sobre el terraplén, el cual se incrementa con la ausencia de estructuras de drenaje longitudinal y especialmente cuando el perfil de la carretera se encuentra en tramo de curva horizontal y en el punto bajo de una curva vertical, ver figura 4.9.

También se produce erosión en el terraplén por la ausencia de estructuras de entrada y salida de las obras de drenaje transversal, ya que éstos protegen al terraplén de la erosión; por ejemplo, los muros de ala retienen el material e impide la erosión del terraplén, dan estabilidad estructural a los extremos de la estructura de drenaje transversal al actuar como contrapeso para una posible fuerza de empuje hacia arriba cuando la estructura de drenaje transversal está sumergida y ayudan a evitar la cavitación. Ver Foto 4.12.

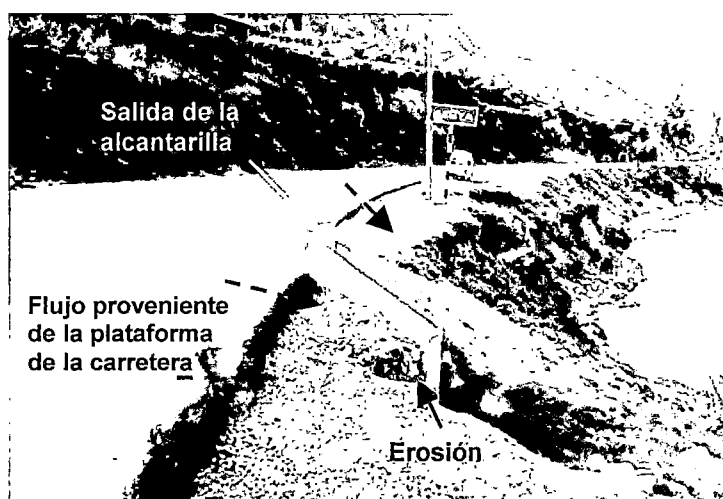


Foto 4.12 Se observa que el flujo de la plataforma se concentra en la parte de la curva de la carretera y daña el terraplén cercano a la alcantarilla, comenzando a producir pequeños canalitos a los costados de la alcantarilla (Km. 59+323 de la Carretera La Oroya – Pte. Matachico).

4.2.2.3 EROSIÓN DE LA RIBERA DE RÍO QUE SE ENCUENTRA CERCA DE LA SALIDA DE LA ESTRUCTURA DE DRENAJE TRANSVERSAL

La erosión de la ribera de río ocurre tanto en los tramos rectos como en los tramos curvos (ver foto 4.13) y este efecto se extiende a las corrientes tributarias aguas arriba del sitio de la explotación de materiales. El volumen total de material erosionado depende de la longitud de la corriente, su forma, pendiente y características geotécnicas del lecho y de los taludes de las riberas.

En la margen exterior de una curva fluvial hay tendencia a la erosión; por el contrario, en la curva interior hay tendencia a la sedimentación (ver foto 4.14). Estos son fenómenos propios de la dinámica fluvial, los cuales fueron descritos en el Apartado 3.1.4.2.

Muchas veces la estructura de salida de la obra de drenaje transversal se encuentra muy cerca de las riberas de los ríos (ver foto 4.15); por lo tanto, cuando éstas riberas se encuentran erosionando dañan a las estructuras de salida de las obras de drenaje transversal, agravándose el problema cuando la estructura se encuentra en la margen exterior de una curva fluvial, ver fotos 4.16, 4.17 y figura 4.11



Foto 4.13 Se observa que la margen izquierda del río chillón ha erosionado dañando la plataforma de la carretera en las proximidades del Km. 58+575 de la Carretera Lima-Canta durante el evento del fenómeno "El Niño" de 1998.

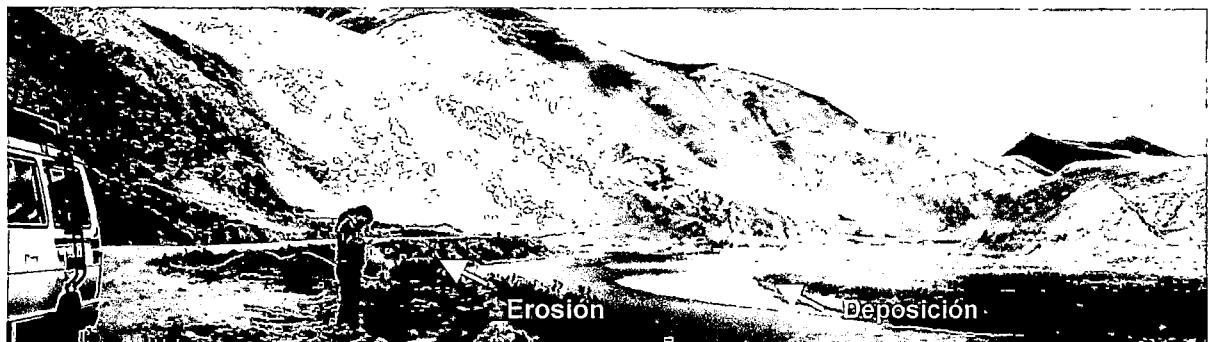


Foto 4.14 Se observa Sedimentación y Erosión en la Curva del Cauce del Río Mantaro (deposición en la margen derecha del río Mantaro, que fuerza al flujo a pasar en mayor cantidad por la margen izquierda en el tramo del Km. 19+750 al Km. 19+900 de la Carretera La Oroya – Pte. Matachico).

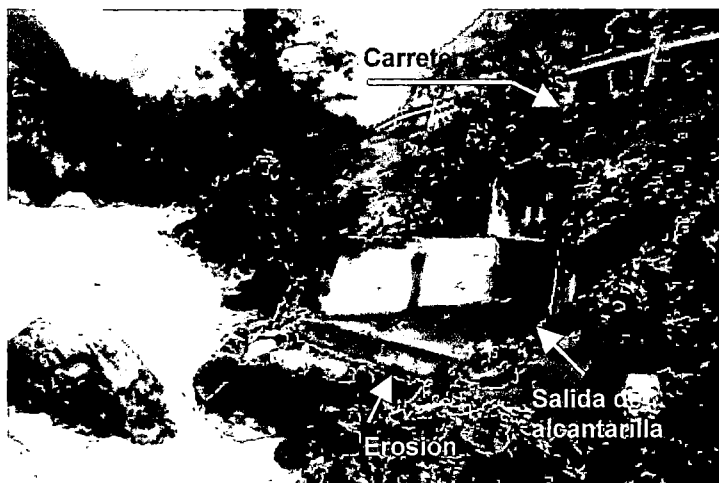


Foto 4.15 Se observa que la salida de la estructura de drenaje transversal se encuentra muy cerca de la ribera del Río Chillón (Km. 69+500 de la Carretera Lima – Canta).



Foto 4.16 Se observa que la salida de la estructura de drenaje transversal se encuentra en la parte de la curva del cauce del río Chillón, produciéndose Erosión alrededor de la estructura (Km. 70+374 de la Carretera Lima – Canta).

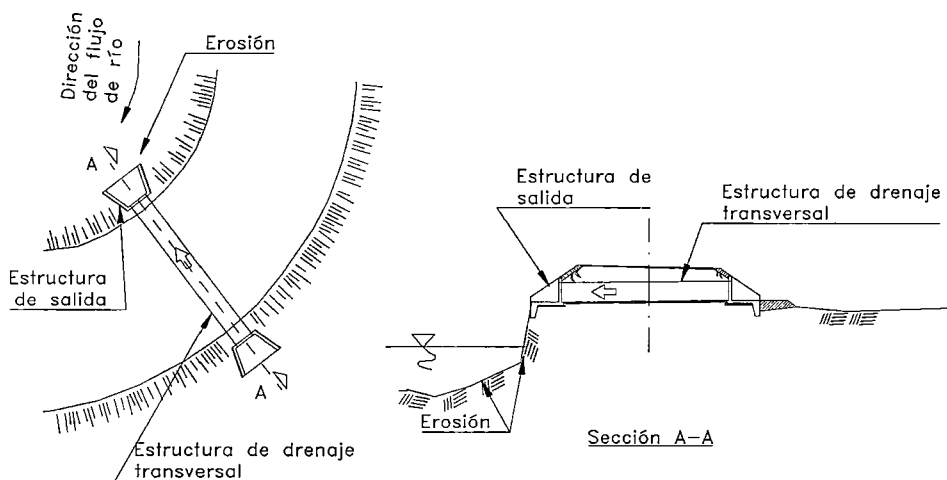


Figura 4.11 Erosión en la Salida de la Estructura de Drenaje Transversal Cerca a la Curva del Cauce del Río.

4.2.2.4 EROSIÓN EN LA ESTRUCTURA DE SALIDA Y EN LA PROTECCIÓN EN LA SALIDA DE LA OBRA DE DRENAJE TRANSVERAL

El mayor problema hidráulico en el extremo de la salida de la estructura de drenaje transversal es impedir la obstrucción causada por la sedimentación, el daño ocasionado por la socavación de la estructura de drenaje transversal y el terraplén, y la erosión del cauce aguas abajo de la estructura. Las altas velocidades son dañinas y se debe tener en cuenta cuando se proyecta la estructura de drenaje transversal. **Lo ideal sería que la velocidad en el cauce aguas abajo fuese la misma que antes de construir la estructura de drenaje transversal, por esta razón, la forma de la salida no tiene por qué ser igual que en la entrada, debido a que satisfacen funciones distintas.**

En el caso que la velocidad de salida sobrepase los límites admisibles será necesario dar un tratamiento especial a la salida con el fin de proteger el cauce aguas abajo y disipar la energía.

La figura 4.12 muestra tres variantes de las corrientes de salida: sumergida, regulada y libre. Si el flujo es bueno, la salida estará libre y se mantendrá la velocidad alta en la transición. **Esto podrá exigir la protección del lecho y de las márgenes contra la socavación y la acción de los remolinos.**

En la presente Tesis, se van a adoptar las ubicaciones de las estructuras de salida y estructuras de protección en la salida de la obra de drenaje transversal como se esquematiza en la figura 4.13.

Los problemas que se describen a continuación sobre la erosión en la estructura de salida y la estructura de protección en la salida de la obra de drenaje transversal, también se presentan en un sistema de estructuras de drenaje transversal conectadas (sistema que es descrito en el Apartado 4.2.1.5).

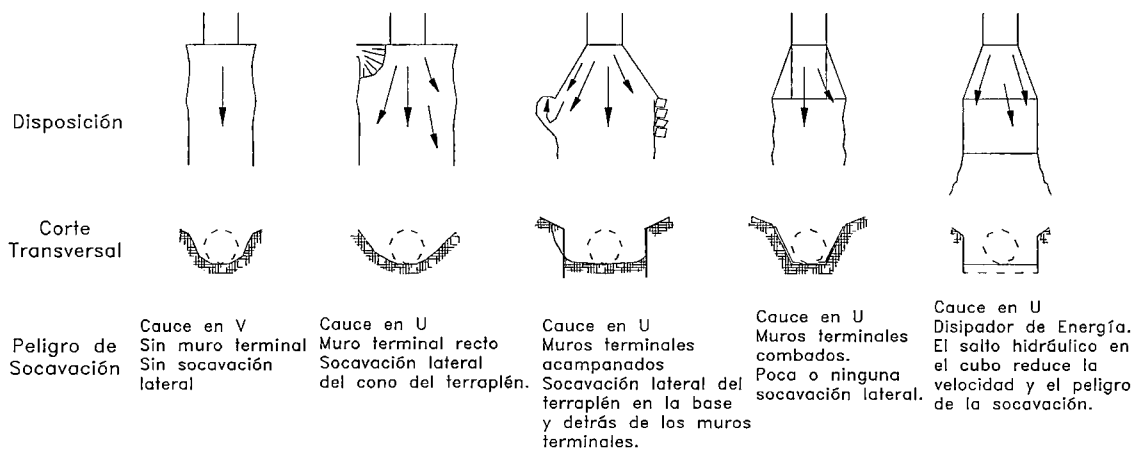


Figura 4.12 Influencia de la Forma de la Transición sobre el Peligro de Socavación Lateral en la Salida de la Alcantarilla, basada en la Práctica Usual en California.

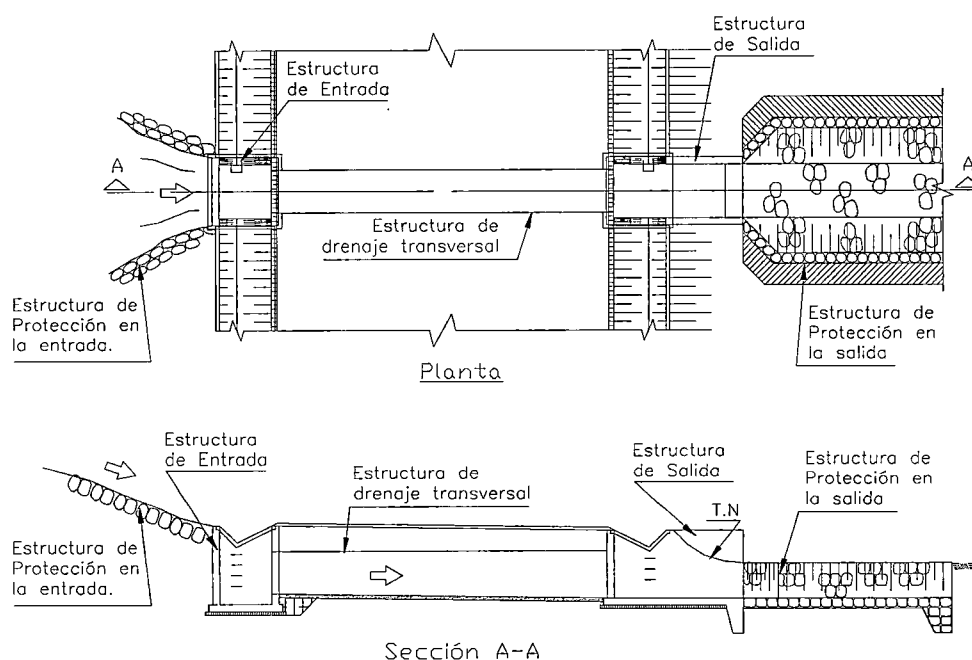


Figura 4.13 Esquema de las Estructuras de Entrada, Salida, Protección en la Entrada y en la Salida de la Obra de Drenaje Transversal.

A. DEBIDO A LA AUSENCIA DE LA ESTRUCTURA DE PROTECCIÓN Y LA ALTA VELOCIDAD DEL FLUJO EN LA SALIDA DE LA OBRA DE DRENAJE TRANSVERSAL

Muchas veces no se ubican estructuras de protección en la salida de las obras de drenaje transversal, los cuales permiten llevar en forma ordenada el flujo hacia un dren natural (río, quebrada, etc.) sin que cause daño a la estructura de drenaje transversal. El problema se incrementa cuando el flujo llega con velocidad alta sobre el suelo que no puede soportar velocidades altas, produciéndose erosiones alrededor de la estructura de salida de la obra de drenaje transversal. También se observa la formación de erosión regresiva debajo de la estructura de salida, ver fotos 4.17, 4.18, 4.19, 4.20, 4.21 y 4.22. Ver figuras 4.14 y 4.15.



Foto 4.17 Se observa que aguas abajo del Badén se produjo erosión regresiva debido a que la margen izquierda del río Chillón está erosionando, problema que se agrava al no existir alguna estructura de Protección aguas abajo del Badén (Km 61+656 de la Carretera Lima – Canta).



Foto 4.18 Se observa que no hay estructura de protección en la salida de la estructura de drenaje transversal, produciéndose erosión alrededor de la estructura de salida (Km 27+415 de la Carretera La Oroya – Pte. Matachico).

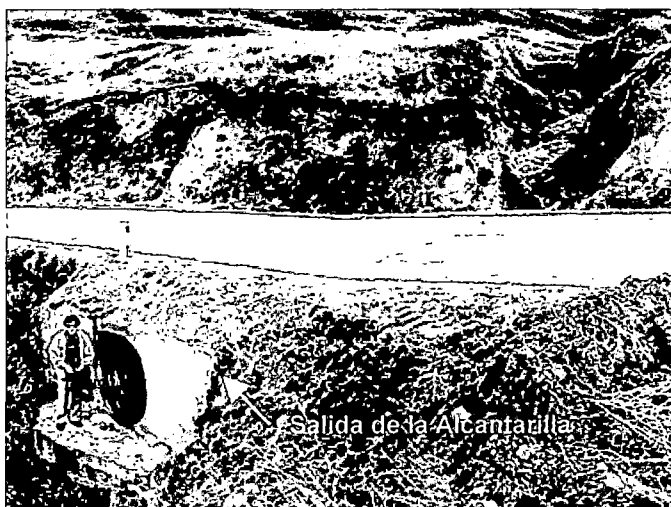


Foto 4.19 Se observa que no hay estructura de protección en la salida de la estructura de drenaje transversal, además el flujo superficial de la plataforma de la carretera se concentra cerca de la estructura de salida, produciéndose erosión alrededor de esta estructura (Km. 15+900 de la Carretera La Oroya – Pte. Matachico).

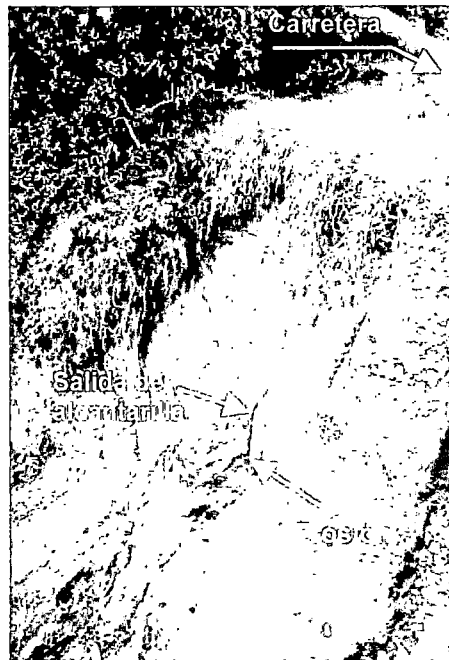


Foto 4.20 Se observa que no hay estructura de salida (muro, alero, etc.) ni protección en la salida de la estructura de drenaje transversal, el terreno es inestable y de pendiente muy pronunciada.

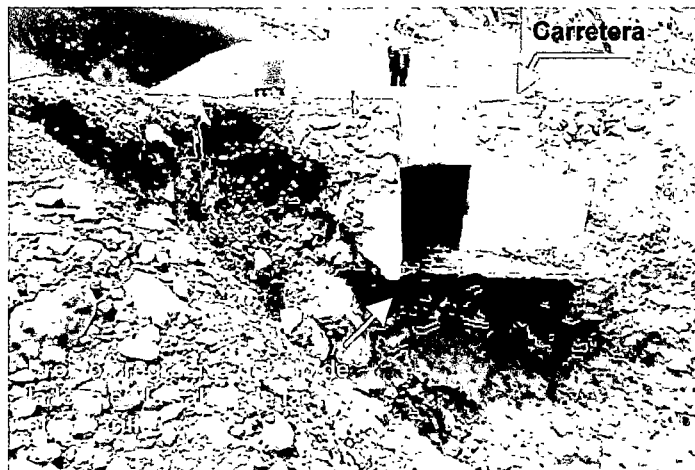


Foto 4.21 Se observa erosión regresiva en la estructura de salida de la obra de drenaje transversal (Km. 3+067 de la Carretera La Oroya – Pte. Matachico).



Foto 4.22 Se observa que el flujo que sale del badén cae con alta velocidad sobre la ribera del río chillón, donde no hay estructura de protección, por lo tanto se produce erosión alrededor del Badén (Km. 72+000 de la Carretera Lima – Canta).

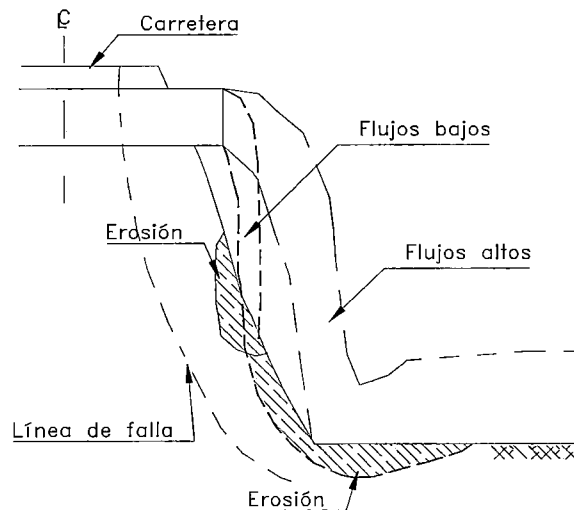


Figura 4.14 Obra de Drenaje Transversal que no presenta Estructura de Salida ni Protección en la Salida donde el Terreno es de Pendiente Empinada.

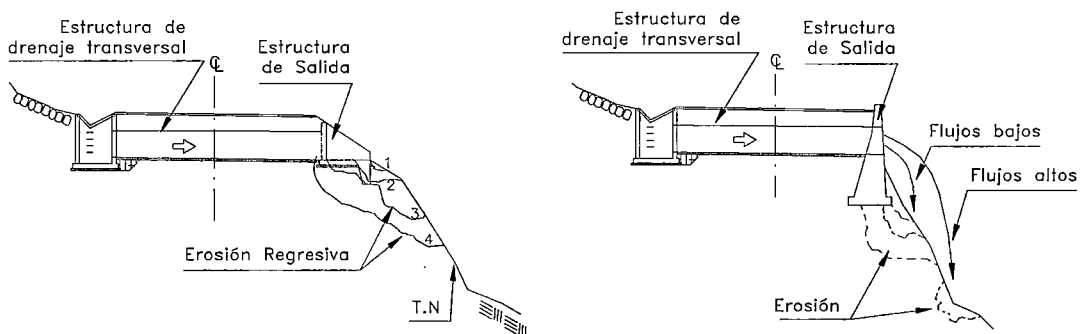


Figura 4.15 Obra de Drenaje Transversal que no presenta Estructura de Protección en la Salida donde el Terreno es de Pendiente Relativamente o Moderadamente Empinada.

B. DEBIDO A LA INADECUADA SELECCIÓN DE LA ESTRUCTURA DE PROTECCIÓN

Muchas veces la estructura de protección en la salida de la obra de drenaje transversal no es bien seleccionada de acuerdo a las características del terreno sobre el cual se ubica, así como de las características hidráulicas del flujo. Por lo tanto, se producen erosiones en los alrededores de la estructura de salida.

Se ha observado que se ubican como estructuras de protección en la salida de la estructura de drenaje transversal, canales de mampostería, canales de concreto u otras estructuras rígidas, las cuales se apoyan sobre terreno de pendiente empinada y suelo inestable (el cual es inestable ya sea por erosión hídrica, derrumbe, deslizamiento de tierras, presencia de aguas subterráneas en los taludes, etc.). Por lo tanto, se producen fallas en las estructuras rígidas, y muchas veces se acentúa el problema cuando se presentan erosiones en los alrededores de la estructura de protección, ver fotos 4.23 y 4.24, ver figura 4.16.

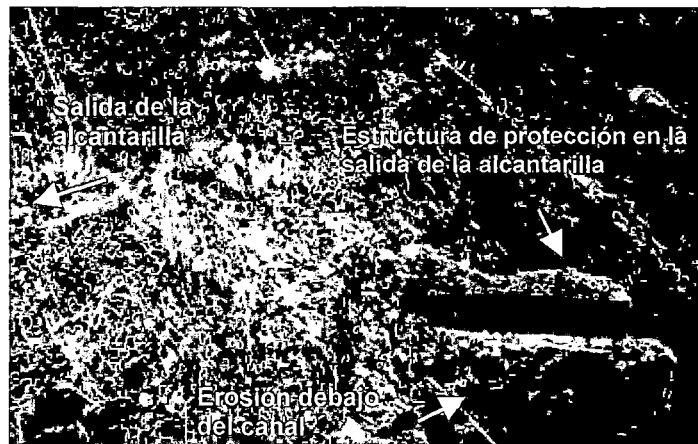


Foto 4.23 Se observa la erosión que se produce debajo de la estructura de protección (canal) en la salida de la estructura de drenaje transversal, el terreno sobre el que se apoya la estructura de protección es inestable puesto que presenta filtraciones (Km. 79+850 de la Carretera Lima – Canta).

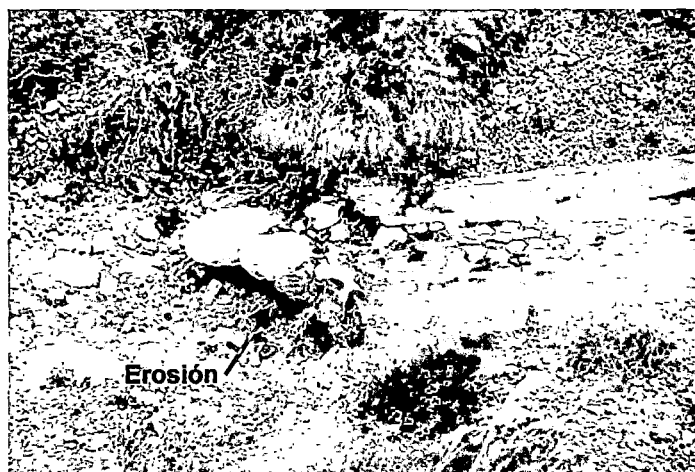


Foto 4.24 Se observa que debajo de la estructura de protección (canal de mampostería) se produce erosión, el terreno sobre el que se apoya esta estructura es inestable y de pendiente pronunciada (Km. 13+209 de la Carretera La Oroya – Pte. Matachico).

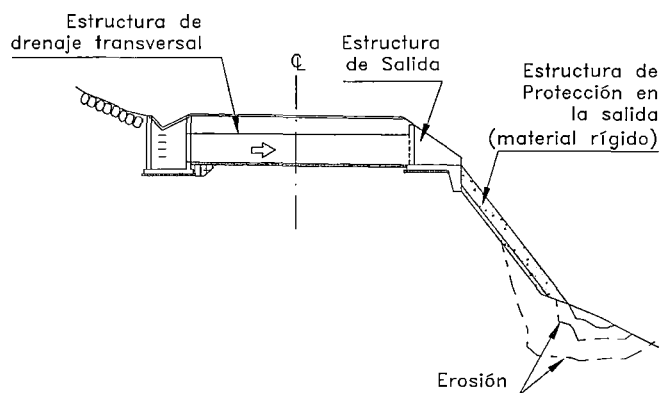


Figura 4.16 Obra de Drenaje Transversal con Estructura de Protección en la Salida (Material Rígido), donde el Terreno es de pendiente Relativamente o Moderadamente Empinada.

4.2.2.5 PRESENCIA DE FLUJOS SUBSUPERFICIALES Y/O SUBTERRÁNEOS

Las características de la influencia de los flujos subsuperficiales y/o subterráneos en la erosión de la salida de la estructura de drenaje transversal es la misma que se describió en la entrada de la estructura de drenaje transversal, ver Apartado 4.2.1.6.

CAPÍTULO 5 CONTROL DE EROSIÓN EN OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL DE CARRETERAS UBICADAS EN ZONAS ANDINAS

5.1 INTRODUCCIÓN

La erosión esta siempre amenazando la seguridad de las estructuras de drenaje transversal de las carreteras de nuestro país. Las medidas de control para estos problemas deben ser definidas como medidas incorporadas dentro de un sistema de monitoreo en las estructuras, así como el control, bloqueo, retraso o minimización de la inestabilidad y problemas de socavación en la estructura de drenaje transversal.

En el caso que la estructura de drenaje transversal de la carretera está ubicada en una quebrada, se debe incluir trabajos de estabilización de cuenca sobre las proximidades aguas arriba y aguas abajo de la estructura de cruce. La selección, ubicación y diseño de las medidas de control dependen de factores hidráulicos y geomorfológicos que contribuyen a la inestabilidad de la quebrada, así como consideraciones de costo, construcción y mantenimiento.

Mientras la mayor parte de los esfuerzos es empleado para el control de la erosión y sedimentación durante la fase de construcción de una carretera, un exitoso programa tiene que dirigirse a un control de erosión y sedimentación durante la planeación, ubicación, diseño y mantenimiento.

Es importante saber, que hay una significativa necesidad de tener un registro de la información acerca de la inestabilidad de la quebrada, diseño de medidas de control de erosión en las estructuras de drenaje, instalación y mantenimiento.

5.2 MEDIDAS COMPLEMENTARIAS DEL CONTROL DE EROSIÓN EN CARRETERAS

Como se mencionó anteriormente, es importante tener en cuenta que mientras la mayor parte de los esfuerzos para el control de la erosión y sedimentación es empleado durante la fase de construcción de una carretera, un exitoso programa tiene que dirigirse a un control de erosión y sedimentación durante la planeación, ubicación, diseño y mantenimiento.

5.2.1 MEDIDAS A TOMAR ANTES DE LA CONSTRUCCIÓN

5.2.1.1 CONSIDERACIONES EN EL PLANEAMIENTO Y UBICACIÓN

El efectivo control de erosión comienza en el planeamiento y ubicación de la ruta de la carretera. Todas las rutas alternativas de la carretera tienen un potencial de erosión que varía de ruta a ruta.

Estas áreas sensitivas de sedimentación y erosión deberían ser identificadas y consideradas en la selección de la ruta final.

Asimismo, el costo total de las medidas de control de erosión, sobre cada una de las alternativas que están bajo estudio tienen que ser considerados como una parte del análisis económico.

A. IDENTIFICACIÓN DE ÁREAS SENSITIVAS A LA EROSIÓN

Todas las alternativas rutas de la carretera tienen un potencial de erosión que depende del tipo de suelo, características del terreno y clima.

Algunas son más erosivas que otras y su identificación es una ayuda valiosa en la selección de la ruta. Esta información puede muchas veces ser obtenidos de:

1. Mapas de suelos, geológicos y reportes.
2. Oficinas locales de agricultura ó
3. Personal local de la carretera.

Las áreas inestables o algunos problemas de suelos, como zonas de deslizamientos o algunos depósitos glaciares, son áreas potencialmente peligrosas. Los reportes de suelos e investigaciones de Ingenieros geólogos pueden ser hechos durante la ubicación de la ruta.

También se debe considerar en las rutas alternativas, la natural tendencia del drenaje, incluyendo flujos en la sub-superficie. El flujo sub-superficial puede presentar problemas relacionados a la estabilidad de los taludes en áreas donde se requiere extensas secciones de corte.

El conocimiento de la geología de la zona, permite al Ingeniero de carretera detectar las áreas con problemas de hundimiento, deslizamiento y problemas de erosión.

Las variaciones de las condiciones de clima como lluvia, cantidad de deshielo, intensidad de viento y dirección, además de temperaturas extremas pueden ser identificadas, lo cual permitirá la evaluación de sus efectos sobre el potencial de erosionabilidad de la ruta.

B. COORDINACIÓN

El proceso de planeamiento de la carretera requiere coordinación con el sector privado y público de la sociedad, y así obtener el control de los efectos del propuesto proyecto. Este proceso proporciona la identificación de áreas sensibles de erosión y sedimentación además de un control de regulación.

Para que sea exitoso el desarrollo del control de erosión y sedimentación es muy importante que la comunicación sea establecida y mantenida a través de cada etapa del desarrollo del proyecto para asegurar un coordinado esfuerzo.

Esta información tiene que ser conocida por aquellos responsables de la etapa de construcción y mantenimiento.

5.2.1.2 CONSIDERACIONES GEOMÉTRICAS

El alineamiento y pendiente de la carretera, así como la relación de las quebradas, son características geométricas que pueden tener un rango de Flexibilidad.

A continuación se presentan estas características geométricas y su influencia sobre las consideraciones sobre la erosión y sedimentación.

A. ALINEAMIENTO Y PENDIENTE

El alineamiento y la pendiente de una carretera son importantes para un exitoso control de erosión. **En las alternativas del alineamiento y pendiente se tiene que tomar en cuenta el criterio de seguridad de la carretera por los deslizamientos naturales que podrían producirse, también se debe tratar de evitar secciones de corte y relleno para reducir la erosión y así reducir el costo del mantenimiento.**

En cuanto al cruce con las quebradas se debe tratar de mantener el equilibrio de la quebrada. En las ubicaciones de las estructuras hidráulicas en la carretera se deben ubicar las estructuras de tal manera de evitar erosiones.

5.2.2 MEDIDAS A TOMAR DURANTE LA CONSTRUCCIÓN

En las reuniones de la etapa de la pre-construcción, el constructor debería aprobar el horario para llevar a cabo trabajos temporales y permanentes específicos de control de erosión.

Además, el constructor deberá someter en aprobación el método propuesto de control de erosión sobre el camino, así como el uso de pozos y su plan para verter materiales de desecho.

5.2.2.1 HORARIO DE OPERACIONES

Las operaciones de construcción deberían ser programadas, especialmente en aquellas épocas donde ocurren lluvias durante el periodo de construcción.

Se debería considerar en la construcción, las facilidades de drenaje, además del desarrollo de otros trabajos que contribuirán al control de sedimentación y que debería comenzar con la limpieza y eliminación de raíces y ser llevado en conjunción con operaciones de trabajos de tierra.

5.2.2.2 CONTROL DEL AREA DE TRABAJO

La adecuada inspección durante la construcción es esencial para el control de la erosión. El Ingeniero debe cumplir el programa de trabajo particularmente en lo que se refiere al orden en que las operaciones deben ser desarrolladas. Si son descubiertas deficiencias en el diseño o en el desarrollo de las medidas de control de erosión durante la construcción, el Ingeniero debería tomar pasos inmediatos para la corrección, incluyendo notificación sobre el diseño a ingenieros encargados para evitar una recurrencia del problema. Se debe establecer una formal revisión en campo e inspecciones de los diseños, y así los Ingenieros de construcción y mantenimiento corregirán las deficiencias y mejorar los procedimientos para control de erosión. Estas medidas anotadas deberían ser establecidas en el contrato.

El constructor no debería ser permitido lesionar o destruir la vegetación fuera de los límites de la construcción. Antes de la suspensión de las operaciones de construcción por un apreciable tiempo, el constructor deberá tomar las precauciones necesarias para impedir excesiva erosión causada por la escorrentía de la lluvia. Los diques de tierra pueden usarse en las quebradas para interceptar la escorrentía. Temporales drenes en los taludes deberían ser proporcionados para llevar la escorrentía de las excavaciones y de los terraplenes que son ubicados cerca de los ríos o quebradas.

Las Medidas Temporales de Control de Erosión deberían ser continuadas hasta conseguir las Medidas Permanentes y cubrir los taludes con vegetación y así ser una efectiva prevención de la erosión.

Un problema por falta de protección temporal durante la construcción en la época de lluvia es la que se observa en la foto 5.1



Foto 5.1 Se observa que durante la etapa de construcción alrededor de la estructura de drenaje transversal se produjo erosión, ya que no se protegió temporalmente las proximidades de la estructura de drenaje transversal, ni se desvió el flujo temporalmente (Carretera Tarapoto – Moyobamba).

A. QUEBRADAS EN EL AREA DE TRABAJO

En ubicaciones donde los cruces frecuentes de quebradas son contemplados, se deberían construir puentes temporales, o alcantarillas si los sedimentos son perjudiciales para peces, flora y fauna, para los sistemas de irrigación o las riberas.

Las especificaciones deberían incluir el control de las operaciones de los constructores sobre el trabajo en la quebrada, particularmente regulaciones del recurso de agua, peces, flora y fauna. El constructor no debería ser permitido perturbar las riberas, lecho o destruir la vegetación que existe sobre ellos.

Algunos tipos de construcción y condiciones de las quebradas pueden necesitar la construcción de diversos diques u otras medidas protectoras para evitar problemas de sedimentación. Estos diques deberían ser diseñados y construidos de tal forma que su falla no podría significativamente incrementar el problema de la sedimentación. El cauce de la quebrada debería ser adecuadamente protegido contra la erosión; el área protegida con vegetación debería ser dejada o establecerse entre el terraplén de la carretera y el adyacente cauce de la quebrada.

En algunas quebradas, los trabajos temporales o permanentes tienen lugar en el cauce para poder reducir la erosión en el lecho o ribera de la quebrada.

El material obtenido de la excavación de la calzada u otros materiales no deberían ser depositados en o cerca de los ríos o quebradas ya que esto puede ser arrastrado por la escorrentía y ser perjudicial al medio ambiente.

B. AREAS DE DESECHO

Las áreas de desechos deberían ser seleccionadas para las consideraciones de control de erosión y sedimentación, además de un tratamiento y restauración del área. Cuando se cree conveniente ubicar áreas de desecho en áreas cercanas a las quebradas, los planes de operaciones, restauraciones o limpieza deberían ser aprobados por el Ingeniero.

Además, precauciones especiales deberían ser tomadas en el uso de equipos de construcción para prevenir operaciones que promueven la erosión, por ejemplo, las huellas de ruedas de pesados equipos son especialmente vulnerables a la erosión por la concentración de agua.

En la sección 906 de las "Especificaciones Generales para Construcción de Carreteras", publicado por el Ministerio de Transportes, Comunicaciones, Vivienda y Construcción de la República del Perú [6], se encuentra más detalle sobre las condiciones que debe reunir los depósitos de desechos. Así por ejemplo, las áreas designadas para el depósito de desechos no deberán ser zonas inestables o áreas de importancia ambiental, tales como humedales o áreas de alta productividad agrícola. Asimismo, se deberá tener las autorizaciones correspondientes en caso que el área señalada sea de propiedad privada, zona de reserva, o territorios especiales definidos por ley. No deberá colocarse los materiales sobrantes sobre el lecho de los ríos ni en quebradas, ni a una distancia no menor de 30 m a cada lado de las orillas de los mismos. Se debe evitar la contaminación de cualquier fuente y corriente de agua por los materiales excedentes.

C. MEDIDAS TEMPORALES

Las medidas temporales de control de erosión y sedimentación pueden ser definidas como aquellos procedimientos empleados durante la construcción para controlar la erosión y sedimentación hasta que la protección permanente pueda ser establecida.

El desarrollo del drenaje debería ser inspeccionado cuidadosamente durante el periodo de construcción para detectar y corregir los daños que pueden ocurrir.

Estas medidas temporales pueden ser divididas en tres áreas generales:

- Medidas que proporcionan directa protección a la superficie del suelo (cobertura del terreno, canales revestidos, riprap, etc.)
- Medidas que tienden al control de la escorrentía (diversos diques y zanjas, drenes de taludes, etc.)
- Medidas que sirven para eliminar sedimentos del agua por filtración o velocidades lentas de los sedimentos del agua (filtro en bermas, barreras de matorral, cerco de limos, cuencas de sedimentos, etc.).

Siendo algunos de estas medidas temporales de control de erosión las siguientes:

C.1 COBERTURA DEL TERRENO

Una efectiva cobertura del terreno es una de las mejores medidas disponibles que protege a la superficie del suelo contra la fuerza erosiva de las gotas de lluvia y promueve la infiltración.

Las temporales coberturas del terreno son generalmente con vegetación, empajado o una combinación de los dos. Estas coberturas son usadas sobre áreas disturbadas y serán expuestas por un periodo de tiempo.

Un tipo común de cobertura temporal es una combinación de vegetación nativa de rápido crecimiento con paja para proporcionar protección a la superficie hasta que la vegetación permanente sea establecida. En algunos casos, la aplicación de empajado con trozos de madera, fibras de madera son utilizadas en conjunto con la vegetación.

Para que estas coberturas con vegetación sean efectivas, debe haber una rutinaria inspección para asegurar su buen funcionamiento.

C.2 REVESTIMIENTO DEL CANAL

El revestimiento temporal de canales es usado para el establecimiento de la vegetación como una forma de drenaje o como una protección prioritaria. **Como revestimiento se puede considerar un ordinario sembrado y aplicación de pajas, de los cuales no se puede esperar que resista el esfuerzo del flujo del canal.**

Algunos tipos más sobresalientes de revestimiento temporales de canales son el yute, colchoneta de papel, fibra de vidrio, etc.

El permanente refuerzo con mantos de suelos es diseñado para actuar como una matriz de refuerzo con las raíces de la vegetación. Esto se lleva a cabo por la formación de un sistema compuesto de suelos llenado con fibras poliméricas enredadas y penetradas por las raíces de la vegetación. Los requerimientos de instalación son similares a los de otros materiales, donde se requiere un firme contacto con la superficie protegida incluyendo algunas formas de estacado para mantenerlos seguros.

Las rocas riprap también son utilizadas como recubrimiento permanente.

C.3 DIQUES Y ZANJAS

Los diques y zanjas pueden ser usados para desviar la escorrentía de la superficie y dirigirlo a un punto deseable de descarga. Estos diques y zanjas pueden ser construidos para interceptar y desviar el flujo antes que ocasionen daños.

Esta interceptación del flujo será antes que alcance el empinado corte del talud y así facilitar el establecimiento y mantenimiento de la cobertura vegetal y prevenir la erosión en surcos.

En muchas ocasiones estas interceptaciones de zanjas son de un tamaño estándar. El Ingeniero Hidráulico debe revisar cada lugar para asegurar que el tamaño estándar sea adecuado para llevar la descarga esperada. Las zanjas deberían ser chequeadas con relación a los requerimientos del revestimiento.

Un número de pequeñas zanjas a lo largo del talud puede ser más efectivo y más conveniente que una gran zanja. Estas zanjas deberían ser rutinariamente inspeccionadas y reparadas como sea necesario.

C.4 DRENAJE TEMPORAL DE TALUDES

El drenaje temporal de taludes se realiza con un dispositivo que lleva la escorrentía del área de trabajo hacia la parte baja del talud no protegido (ver figura 5.1).

Los drenes del talud pueden ser conductos cerrados, media sección de la tubería, canal sobre apoyo de madera, zanjas revestidas con materiales resistentes a la erosión como el riprap son comúnmente construidos en el rápido drenaje del talud.

Con un apropiado planeamiento puede ser posible la ubicación de un dren temporal del talud, entonces esto puede convertirse en parte de un permanente sistema de drenaje. La salida del dren del talud debería ser ubicada sobre un área bien estabilizada, puede ser necesario disipar la energía con un vertedero de roca o dirigir la descarga a una estanque de sedimento.

Para asegurar la adecuada operación, los temporales drenes del talud deberían ser inspeccionados luego de cada tormenta.

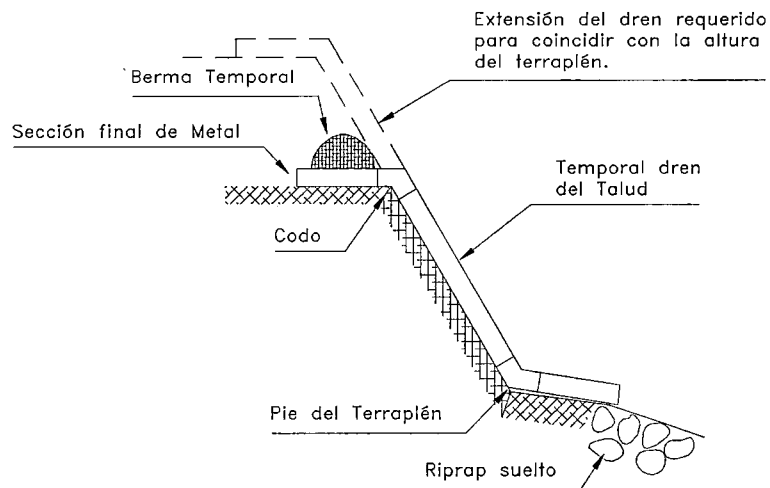


Figura 5.1 Dren Temporal del Talud.

C.5 BARRERAS DE PAJA

Las barreras de empajado son temporales barreras construidas de ramas, colchón de raíces y pequeños troncos (ver figura 5.2). Ellos sirven generalmente para retardar el flujo en lámina, y retener los sedimentos sobre el lugar por filtración en el terreno. Las barreras y trampas de sedimentos son generalmente dejados en un lugar para ser descompuestos y ser cubiertos por la natural vegetación.

Mientras un diseño no formal es requerido, la barrera es generalmente de 1m a 1.5m en altura y 1.5m a 3.0m de ancho.

Las estacas o troncos como mostrado en la figura 5.2 pueden ser necesarios para evitar el desplazamiento de las barreras. Pequeños empajados deberían ser integrados a la barrera para asegurar una adecuada acción de filtración. En algunos casos las barreras estaban siendo mejoradas por la adición de mantos de filtro. El tamaño de la barrera puede ser variable, dependiendo de la cantidad de material disponible y el juicio del ingeniero.

Las inspecciones periódicas deberían ser hechas para chequear y reparar el no buen funcionamiento o socavación de las barreras.

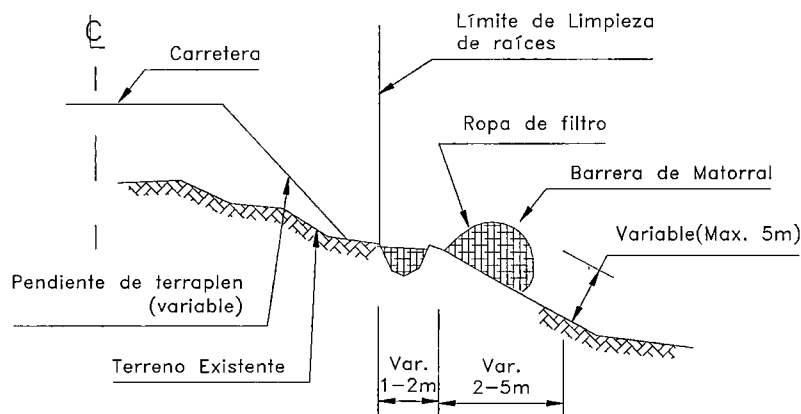


Figura 5.2 Esquema de Barreras de Matorral.

C.6 CERCOS

El agua cargada de sedimentos es filtrada a través del cerco, y pasa a través del cerco, el cual retiene los sedimentos dentro del área de construcción y permite relativamente pasar el agua libre de sedimentos.

Es comúnmente usado el geotextil prefabricado como material de filtro. El respaldo del cerco puede ser de variados materiales, patrones y tamaños, además de emplear una variedad de tamaños y espaciamientos. Sin embargo, el sistema de respaldo tiene que ser adecuado para soportar la carga de sedimentos.

La mejor función de los cercos es cuando el flujo es uniformemente distribuido a lo largo de su longitud como un flujo laminar.

C.7 PRESAS CHECK

Son barreras temporales construidas de rocas incluyendo alambres, pajas, ramas, troncos y/o materiales durables que tienen lugar de un lado a otro del cauce natural o artificial. Una presa check sirve para controlar la erosión y la sedimentación.

El inadecuado diseño de la presa check, es vulnerable a falla o la ubicación en áreas de concentrado flujo. Las presas deberían ser diseñadas y construidas con un adecuado aliviadero, dissipador, también se debe proteger la ribera y el lecho de la quebrada durante el tiempo de alta escorrentía. El diseño debería ser revisado por los Ingenieros Hidráulicos.

Una falla muy común es la erosión en la ribera del cauce alrededor del final de la presa check, esto generalmente se debe al inadecuado diseño del vertedero.

C.8 RIPRAP

El riprap es una combinación de grava, piedra chancada o material de concreto, puede ser usado en capas de variado espesor y diferentes gradaciones, tiene las aplicaciones siguientes:

- Proteger las riberas de un río o quebrada.
- Como revestimiento para zanjas y canales.
- Como dissipador en las salidas de las alcantarillas y zanjas de concreto y
- Como general recubrimiento de la superficie.

Mientras el riprap se utiliza como protección temporal, también puede ser usado como una medida permanente de control de erosión porque promueve el establecimiento de una cobertura vegetal.

Las rocas riprap son estéticas y proporcionan un revestimiento flexible que puede ser ajustado a cambios de cimentación. Es también poroso, permitiendo filtración y exfiltración de los sólidos protegidos. Elimina muchos problemas de presión hidrostática asociados con revestimientos rígidos como el concreto.

Mientras las rocas riprap pueden ser revestimientos resistentes a la erosión, tienen limitaciones de uso y es susceptible al daño, esta susceptibilidad al daño es por:

- Desplazamiento de rocas individuales por la fuerza del flujo del agua o hielo.
- Pérdida de estabilidad de la cimentación por el lavado de los suelos a través de la capa del riprap y produciendo socavamiento.

El tamaño individual de las rocas es importante para combatir el daño, de mucha importancia como el individual tamaño de las rocas es la buena gradación, por lo tanto es importante que la roca riprap sea dimensionada para una resistencia al deslizamiento que podría ser proporcionado por la roca individual, también tiene que tener buena gradación además de seleccionar el rango del tamaño.

D. MEDIDAS PERMANENTES

La protección permanente de suelos y las facilidades de drenaje deberían ser completadas lo antes posible. El terreno descubierto y el tiempo de su exposición a la erosión deberán ser controlado por un adecuado horario.

Las medidas permanentes de control son aquellas que son incorporadas al proyecto para reducir los sedimentos producidos a largo plazo, en el área del proyecto. Entre las medidas permanentes que se presentan, se nombra a continuación algunas de ellas:

1. Cobertura con vegetación, ver Apartado 5.4.3.
2. Diseño adecuado de los taludes de corte y relleno.
3. Revestimiento de cauces, ver Apartado 5.4.1
4. Medidas Estructurales (canales, espigones, disipadores de energía, etc.), estas medidas se describen en los Apartados 5.4.2, 5.4.6, 5.4.8, etc.
5. Otras características del control de escorrentía.

Se debe establecer la oportuna implementación de las medidas permanentes que puedan reducir o eliminar la necesidad de acciones temporales.

D.1 VEGETACIÓN

Una buena cobertura con vegetación es una de las mejores medidas disponibles de control de erosión. La vegetación tiene habilidad para absorber la energía de la lluvia que cae y mantener el suelo junto a un extensivo sistema de raíces que hace esto de primera importancia.

Debería ser hecho todos los esfuerzos posibles para usar un ingenioso y resistente tipo de vegetación que crecerá en una particular área sin un mínimo mantenimiento. Comprobar las prácticas de conservación del suelo, incluyendo el uso de empajado y medidas temporales de protección, son todas importantes en el desarrollo de una permanente cobertura con vegetación.

Muchos métodos de revegetación deberían ser considerados y usados en combinación donde sea apropiado.

Es generalmente mejor ayudar al natural proceso de restablecimiento de la vegetación en un área disturbada, en comparación a intentar con cualquier competitiva especie que requerirá métodos de mantenimiento pesado.

Los Agronomistas tienen un conocimiento técnico de suelos y plantas que pueden ser muy útiles en los métodos propuestos y en los tipos de tratamiento (ver Apartado 5.4.3.8).

En la sección 902 de las "Especificaciones Generales para Construcción de Carreteras", publicada por el Ministerio de Transportes, Comunicaciones, Vivienda y Construcción de la República del Perú [6], se encuentra más detalle sobre las condiciones que debe reunir las Plantas, Árboles, Arbustos, Enredaderas y Plantas para Cobertura de Terreno. Donde se establece que el Contratista asegurará la participación de un Ingeniero Forestal en la ejecución de esta partida, quien determinará el método de siembra apropiado a la región. La revegetación se efectuará con especies típicas de la zona u otras especificadas en los planos, documentos del proyecto y Estudio de Impacto Ambiental de la carretera a construir.

D.2 CARACTERÍSTICA DE LOS TALUDES

El terraplén o corte de la carretera varían con la altura del corte o relleno y dependiendo de la erosionabilidad de los materiales, pueden directamente afectar el control de erosión y a las medidas de reforestación. Las pendientes suaves (1V : 2H o más suave) facilitan el establecimiento y mantenimiento de la vegetación, ellos hacen que se incremente el total del área de superficie que esta sujeto a la erosión. Sin embargo, las experiencias muestran que la ventaja de taludes suaves (casi plano) importa más que la desventaja de la adicional área expuesta.

El acondicionamiento de banquetas es un método de control y rompimiento de las láminas de flujo a lo largo de la pendiente de los taludes.

Los taludes suaves permiten mejor compactación del relleno de la superficie reduciendo problemas de desplomamiento, deslizamiento en las secciones de corte. Mientras que cerrados cortes están siendo utilizados en descompuesta o fragmentada roca para proporcionar áreas en donde la vegetación se pueda volver estable.

En la sección 902 de las "Especificaciones Generales para Construcción de Carreteras" [6], se menciona que se establecerá el sembrado de vegetación típica en los taludes excavados con más de tres (3) metros de altura, en el cual se ha realizado terrazas, a fin de evitar la erosión, ocurrencia de derrumbes o deslizamientos que puedan interrumpir las labores de obra, así como la interrupción del tránsito en la etapa operativa.

D.3 CARACTERÍSTICAS DE LOS CANALES

La superficie de canales naturales o construidos es utilizada para la colección y desecho de escorrentía en la construcción de la carretera cuando la concentración del flujo no puede ser evitada. Un buen canal estable, lleva flujos sin erosión, no presenta un peligro para el tránsito, y proporciona el más bajo costo total de construcción y mantenimiento. Para alcanzar esta meta tienen que darse consideraciones al tamaño del canal, alineamiento, pendiente y la necesidad de revestimiento de protección (ver Apartado 5.4.8).

D.4 MEDIDAS ESTRUCTURALES

Dentro de las medidas estructurales, están los trabajos de regulación de flujo que a asimismo son estructuras de control de flujo dentro o fuera del cauce, que actúan como una medida para controlar la dirección, velocidad o tirante del flujo. También se encuentran en esta clasificación las estructuras que reducen la velocidad del flujo en la salida de la estructura de drenaje transversal como los disipadores de energía. Estas estructuras se describen en los Apartados 5.4.2, 5.4.6, 5.4.7 y 5.4.8.

5.2.3 MEDIDAS A TOMAR LUEGO DE LA CONSTRUCCIÓN

MANTENIMIENTO

El preventivo mantenimiento de la carretera en la fase de ubicación, diseño y construcción ahorrará mucho dinero en el costo del mantenimiento. Se debe buscar la asistencia de expertos en la conservación del suelo, agronomía y drenaje en la asistencia sobre las inspecciones del mantenimiento y en las recomendaciones apropiadas de las medidas de control de erosión.

INSPECCIONES

Son necesarios inspecciones periódicas del sistema de drenaje y de las medidas de control de erosión luego de completar la construcción, entonces, las deficiencias pueden ser ubicadas y corregidas antes que desarrollen mayores problemas. Las deficiencias en el diseño o en los procedimientos de construcción deberían ser discutidas con el personal de Ingeniería. De este modo, aquellas deficiencias similares pueden ser prevenidas para proyectos futuros. Se necesita enfatizar la coordinación de responsabilidades sobre las medidas de control de erosión, entre diseño, construcción y mantenimiento.

Según "National Bridge Inspection Standards" (NBIS), las estructuras con luz mayor a 20 pies (puentes) deberían ser inspeccionadas cada 2 años. Sin embargo, estas pautas deberían también ser aplicables para alcantarillas con secciones menores a 20 pies de ancho. Más detalle sobre Inspecciones en las alcantarillas se puede encontrar en "Culvert Inspection Manual" [18].

Como se mencionó anteriormente the American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) define a puentes como aquellas estructuras con anchos mayores a 20 pies, también incluye a múltiples tuberías donde la distancia entre los diámetros es menor que la mitad del diámetro de la tubería.

Se debería definir el programa de inspección de alcantarillas considerando el tamaño y tipo de alcantarilla a ser inventariada e inspeccionada, y la información a ser colectada. Si es posible todas las alcantarillas deberían ser inventariadas e inspeccionadas para establecer una estructural suficiencia y para evaluar el potencial de inundación que se pueda presentar.

Puede ser necesario frecuentes inspecciones provisionales. Por ejemplo, cuando hay riesgo de daño a la estructura debido a grandes avenidas la estructura debería ser inspeccionada después de cada avenida principal.

También puede requerir provisionales inspecciones, los problemas relacionados a deficiencias hidráulicas que causan severa erosión en el terraplén, cambios en el alineamiento del cauce de la quebrada, o socavación de la estructura.

REGISTRO DEL MANTENIMIENTO

El registro del mantenimiento debe incluir suficientes detalles para permitir el análisis de los problemas de mantenimiento, particularmente aquellos relacionados al control de erosión. La mejor codificación del costo del mantenimiento de los elementos de la carretera permite un mejor análisis de los datos, para hacer mejoramientos en el diseño y prácticas de construcción que reducirán los problemas de erosión y bajarán el costo del mantenimiento.

ENTRENAMIENTO DEL PERSONAL

Luego que la construcción de la carretera es completada, el personal de mantenimiento de la carretera tiene que encontrar y corregir algunas deficiencias en las medidas de control de erosión así como mantener la eficiencia de las medidas. **Las inspecciones periódicas especialmente después de una avenida son de primera importancia para una buena operación del mantenimiento.**

TERRAPLENES Y CORTES DE LOS TALUDES

Los terraplenes y cortes de los taludes son particularmente vulnerables a la erosión. Los operadores de equipos de mantenimiento deberían ser conscientes que los daños a la cobertura del terreno pueden crear serios problemas de erosión que son difíciles para corregir. Ver sección 601 sobre excavación para estructuras y sección 605 sobre rellenos para estructuras de las "Especificaciones Generales para Construcción de Carreteras", publicada por el Ministerio de Transportes, Comunicaciones, Vivienda y Construcción de la República del Perú [6].

CANALES Y CAUCES DE LAS QUEBRADAS

Los cauces en las quebradas o canales que se ubican en el borde de la carretera son vulnerables a la erosión, especialmente en un periodo de tiempo luego de la construcción. Por consiguiente es importante la inspección del personal de mantenimiento.

Inspección de los Canales

Los canales deberían permanecer limpios y libres de matorrales, árboles, mala hierba y otros materiales que podrían reducir la capacidad del canal. Cuando el cauce deteriorado reduce la capacidad del canal, muchas veces se produce desbordes con erosión o deposición en el área adyacente al canal.

Canales con revestimiento rígido

La alta velocidad del flujo en rápidas o zanjas muchas veces abren los costados de la zanja y erosionan el área adyacente. Se debería tener cuidado para inspeccionar las áreas erosionadas cerca al canal con revestimiento rígido, y prevenir el colapso de rígidas secciones. Las juntas en contracorriente que causan el aplaste y posible erosión deberían ser reparadas.

EVACUACIÓN DEL MATERIAL DE DESECHO

Los materiales de desechos en las operaciones de mantenimiento muchas veces son sólidos o sedimentos, los cuales no deberían ser ubicados en áreas donde la erosión podría causar daños. Las áreas donde se ubican los desechos deberían ser de tal forma que puedan permitir la reforestación y prevenir la innecesaria erosión.

MANTENIMIENTO DE LA VEGETACIÓN

La fertilidad de los suelos debe ser mantenida para que la vegetación prospere y así evitar el problema de la erosión.

Se debe requerir la consulta de los agronomistas para el sistema de riego de la vegetación en coordinación con el personal de mantenimiento. Ver Capítulo 9 sobre Protección Ambiental, de las "Especificaciones Generales para Construcción de Carreteras", publicada por el Ministerio de Transportes, Comunicaciones, Vivienda y Construcción de la República del Perú [6].

REPARAR DAÑOS DE AVENIDAS

Los daños de las avenidas deberían ser reparados rápidamente como sea posible para prevenir daños adicionales. Un área dañada y restaurada, usualmente será dañada otra vez, cuando un flujo de parecida magnitud se desarrolle.

Cuando el personal de mantenimiento descubra excesiva erosión cerca de un puente u otra estructura de drenaje, el Ingeniero de puente u otros responsables deberían determinar las adecuadas medidas que pueden ser tomadas para proteger la estructura.

SEDIMENTACION Y EMBALSES REGULADORES DE AVENIDAS

La sedimentación y el embalse regulador de avenidas usualmente requieren limpieza de tiempo en tiempo, particularmente durante el periodo cuando la vegetación es estable. Se deben establecer accesos para las operaciones, así como suministros para mover equipos de la cuenca sin daño sobre la vegetación o sin causar erosión.

5.2.4 INVESTIGACIÓN Y DESARROLLO

La investigación es necesaria, para mejorar métodos actuales y proporcionar maneras más económicas y efectivas para prevenir la erosión durante y después a la construcción.

Los métodos de control de erosión requieren futuros estudios en muchas áreas del país. Las condiciones del clima, características de los suelos y las medidas de control de erosión son variables, entonces, se requieren diferentes aproximaciones al problema de la erosión.

Las investigaciones son necesarias para desarrollar coberturas protectoras y tratamiento de sólidos para evitar muchas prácticas y reducir el costo.

Los datos sobre la cantidad de sedimentos transportados a la quebrada durante la construcción de una carretera son muy limitados, y futuras investigaciones son necesarias. Es necesario evaluar, la extensión del control de sedimentos durante la construcción de una carretera.

Un continuo esfuerzo en desarrollar la vegetación y en mejorar los métodos de mejoramiento de suelo, debería ser activamente promovido, para garantizar que los mejores métodos para prevenir la erosión están siendo usados.

5.3 SELECCIÓN DE LAS MEDIDAS DE CONTROL DE EROSIÓN CON RESPECTO A LA CLASIFICACIÓN PROPUESTA EN LAS OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL

A continuación se describe la selección de las medidas de control de erosión con respecto a las típicas erosiones propuestas en las obras de drenaje transversal de carreteras ubicadas en zonas Andinas.

La selección de una apropiada medida de control para un específico problema de erosión depende de factores como el mecanismo de erosión, características de la quebrada, requerimientos de construcción y mantenimiento, el potencial del vandalismo y el costo, entre otros. Sin embargo, quizás el más importante factor es la efectividad de la medida seleccionada en el desarrollo de su función.

El flujo superficial que llega a una estructura de drenaje transversal (alcantarillas, badenes, puente, etc.) proviene principalmente de quebradas, acequias, canales de riego, recolección del sistema de drenaje longitudinal, etc., que discurren en el sentido transversal a la carretera y que requieren ser evacuadas por medio de adecuadas estructuras para propiciar la evacuación ordenada hacia el dren (río, quebrada, etc.) de evacuación de la zona. El flujo que ingresa a la estructura de drenaje transversal muchas veces produce erosiones alrededor de esta cuando no hay una adecuada protección.

Las estructuras de protección se instalan con la finalidad de evitar cualquier acción erosiva del flujo, tanto en el ingreso como en la salida de las estructuras de drenaje transversal que perjudiquen la estabilidad de las mismas, además de brindar protección a la zona aledaña al terraplén de la carretera.

Las prácticas de control de erosión deben ejecutarse siempre a partir de la parte más alta de la cuenca o ladera hacia abajo, nunca en sentido contrario; salvo que inicialmente en la cabecera de la zona a ser tratada se construya una zanja o acequia a nivel o con una ligera pendiente a fin que intercepte el flujo procedente de la parte más alta. Cuando la zanja o acequia tiene una ligera pendiente el flujo debe drenarse hacia lugares apropiados a fin de no generar cárcavas en su parte final.

En lo referente a la protección de la ribera, ésta puede ser con revestimiento, espigones, diques longitudinales o estructuras que reducen la energía del flujo que pueden ser usados para establecer una nueva trayectoria del flujo y alineamiento del cauce o estrechamiento del flujo en el cauce.

En cuanto a las estructuras de protección en la salida de la estructura de drenaje transversal se pueden considerar como medida de control los dissipadores de energía, ubicación de roca colocada, etc.

Es importante considerar la acción del flujo proveniente del sistema de drenaje longitudinal en la erosión que sufre la estructura de drenaje transversal, para lo cual se recomienda algunas estructuras para evacuar el flujo en forma ordenada.

Asimismo, también se recomienda la protección que se debe establecer cuando hay erosión por acción de flujo proveniente de alguna estructura adyacente (canales de regadío, zanjas de coronación, sistemas de alcantarillas conectadas, etc.) a la obra de drenaje transversal.

El método más adecuado para evaluar la efectividad de estas prácticas de control, es el de observar el comportamiento durante las lluvias o inmediatamente después de ocurridas éstas.

A continuación se presenta la selección de algunas medidas de control de erosión en las erosiones típicas propuestas en las obras de drenaje transversal de carreteras ubicadas en zonas andinas:

5.3.1 SELECCIÓN DE LAS MEDIDAS DE CONTROL AGUAS ARRIBA DE LA ESTRUCTURA DE DRENAJE TRANSVERSAL

5.3.1.1 ESTRUCTURAS DE DRENAJE TRANSVERSAL UBICADAS EN UNA QUEBRADA

Como se mencionó anteriormente el flujo de escombros se va moviendo de manera deslizante y rotativa (ver Apartado 4.1.3). Este tipo de flujo tiene una fuerte fuerza erosiva durante su movimiento. Los flujos de escombros son materiales erosionados del lecho y ribera de las quebradas, por lo tanto, es importante tomar medidas que permitan controlar el flujo de escombros. Estas medidas también se usan para el control de la agradación (erosión) y degradación (deposición) del cauce de la quebrada.

A. MANEJO DEL FLUJO DE ESCOMBROS

El manejo del flujo de escombros puede ser discutido con medidas de prevención y control del flujo de escombros.

A.1 MEDIDAS DE PREVENCIÓN DEL FLUJO DE ESCOMBROS

Las medidas de prevención son medidas que previenen la ocurrencia del flujo de escombros. Estas medidas son medidas de prevención geomorfológica, prevención hidrológica e hidráulica por influencia en el balance del flujo, suelo bioingeniería (ver Apartado 5.4.4), manejo de quebrada y otros.

A.2 MEDIDAS DE CONTROL DEL FLUJO DE ESCOMBROS

El control del flujo de escombros es dividido en control activo y pasivo.

A.2.1 Control Pasivo

Son medidas como manejo de deslizamientos, medidas agrícolas y económicas, manejo de forestación y de elaboración de mapas de zonas de riesgo y peligro. Dentro de las medidas agrícolas se puede considerar las prácticas forestales de control de erosión de suelos en Valles Altoandinos, tal como la ubicación de barreras vivas, el uso de la agroforestería, etc., las cuales se describen en el Apartado 5.4.5.

A.2.2 Control Activo

Las medidas activas tratan de modificar el fenómeno (el flujo de escombros y su trayectoria) y su impacto de tal manera que el posible daño pueda ser controlado.

Las medidas activas son muchas veces aplicados en la zona fuente del flujo de escombros, como altas quebradas y cauces empinados y erosionables, estas medidas intentan reducir el volumen del material inestable. Estas medidas toman en cuenta la reducción de la magnitud y frecuencia de los eventos del flujo de escombros.

Debido a que una medida de control de flujo de escombros raramente puede eliminar el peligro completamente, se usan un conjunto de medidas. Por ejemplo, en un esquema típico de las prácticas europeas se utilizan check dam (diques) para estabilizar cauces erosionables en conjunto con cuencos (estanques) de retención ubicados en la cabecera de los abanicos.

Las medidas activas usadas en la zona de transporte del cauce, mejoran la habilidad del cauce para trasladar los escombros hacia aguas abajo.

Los diques deflectores usados en las zonas de deposición para reprimir la extensión lateral de los depósitos son complementados con cuencos (estanques) abiertos de acumulación de escombros.

Los cuencos de escombros cerrados tratan de retener un predeterminado volumen de escombros mientras el exceso del flujo (agua o flujo de escombros) pasa sobre un vertedero especialmente diseñado.

Una forma de clasificación de las medidas activas contra el flujo de escombros, dependiendo de la su ubicación a lo largo de la trayectoria del flujo en el cauce se muestra en la tabla 5.1.

Otra forma de clasificación de las medidas activas incluye: medidas estructurales e ingenieriles, control de escorrentía superficial, control de descarga y en último lugar pero no de menor consideración el manejo de la quebrada correspondiente a la prevención de flujo de escombros y parcialmente el control de inundación e ingeniería geológica.

Asimismo, las medidas estructurales e ingenieriles de control del flujo de escombros se pueden dividir en: estructuras disipadoras de energía, sistemas de presas y estructuras de regulación (encauzamiento).

Tabla 5.1 Clasificación de las Medidas Activas Contra el Flujo de Escombros

Medidas	Propósito
<p>A. En las zonas donde se originan los escombros (fuentes)</p> <ul style="list-style-type: none"> - Reforestación / controlada cosecha. - Control en la construcción de los caminos con forestación. - Estabilización de las fuentes de los escombros (cauces revestidos o check dam (diques)). 	<ul style="list-style-type: none"> - Reducir la producción de los escombros debido a la reforestación. - Eliminar cortes y rellenos no estables que podrían actuar como fuentes de escombros o puntos de inicio. - Estabilización del lecho de cauce y taludes de los lados en las zonas del cauce que son fuentes de escombros.
<p>B. En la zona de Transporte*</p> <ul style="list-style-type: none"> - Regulación por rápidas, canales y paredes de desvío o diques. - Canales de esparcimiento - Puentes que permiten el paso del flujo de escombros - Túneles de baypas debajo del lecho de la quebrada. 	<ul style="list-style-type: none"> - Asegurar el pase del flujo de escombros hacia una determinada trayectoria, sin bloqueo o desborde (ramificación). - Cambio de la trayectoria del flujo de escombros fuera del área de peligro. - Proteger el tránsito sobre los puentes y prevenir el bloqueo del cauce debido a la obstrucción del puente. - Proteger la ruta de transporte sin modificar el cauce de la quebrada.
<p>C. En la zona de deposición*</p> <ul style="list-style-type: none"> - Cuencos (estanques) abiertos de deposición de escombros, diques o paredes. - Barreras cerradas de retención de empalizada y cuencos cerrados. - Puentes u otras estructuras. - Vertederos de escombros (galerías) o excavación – túneles cubiertos 	<ul style="list-style-type: none"> - Controlar la extensión del área de deposición natural por diques y delimitaciones. - Crear un espacio de deposición controlada, enfrentándose al flujo con estructuras forzadas y vertedero. - Prevenir el daño de la estructura durante la avenida del flujo de escombros.

* Los límites de las zonas de transporte y deposición se determinan después que las medidas de defensa se ubican en el lugar. Los canales y las rápidas moverán la zona de deposición aguas abajo, mientras que las barreras y cuencas (estanques) moverán la zona de deposición aguas arriba.

1. Estructuras Disipadoras de Energía

Se entiende como disipadores de energía del flujo de escombros a aquellas estructuras que interrumpen el flujo de escombros tal como: rompe flujos, malla de flujos, trampa de flujos (de acero o madera), trampa de troncos, filtro de escombros, ubicación de cuencos (estanques) de depósitos y estructuras con funciones combinadas.

A continuación se muestran algunas fotos sobre las estructuras de reductores de energía, llamados "Rompe Flujos", que ayudan a reducir la velocidad del flujo y logran la deposición de sedimentos y/o escombros pesados, ver fotos 5.2, 5.3 y 5.4.

en el caso de pequeñas quebradas con transporte de escombros de consistencia ligera a moderada, se puede usar una estructura deflectora de escombros como se muestra en la foto 5.5

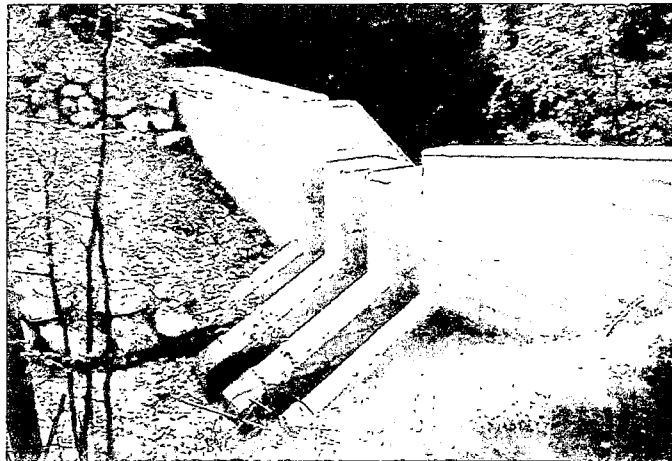


Foto 5.2 Rompe flujo de escombros en forma de diques de concreto reforzado.



Foto 5.3 Rompe flujo de escombros compuesto de elementos disipadores de energía.

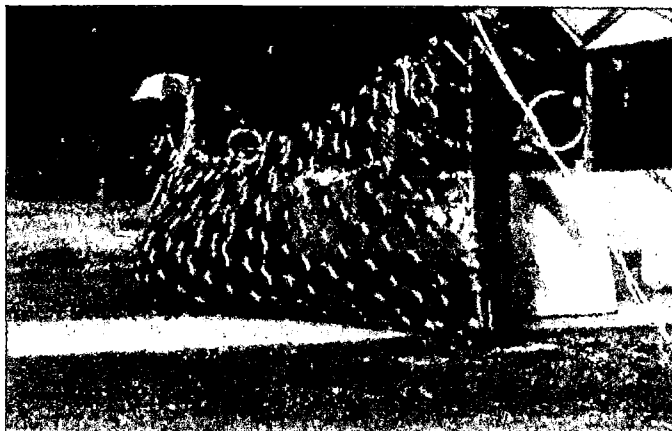


Foto 5.4 Malla contra el flujo de escombros.



Foto 5.5 Estructura deflectora de escombros de barras de acero.

2. Sistemas de Presas

Los sistemas de presas son conocidos como estructuras de flujo de escombros, tales como los diques de retención, diques con rejillas de acero, etc.

Los sistemas de presas para regular y controlar el flujo de escombros tienen que corresponder a la demanda de un moderno manejo del flujo de escombros dependiendo y basado sobre una analítica y dinámica visión de las quebradas montañosas.

La función de un sistema de presas son las siguientes, considerando los principios del manejo de material del lecho y/o control del flujo de escombros:

Estabilización: Fijación del lecho en un nivel requerido para detener y/o prevenir la profundidad de la erosión.

Consolidación: La cota del lecho para sostener y/o prevenir deslizamientos.

Clasificación: Filtración y/o almacenamiento de componentes no deseables durante la inundación.

Retención: Almacenamiento y deposición del material del lecho hasta la capacidad de retención (agradación).

Dosificación: Separación de la masa más grande en pequeñas cantidades.

Los sistemas de presas son desarrollados sobre el análisis de las quebradas acorde al tipo del flujo de escombros. Se está desarrollando más la construcción de diques con múltiples funciones como consolidación, clasificación, retención y dosificación, etc. Ver foto 5.6

En el Apartado 6.2.3.2 se diseñan diques de gaviones en el cauce de la quebrada donde se ubica el badén del Km. 74+359 de la Carretera Lima – Canta.

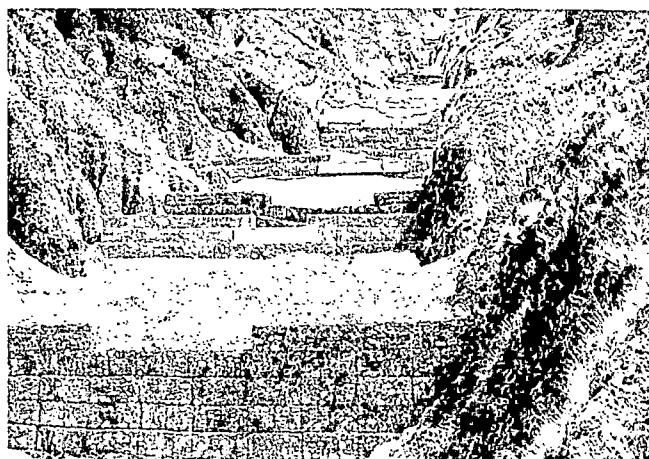


Foto 5.6 Diques.

3. Estructuras de Regulación (Encauzamiento)

Dentro de los sistemas de regulación se pueden encontrar a los diques de regulación, diques de alineamiento y canales de encauzamiento. Los sistemas de regulación sirven para desviar el flujo en áreas de menor interés o para proteger áreas de alto valor contra el impacto del flujo de escombros. A continuación se describe algunos tipos de estructuras.

Como se dijo anteriormente las medidas activas intentan modificar cada evento. Dentro de las zonas de transporte en la parte baja y la zona de deposición, las medidas activas generalmente intentan controlar el área de extensión del flujo de escombros. Los siguientes tipos de estructuras estaban siendo construidos dentro de las zonas de transporte en la parte más baja y la zona de deposición en las quebradas de British Columbia (Canadá):

Bermas (terraplén) de Desviación

Son ubicados en los bordes laterales a lo largo de la trayectoria del flujo de escombros para desviar el flujo y proporcionar restricción al área de deposición natural (ver figura 5.3 - a). Los terraplenes son ubicados tan cerca como sea posible al borde del área de deposición natural para maximizar aquella área, y son alineados para minimizar el impacto del flujo de escombros y así reducir la posibilidad de desborde. Por la restricción del flujo, las bermas de desviación pueden incrementar la distancia de deposición.

Bermas (terraplén) Terminales

Son construidos transversalmente al eje del cauce de la quebrada, al final del área de deposición natural para reducir aquella área (ver figura 5.3 - b). Ellos son ubicados tan lejos como sean posible aguas abajo para maximizar el área de deposición. Son diseñados para soportar el impacto de las fuerzas, que decrece con la distancia aguas abajo y con alguna prevención para el drenaje de la superficie.

Cuencos Abiertos de Escombros

Son algunas combinaciones de bermas (terraplenes) de desviación y terminales o excavadas áreas de deposición que reducen el área de deposición natural (ver figura 5.3 - c). Los cuencos son construidos tan largos y anchos como sea posible para

maximizar el área de deposición y promover el esparcimiento lateral. La superficie de drenaje y desborde de escombros es diseñada para fluir hacia un canal abierto, un canal que no tenga estructuras de excedentes de escombros (vertederos). En el plano M-5 (Anexo M) se muestra la ubicación de un cuenco abierto de escombros como medida de control a la agradación que se presenta aguas arriba de la estructura de drenaje transversal del Km. 32+854 de la Carretera La Oroya – Pte. Matachico.

Cuenca Cerrada de Escombros

Está formado por cuencos y bermas (terraplén) terminales con estructuras que permiten el paso de excedentes de escombros, diseñados para contener el entero flujo de escombros (ver figura 5.3 - d). El cuenco, la berma terminal y las estructuras que permiten el paso de excedentes de escombros son diseñados, acorde al volumen y características de la más alta avenida de flujo de escombros esperada, ver foto 5.7

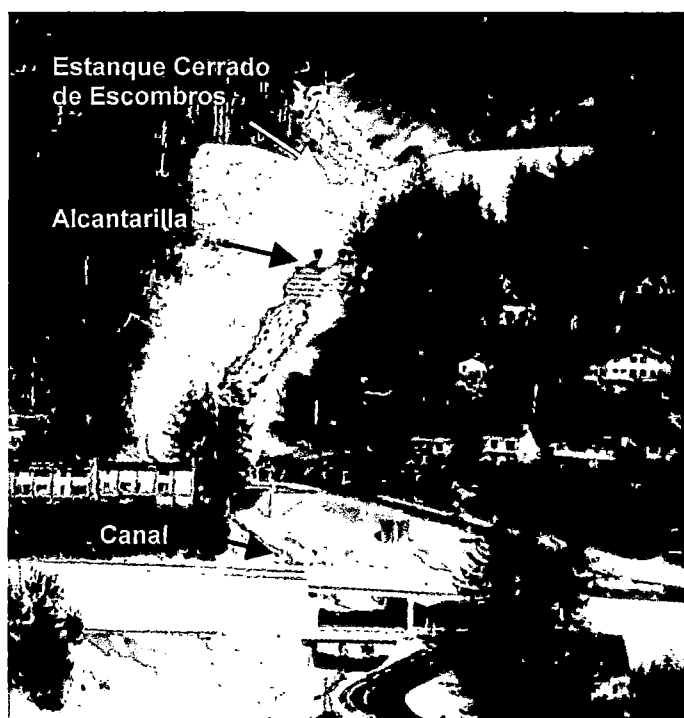


Foto 5.7 Estanque cerrado, que almacena flujo de escombros, con estructuras (vertederos) que permiten el paso de flujo excedente (Howe Sound, British Columbia, Canadá).

A.3 CONCLUSIÓN

Todas las medidas tienen que ser desarrolladas sobre características individuales del manejo del flujo de escombros, entonces cada tipo de estructura de control es el resultado de un análisis de especial captación y la desarrollada interrelación del flujo de escombros.

La complejidad del diseño de las estructuras está generalmente asociado con los elementos de riesgo. Otros factores que influyen en el diseño incluyen el financiamiento disponible para el diseño y la construcción. Sin tener en cuenta estos parámetros, similar

critorio de diseño tiene que ser considerado para todo tipo de estructuras de mitigación de flujo de escombros. Las medidas son específicas en cada lugar y tiene que considerar las características del flujo de escombros y las características del canal de escombros y/o abanico de escombros.

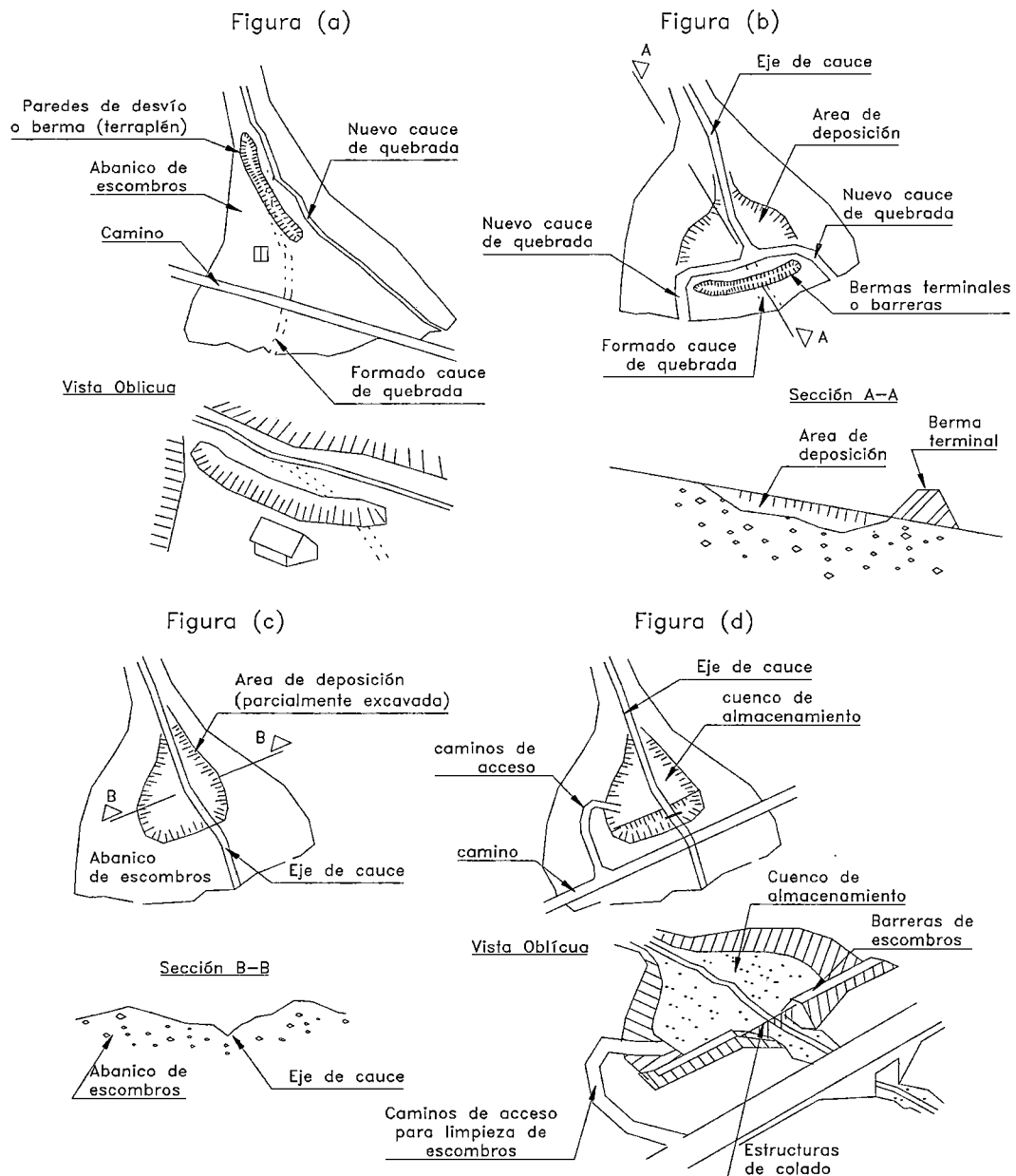


Figura 5.3 Típicas Estructuras de Mitigación del Flujo de Escombros (a) Bermas (terraplén) de Desvío; (b) Bermas Terminales; (c) Cuencos Abiertos de escombros; (d) Cuencos Cerrados de escombros. (VanDine, 1996)

B. DEGRADACIÓN O AGRADACIÓN EN GRANDES TÉRMINOS

Las acciones de las quebradas aluviales son muchas veces no predecibles, especialmente lo referente al tiempo que pasará antes que una avenida ocurra, como la aparición de un cauce meándrico en curva.

Considerando la inversión que es usualmente envuelta en los trabajos de regulación y control del flujo; muchas veces es prudente tomar la actitud de “ESPERAR Y OBSERVAR”, el conocimiento de la quebrada y su respuesta a inundaciones es la mejor guía para determinar que trabajos de protección deberían ser instalados. Cuando es necesario ubicar la protección durante el tiempo de la construcción del sistema de drenaje transversal o en días mas tarde, el costo de la proporcionada medida de control debería ser comparado con el costo del tránsito retrasado y la reparación de daños que podrían ser reducidos.

Los problemas de inestabilidad del lecho son comunes sobre quebradas aluviales. La degradación (erosión) en quebradas puede causar la pérdida de pilares ubicados en el lecho del cauce de la quebrada, además puede contribuir a la pérdida y socavación de los pilares y estribos ubicados sobre las riberas del cauce. La agradación (deposición de material) causa la pérdida del área por donde pasa el flujo en la estructura de drenaje transversal. En el peor caso, la agradación puede causar que la quebrada abandone su cauce original y establecer una nueva ruta del flujo, que podría aislar a la existente estructura de drenaje transversal.

MEDIDAS DE CONTROL PARA LA DEGRADACIÓN

Las medidas de control de la degradación de lecho incluyen la ubicación de check dams (presas bajas) y revestimiento del cauce. Los Check-dams y las estructuras que desarrollan funciones similares al chek-dam incluyen estructuras de salto (caída), muro pantalla y canales de salto. Un check-dam es una presa baja construida transversalmente al cauce para prevenir la degradación aguas arriba, ver pautas de diseño en el Apartado 5.4.2.3.

La erosión de la ribera es un peligro hidráulico común en la degradación de quebradas. Como el lecho del cauce se degrada, la pendiente de la ribera se vuelve más empinado y se presentan fallas en las riberas. Los dikes longitudinales de roca al pie de éstos, proporcionan la más efectiva protección, comparando con todas las medidas de estabilización de riberas para un cauce degradando muy dinámicamente y/o activamente.

A continuación se presenta un resumen de las recomendaciones y pautas para la aplicación de medidas de control en las estructuras de drenaje transversal ubicadas en quebradas que se encuentran degradando (erosionando):

- Los Check – dams u obras de salto son las más exitosas técnicas para detener la degradación sobre una quebrada pequeña a mediana (ver Apartado 5.4.2.3)
- El solo revestimiento del cauce no puede ser una exitosa medida de control contra problemas de degradación.
- La combinación de muretes de protección y revestimiento con riprap son exitosamente usados para proteger los estribos donde las quebradas con riberas de taludes empinados amenazan el relleno de los estribos.

- Una exitosa protección de los pilares es proporcionar cimentaciones más profundas en los pilares.
- **La solución más económica para problemas de degradación en nuevas estructuras de cruce ubicadas sobre pequeñas a medianas quebradas es proporcionar adecuada profundidad de cimentación.**
- Los colchones de rocas alambradas son recomendados para usarlos sólo sobre pequeños cauces (< 30m) experimentando inestabilidad lateral y poco o no inestabilidad vertical.
- Los diques longitudinal de roca ubicados al pie de las riberas de los cauces son efectivas medidas de control contra la socavación de riberas en quebradas que se encuentran degradando.

MEDIDAS DE CONTROL PARA LA AGRADACIÓN

Actualmente las medidas usadas en intentar aliviar problemas de agradación en la carretera incluyen: canalización, estanque de escombros, modificación de la estructura de cruce y/o continuo mantenimiento o una combinación de estas medidas.

La canalización puede incluir el dragado y limpieza de cauces, construyendo pequeñas presas para formar estanques de escombros, construyendo pantallas para incrementar la pendiente local. La construcción de estructuras de control de flujo reduce y controla el ancho local del cauce. Las pantallas tienen que ser diseñadas con considerables estudios, ya que pueden causar degradación aguas arriba y deposición aguas abajo. Estos estudios involucran lo relacionado al transporte de sedimentos, los cuales se encuentran descritos en "Highways in the River Environment" [37].

La más común modificación de la estructura de cruce es incrementar la longitud de la estructura e incrementar el área efectiva por donde circulará el flujo.

Un programa de mantenimiento continuo es exitoso para controlar problemas de agradación en la estructura de drenaje transversal sobre quebradas grandes. Cuando algunas preestablecidas alturas de deposiciones son alcanzadas, la entrada de la estructura de drenaje transversal debería ser dragada o el material depositado debería ser limpiado. En algunos casos, se requiere limpieza después de las principales inundaciones, estas soluciones requieren vigilancia y control al mantenimiento. Por otra parte, esto es solo una solución temporal.

Un estanque de escombros o un canal más profundo aguas arriba de la estructura de cruce puede tener un mantenimiento más fácil. Un continuo mantenimiento no es recomendado si el análisis demuestra que otras medidas de control son factibles.

A continuación se presenta una lista de pautas con respecto a las medidas de control para la agradación:

- **Las canalizaciones habían sido generalmente exitosas en aliviar problemas de agradación general.** Sin embargo, la canalización debería ser considerada solo si el análisis muestra que el deseado resultado será alcanzado. Algunos tipos de canalización fueron descritos en la sección A.

- **Muchas veces es requerido la modificación o reemplazo de la estructura de drenaje transversal para ajustarse a la máxima profundidad de la agradación.**
- Los programas de mantenimiento, muchas veces no son confiables, debido a que no se continúan en el tiempo que se requiere, pero **ellos proporcionan la mejor solución económica cuando la agradación es temporal o se da en un pequeño cauce donde el problema es limitado en magnitud, en comparación con el alto costo de la canalización, modificaciones o reubicaciones de la estructura de cruce.**
- En la agradación de quebradas anchas y poco profundas, los espigones o diques con revestimiento flexible, están siendo exitosos en varios casos, para limitar el flujo a una sección mas estrecha y más profunda (ver características de espigones en el Apartado 5.4.2.1)
- **Un estanque de escombros y el control de la socavación de las arenas y gravas, puede ser la mejor solución sobre los abanicos aluviales y en otros zonas donde hay estructuras de cruce con severos problemas.** El uso de estos programas alternativos podría requerir cuidadoso análisis para asegurar que el socavamiento de grava no perturbe el balance de los sedimentos y la descarga de agua, aguas abajo del estanque de escombros. La excesiva socavación podría inducir a la degradación aguas abajo, potencialmente impactando a la estructura de cruce.

C. SOCAVACIÓN POR CONTRACCIÓN

El severo estrechamiento del flujo en el cruce de la quebrada y la carretera trae como resultado numerosas fallas en la estructura de cruce, socavación por contracción en los estribos, en las aproximaciones al relleno y los pilares.

Los diseños alternativos para lograr el decrecimiento de la socavación por contracción, **incluyen la ubicación de grandes estructuras de cruce, adicionar estructuras de cruce de ayuda sobre el terreno inundable, ubicar la superestructura (losa) de la estructura de cruce en una cota superior al nivel de inundación de los eventos extremos.**

La cota de la superestructura del puente es importante para lograr la integridad de la estructura de cruce, debido a las fuerzas hidráulicas que pueden dañar la superestructura, esto incluye flotación y fuerzas de impacto del hielo y escombros. La socavación por contracción es entonces una consideración para ubicar la superestructura a una altura determinada. Cuando la superestructura de una estructura de cruce está sumergido o cuando el hielo o escombros se alojan sobre la superestructura, causa la contracción del flujo, el flujo puede ser acelerado y puede ocurrir una socavación más severa. **Por esta razón, cuando la socavación por contracción es de preocupación, las superestructuras de la estructura de drenaje transversal deberían ser ubicados de tal manera, que pueda estar despejado de escombros y si es factible sobre el nivel de diseño de la inundación más grande.**

Similarmente, el diseño de los pilares, longitud de la luz y ubicación de los pilares se convierten en los más importantes contribuidores a la socavación por contracción, debido a que los escombros pueden alojarse sobre los pilares y además producen contracción del flujo en el cauce. En quebradas que llevan pesada carga de escombros, mayor ancho de la estructura de cruce y la ubicación de pilares sólidos ayudarán a reducir la colección de los escombros.

Los pilares deberían ser ubicados fuera del principal cauce en una quebrada, fuera del eje del cauce cuando el flujo es grande. Hay numerosas ubicaciones donde los pilares ocupan un área significativa en el cauce de la quebrada y contribuyen a la socavación por contracción, especialmente en donde se establecen dispositivos para proteger los pilares.

Las medidas de control usadas para reducir el estrechamiento del flujo, son medidas que tratan de retener el discurrimiento del flujo a lo largo del terraplén de la carretera sobre el terreno inundable. El flujo a lo largo del terraplén de la carretera usualmente se une con el flujo de la entrada de la estructura de drenaje transversal en grandes ángulos, esto causa adicional contracción del flujo, vórtices y turbulencias que producen socavación local.

La contracción del flujo puede ser reducido con el uso de espigones (ver características de espigones en Apartado 5.4.2.1) sobre el lado aguas arriba del terraplén de la carretera para tratar de retirar el flujo paralelo a la carretera. Los Diques guías (también referido como espigones) ubicados en los estribos de las estructuras de cruce tiene similar propósito, además de lograr el alineamiento del flujo en la entrada de la estructura de drenaje transversal (ver Apartado 5.4.2.2), ellos reducen la socavación por contracción debido a que incrementan la eficiencia del pase del flujo en la entrada de la estructura de cruce y reducen la contracción del flujo. Asimismo, mueven el lugar donde se produce la socavación local (causada por la turbulencia en la intersección de flujos) hacia fuera del estribo de la estructura de cruce. Sin embargo, el primer propósito de este dique guía, es reducir la socavación local en los estribos.

La principal medida de control usada para reducir los efectos de contracción (estrechamiento) es revestir las riberas del cauce y los taludes del relleno en los estribos de la estructura de cruce (ver Apartado 5.4.1).

La estabilización de las riberas se puede establecer solo en el caso de exagerada socavación del lecho de la quebrada, cerca de las riberas o sobre el cauce entero (relativamente estrecho). La estabilización del lecho de la quebrada puede también deberse a una exagerada socavación lateral de la quebrada.

D. SOCAVACIÓN LOCAL

La socavación local ocurre en las entradas a la estructura de drenaje transversal, en los pilares y estribos. En general, los diseños alternativos contra la estructural falla de la socavación local consisten en medidas que reducen la profundidad de la socavación, relacionado a la forma y orientación de los pilares, así como medidas que conservan su integridad estructural después que la socavación alcance su máxima profundidad. También se puede ubicar las cimentaciones en roca firme.

Una de las medidas de control que pueden reducir el riesgo de la socavación, es el revestimiento con riprap.

Estribos.

Las medidas de control para la local socavación en estribos consisten en medidas que mejoren la orientación del flujo en el extremo de la estructura de cruce y mueven la local socavación fuera del estribo.

Los Diques de Guías son terraplenes de tierra o rocas ubicadas en estribos, donde la disturbancia del flujo, como remolinos (remanso) y flujo transversal, será eliminado debido a un adecuado diseño y construcción del dique guía ubicado en el

estribo. El Dique Guía también protege el terraplén de la carretera, reduce la socavación local en el estribo y adyacentes pilares. Además, traslada la socavación local al final del dique (ver Apartado 5.4.2.2).

La efectividad del dique guía está en función de la geometría de la quebrada, la cantidad del flujo sobre el terreno inundable y la sección de la entrada de la estructura de cruce.

El revestimiento puede consistir de roca permeable o concreto rígido. El revestimiento de roca riprap proporciona una efectiva medida de control contra la erosión cuando la ribera se encuentra sumergida. Las precauciones contra la socavación al pie y al final aguas arriba de todo el revestimiento son siempre requeridos (ver apartado 5.4.1).

Otras medidas de control que estaban siendo exitosamente usados para bloquear la socavación en los estribos que están ubicados en las riberas de la quebrada o dentro del cauce de la quebrada, son diques que estrechan el ancho de la entrelazada quebrada y reducen velocidades cerca de las riberas de la quebrada.

Pilares

Tres métodos básicos pueden ser usados para prevenir el daño de socavación local en los pilares.

El primer método, es ubicar la cimentación de la estructura a una profundidad de tal manera que la estabilidad estructural no esté en riesgo. Esto tiene que ser hecho sobre todo en una nueva o reemplazada estructura de cruce.

El segundo método (para existentes estructuras de cruce), es proporcionar protección en o debajo del lecho de la quebrada para bloquear el desarrollo del hueco de la socavación.

La tercera medida, es prevenir la formación de vórtices erosivos o reducir su fuerza e intensidad.

Para reducir la separación del flujo se recomienda el uso de formas redondeadas o circulares en las caras aguas arriba y aguas abajo del pilar. Sin embargo, la dirección del flujo puede cambiar con el tiempo así como las cotas del lecho en algunas quebradas.

En general, los pilares deberían ser alineados con la dirección del flujo del cauce principal, inclinación del flujo con ángulos más grandes que 5 grados deberían ser evitados. Donde no es posible esto, un pilar cilíndrico o una fila de columnas cilíndricas producirán una menor profundidad de socavación local.

El riprap es comúnmente usado para bloquear la local socavación en los pilares de existentes estructuras de cruce. Esta práctica no es recomendada como un adecuado sustituto de cimentaciones ubicadas debajo de la esperada profundidad de socavación para una estructura de cruce nueva o reemplazada. La práctica de juntar rocas alrededor de un pilar no es recomendada, porque se ha observado que es usualmente requerido un reemplazo continuo.

E. MOVIMIENTO LATERAL DE LA QUEBRADA

Las medidas de control para el movimiento lateral e inestabilidad de una quebrada, puede incluir cambios en el diseño de la estructura de cruce, construcción de trabajos de control, protección de estribos con riprap, o cuidadoso monitoreo de una quebrada en un programa de inspección de la estructura de cruce. El control de lateral movimiento requiere trabajos de regulación de cauce, estabilización de quebrada con riprap y/o diques guías, cercos, revestimiento de concreto, colchones de rocas alambrada, espigones de tierra o roca, etc.

5.3.1.2 FLUJO PROVENIENTE DEL SISTEMA DE DRENAJE LONGITUDINAL

A. CUANDO NO HAY UN SISTEMA DE DRENAJE LONGITUDINAL ADECUADO CERCA DE LA ESTRUCTURA DE DRENAJE TRANSVERSAL

Para evitar este tipo de problema que se describe en el Apartado 4.2.1.2, se debe ubicar un adecuado sistema de drenaje longitudinal (cunetas, bordillos, etc.) donde se considere necesario.

Las pautas de diseño y de ubicación de las estructuras de drenaje longitudinal son descritas en el Apartado 2.2.1.1. También es importante elegir un adecuado tipo de estructura de drenaje longitudinal cerca de la estructura de drenaje transversal y así evitar la erosión que se pueda producir. En los Apartados 6.1.3.1, 6.1.3.2, 6.2.3.1 y 6.3.3.2 se muestran ejemplos de ubicaciones convenientes cerca a las estructuras de drenaje transversal.

B. ENTREGA DEL FLUJO DEL SISTEMA DE DRENAJE LONGITUDINAL CERCA A LA ESTRUCTURA DE DRENAJE TRANSVERSAL EN FORMA DESORDENADA

Como se anotó anteriormente, cuando no se protege este tipo de entrega se presenta concentración del flujo cerca de las estructuras de drenaje transversal produciendo erosiones, entonces, es necesario ubicar las entregas del flujo proveniente del sistema de drenaje longitudinal en forma ordenada hacia un dren natural (río, quebrada, etc.) y debidamente protegido. Algunos tipos de protección en las entregas del flujo acumulado en las cunetas hacia el terreno natural o hacia las estructuras de cruce entre la quebrada y la carretera (puentes, pontones, losas, etc.) son mostrados en la figura 5.4.

También se puede entregar el flujo del sistema de drenaje longitudinal directamente a las estructuras de drenaje transversal para lo cual se tiene que ubicar estructuras especiales como buzones o aleros con aberturas que permitan el ingreso del flujo, ver figura 5.4.

Asimismo, en las estructuras de drenaje transversal que se analizan en la presente Tesis se describen algunos tipos de protección en las entregas del flujo proveniente del sistema de drenaje transversal, ver Apartados 6.1.3.1, 6.1.3.2, 6.2.3.1 y 6.3.3.2.

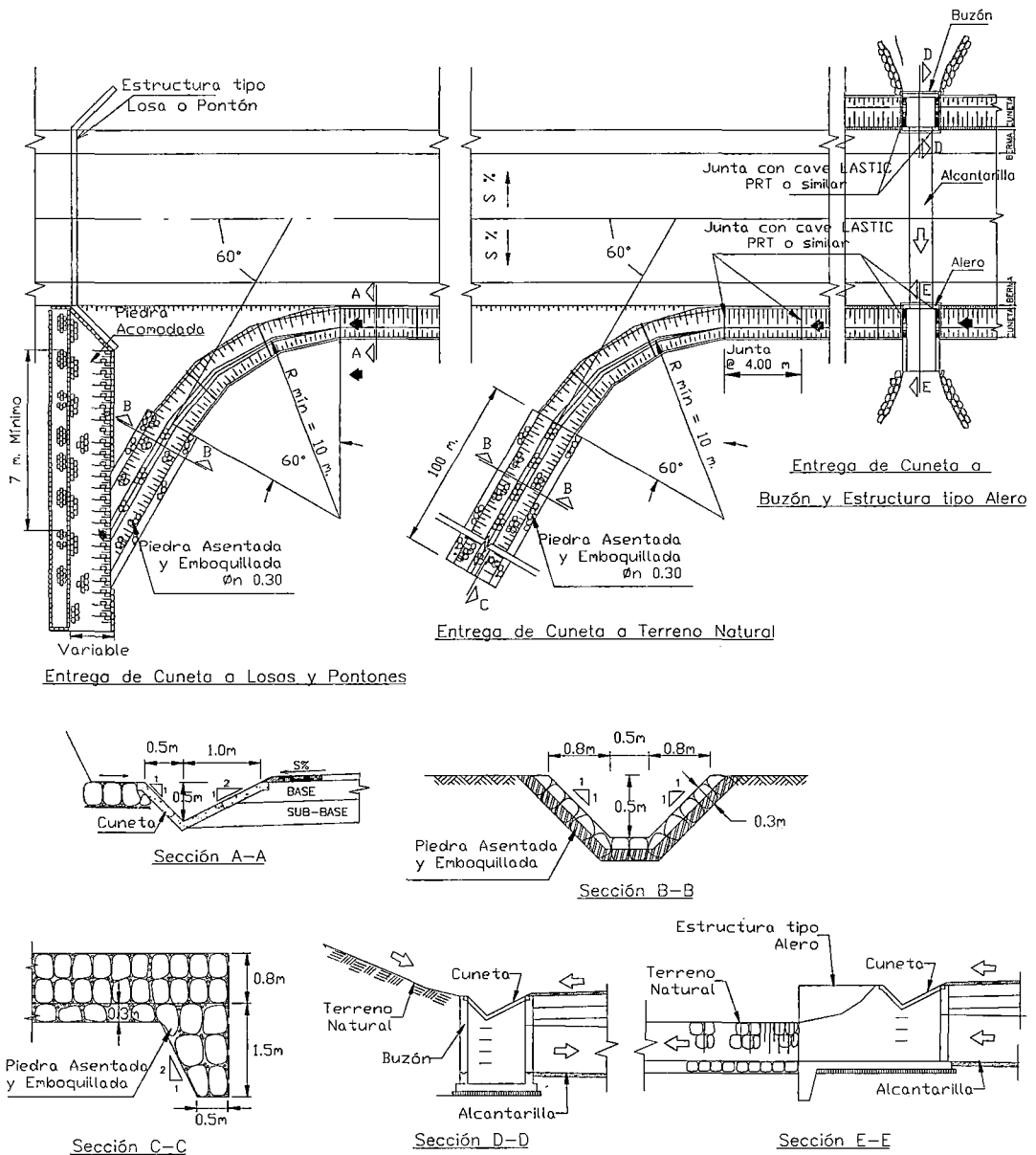


Figura 5.4 Tipos de Protección en la Entrega del Flujo de Cunetas.

5.3.1.3 TERRAPLÉN CERCA AL INGRESO DE LA ESTRUCTURA DE DRENAJE TRANSVERSAL

Como se mencionó anteriormente, cuando la estructura de drenaje transversal se encuentra ubicada en una quebrada, se puede presentar erosión en el terraplén cerca de la estructura de cruce por efectos del remanso del flujo, debido al alineamiento de la estructura de cruce con respecto a la quebrada, las medidas de control sobre el efecto de la **socavación por contracción** son descritas en el Apartado 4.2.1.1.

También se describió que otro factor de erosión que se presenta en el terraplén cerca de la estructura de drenaje transversal, es la presencia del flujo superficial de la

carretera. El flujo superficial se incrementa con la ausencia de estructuras de drenaje longitudinal, y especialmente cuando la carretera se encuentra en tramo en curva y a la vez en una curva vertical en depresión. Por lo tanto, se debe ubicar la estructura de drenaje longitudinal adecuada (bordillo o cuneta) y proteger el terraplén con revestimiento (rip rap, vegetación, biomantas, geomantas, etc.), ver apartado 5.4.9.

Otro factor de erosión en el terraplén, es la ausencia de estructuras (cabezales) de entrada o salida de las obras de drenaje transversal, ya que éstos protegen al terraplén de la erosión. Por ejemplo, los muros de ala retienen el material e impiden la erosión del terraplén, dan estabilidad estructural en los extremos de la estructura de cruce al actuar como contrapeso para una posible fuerza de empuje hacia arriba cuando la estructura de cruce está sumergida y ayudan a evitar la **cavitación**. Por lo tanto, es importante ubicar estructuras de entrada y salida adecuadamente.

Características de las Estructuras de Entrada

Generalmente se dan formas especiales en los extremos de las alcantarillas con el fin de reducir la erosión, retener el relleno del terraplén, mejorar el aspecto y el comportamiento hidráulico y lograr la estabilidad de los extremos.

La entrada debe regular el flujo hacia las obras de drenaje transversal con el mínimo de contracciones naturales del flujo hacia aguas abajo.

La forma y oblicuidad de las entradas, además de la geometría de las aristas, afectan la capacidad de descarga de las obras de drenaje transversal. La geometría de las aristas, tiene particular importancia cuando el escurrimiento es con control en la entrada. Aunque la forma de las salidas no influye considerablemente en el comportamiento hidráulico, generalmente se diseñan idénticas a la entrada.

En la entrada es conveniente construir muros de cabeza que aumentan la eficiencia y ayudan a retener el talud del terraplén. Estos pueden ser rectos, en forma de L, de U, o con aleros y sirven para encauzar el agua hacia la alcantarilla (ver figura 5.5).

El muro final recto de la figura 5.5 (a) se usa en obras de drenaje transversal pequeñas con pendientes planas cuando el eje de la corriente natural coincide con el de la alcantarilla.

Si es necesario un cambio brusco en la dirección del escurrimiento, se utiliza el muro final en L de la figura 5.5 b.

El muro final en forma de U (ver figura 5.5 c) es el menos eficiente hidráulicamente y tiene la sola ventaja de economía en la construcción. Cuando los escurrimientos son grandes, es preferible el alero alabeado (ver figura 5.5 d). El ángulo de desviación del alabeo no tiene mucha importancia en entradas; sin embargo, el abocinamiento o alabeado debe hacerse desde el eje de la corriente (figura 5.5 c) en lugar de hacerlo con el eje de la estructura de drenaje transversal. Cierta ventaja se obtiene alabeando los aleros en una transición suave, pero la ganancia generalmente no es suficiente para compensar el costo de las formas complejas necesitadas para construir dichas superficies alabeadas. En un conducto o flujo parcial, una entrada con aleros admite mayor cantidad de agua, aumenta su capacidad y reduce el coeficiente de pérdida por entrada al valor $K_e = 0.1$.

Con condiciones de control en la entrada, al alabear ésta se aumenta la capacidad de la estructura de drenaje transversal, lo cual le permite trabajar para un gasto dado con una carga menor. Si la elevación permisible aguas arriba es suficientemente alta, puede

obtenerse alguna economía usando un barril de menor tamaño, alabeando la entrada para que el barril trabaje lleno.

Otros formas de estructuras de entrada se muestran en la figura 5.6 y en los planos M-4 y M-6 (Anexo M) de las estructuras de drenaje transversal que se analiza en la presente Tesis.

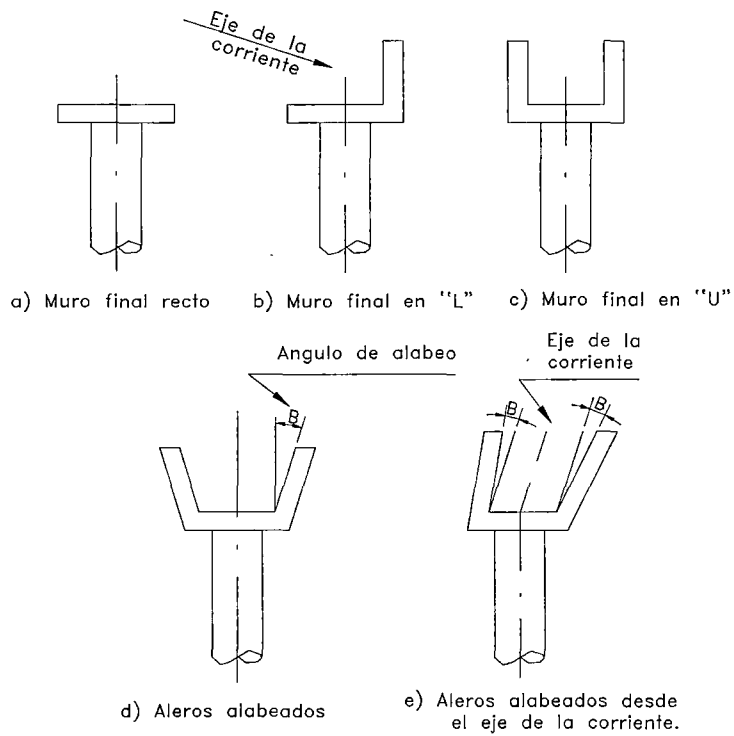


Figura 5.5 Muros Finales y Aleros de Alcantarillas.

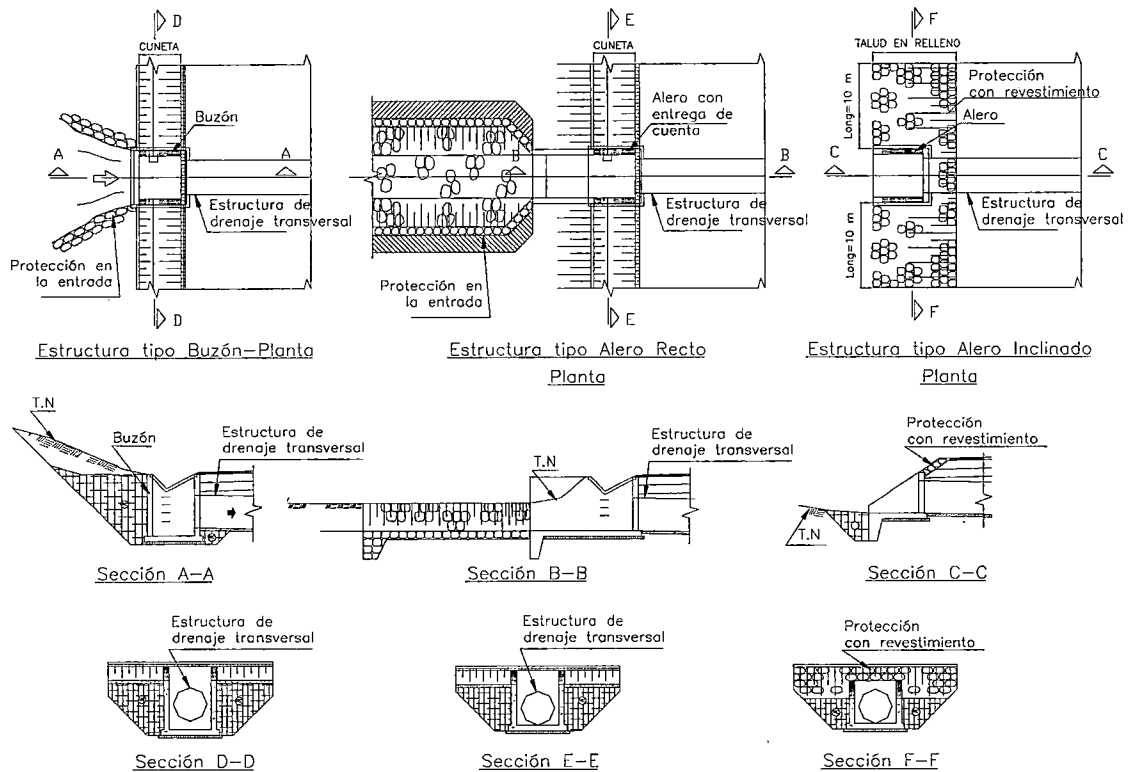


Figura 5.6 Algunos Tipos de Estructuras de Entrada en la Obra de Drenaje Transversal.

5.3.1.4 ESTRUCTURAS UBICADAS EN CÁRCAVAS

Cuando no hay protección en las cárcavas que se encuentran erosionando, se pueden presentar daños en las estructuras de drenaje transversal que reciben el flujo de las cárcavas. Una de las medidas de control para este problema, es la ubicación de diques a lo largo de la cárcava (ver pautas de diseño en Apartado 5.4.5.1).

Entre otras soluciones se encuentra la ubicación de rápidas (canales revestidos, conductos abiertos de sección semi circular, etc.) que llevan el flujo de la cárcava a la estructura de drenaje transversal. Estas estructuras pueden ser de material flexible como la geocelda, ver figura 5.11, especialmente cuando el terreno es de pendiente pronunciada y de suelo inestable (taludes que están en proceso de erosión hídrica, sobre sedimentos sueltos), ya que si se ubica una estructura rígida en estas condiciones, se producen fallas en la estructura como se observa en las fotos 4.5 y 4.6. Por lo tanto, es importante ubicar adecuadamente la rápida y proteger los alrededores para que el flujo que se concentre no discorra paralelamente a la estructura y no cause socavación a los costados.

En el caso que se obtenga velocidades altas en las entregas del flujo proveniente de las cárcavas a las estructuras de drenaje transversal, se puede pensar en ubicar disipadores de energía, ver pautas de diseño en el Apartado 5.4.6.

También se puede utilizar como medida de protección la vegetación y las prácticas de bioingeniería donde sea posible, considerando las condiciones que se requieren para su ubicación, ver Apartados 5.4.3 y 5.4.4.

5.3.1.5 INFLUENCIA DE LAS ESTRUCTURAS ADYACENTES A LA ENTRADA DE LA OBRA DE DRENAJE TRANSVERSAL

Muchas veces aguas arriba de la obra de drenaje transversal, se ubican estructuras que llevan flujo a la obra de drenaje transversal. Dependiendo de las características hidráulicas del flujo (velocidades altas, nivel del flujo) y la protección que hay en las zonas cercanas al ingreso de la obra de drenaje transversal, se producen erosiones alrededor de las estructuras. Entre las estructuras adyacentes que se observaron cerca de la estructura de cruce, se encuentra los canales de regadío, zanjas de coronación o estructuras de salida de otras obras de drenaje transversal (sistema de obras de drenaje transversal conectadas). Por lo tanto, se propone las siguientes soluciones:

A. ESTRUCTURAS QUE LLEVAN FLUJO DE REGADIO A LA OBRA DE DRENAJE TRANSVERSAL

Como se anotó anteriormente, algunos canales de regadío que llevan flujo a las estructuras de drenaje transversal se encuentran ubicados en terrenos de pendiente empinada y suelo inestable, por lo tanto presentan erosión y luego se produce su deterioro. Estos canales muchas veces son de material rígido (concreto), por lo tanto, se puede utilizar canales de material flexible como riprap, geoceldas (ver figura 5.11), etc., para lo cual es necesario determinar las características hidráulicas del flujo y elegir el material adecuado (ver características de canales en Apartado 5.4.8). También se puede ubicar disipadores de energía cuando se presentan velocidades altas cerca de las estructuras de drenaje transversal, ver pautas de diseño en Apartado 5.4.6.

B. ZANJAS DE CORONACIÓN QUE LLEVAN FLUJO EN LAS PROXIMIDADES A LA ENTRADA DE LA ESTRUCTURA DE DRENAJE TRANSVERSAL

Como se anotó anteriormente, también se presenta el problema de erosión en la entrega de flujo de las zanjas de coronación en las proximidades de la estructura de drenaje transversal, para lo cual se tiene que pensar en un sistema de disipación de energía (ver pautas de diseño en Apartado 5.4.6), entregar el flujo lo mas lejos posible de la entrada de la estructura de drenaje transversal o proteger los alrededores de la estructura con rocas riprap, mampostería, etc. También es necesario escoger un adecuado material en la zanja de coronación, ya que al ser de material rígido apoyado sobre terreno inestable se presentan fallas, como se observa en la foto 4.9.

C. FLUJO PROVENIENTE DE OTRA OBRA DE DRENAJE TRANSVERSAL UBICADA AGUAS ARRIBA (SISTEMA DE ESTRUCTURAS DE DRENAJE TRANSVERSAL CONECTADAS)

Como se anotó anteriormente, puede llegar a una estructura de drenaje transversal el flujo proveniente de otra estructura de drenaje transversal ubicada aguas arriba, donde el trazo de la carretera presenta curvas de vuelta. Por lo tanto, se debe tener cuidado en evacuar el flujo ordenadamente, ya que puede producir erosión tanto en el ingreso de una obra de drenaje transversal como en la salida de otra obra de drenaje transversal ubicada aguas abajo de la anterior.

Para controlar este problema, se puede evaluar el terreno sobre el que discurre el flujo y las características hidráulicas del flujo. Si el terreno es estable (por ejemplo,

presenta abundante vegetación), y la velocidad del flujo puede ser soportado por éste, se puede dejar que el flujo discorra libremente en forma laminar o proteger el talud con biomantas, geomantas, etc. (ver apartado 5.4.9). Pero si el terreno es árido o de poca vegetación e inestable, es necesario ubicar una estructura que lleve en forma ordenada el flujo de una estructura de drenaje transversal a otra. Por ejemplo, dependiendo de las características hidráulicas del flujo y la topografía del terreno se puede ubicar rápidas (conductos abiertos de sección semi circular, etc.) de material flexible o un canal de material flexible, como un canal revestido con geocelda (ver figura 5.11).

En otros casos, se puede ubicar sistemas de andenería, cuando hay rocas disponibles y suficiente espacio para ubicarlos, ver figura 5.7.

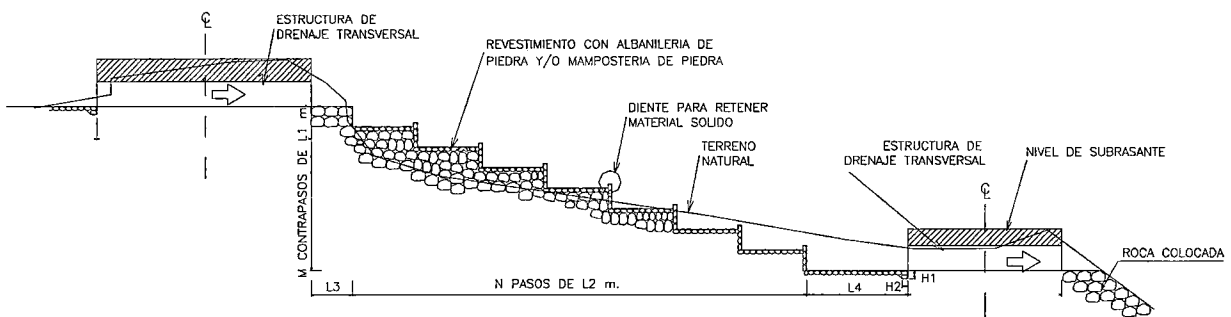


Figura 5.7 Protección en la Salida y/o Entrada de un Sistema de Obras de Drenaje Transversal que se Encuentran Conectadas.

5.3.1.6 PRESENCIA DE FLUJOS SUBSUPERFICIALES Y/O SUBTERRÁNEO

Como se anotó anteriormente, cuando una carretera se encuentra en corte muchas veces hay presencia de flujos subterráneos y/o subsuperficiales que producen inestabilidad en la carretera y por tanto puede producir inestabilidad en la estructura de drenaje transversal y otras estructuras adyacentes. Entonces, es importante la ubicación de un sistema de subdrenaje; algunas medidas de control del flujo subsuperficial se describen en el Apartado 2.2.2.4. Asimismo, algunas veces cerca de las estructuras de drenaje transversal se producen los fenómenos de tubificación y erosión interna, por lo tanto, las superficies a través de las que el agua sale al exterior deberán protegerse en los suelos, de manera que el agua puede aflorar con facilidad, pero buscando también que las partículas del suelo queden en su lugar.

5.3.2 SELECCIÓN DE LAS MEDIDAS DE CONTROL AGUAS ABAJO DE LA ESTRUCTURA DE DRENAJE TRANSVERSAL

5.3.2.1 FLUJO PROVENIENTE DEL SISTEMA DE DRENAJE LONGITUDINAL

Las propuestas medidas de control que se establece para este caso tanto en la entrega del flujo de las estructuras de drenaje longitudinal cerca a la estructura de drenaje transversal, como el control de erosión en el terraplén cerca de la salida de la obra de drenaje transversal son las mismas que se presentan en las proximidades a la entrada de la estructura de drenaje transversal que se muestra en el Apartado 5.3.1.2.

5.3.2.2 TERRAPLÉN CERCA DE LA SALIDA DE LA ESTRUCTURA DE DRENAJE TRANSVERSAL

Como se anotó anteriormente, un factor de erosión en el terraplén cerca de la estructura de drenaje transversal, es la presencia del flujo superficial de la carretera que discurre sobre el terraplén, el cual se incrementa con la ausencia de estructuras de drenaje longitudinal, y especialmente cuando la carretera se encuentra en tramo de curva horizontal y a la vez en una curva vertical en depresión. Por lo tanto, se debe ubicar una adecuada estructura de drenaje longitudinal (bordillo o cuneta) y proteger el terraplén con revestimiento (rip rap, vegetación, biomantas, geomantas, etc.), ver Apartado 5.3.1.3

5.3.2.3 RIBERA DE CAUCE FLUVIAL (RÍO) QUE SE ENCUENTRA CERCA DE LA SALIDA DE LA ESTRUCTURA DE DRENAJE TRANSVERSAL

Muchas veces las estructuras de salida de la obra de drenaje transversal se encuentran muy cerca de las riberas de los ríos. Algunas veces estas riberas se encuentran erosionando y por ende dañando a la estructura de salida de las obras de drenaje transversal, agravándose el problema cuando la estructura de salida se encuentra cerca a la margen exterior de una curva fluvial. Por lo tanto, algunas de las propuestas medidas de control son:

- Tratar de no ubicar la estructura de salida de la obra de drenaje transversal de carretera cerca de la ribera del río que se encuentra erosionando, buscar una zona más estable para ubicar la estructura.
- Proteger la ribera que se encuentra erosionando con defensas ribereñas (de roca riprap, gaviones, etc.), ver figura 5.8. Un ejemplo de este tipo de estructura se describe en el Apartado 6.2.3.1, donde se analiza la protección en la salida de una estructura de drenaje transversal.
- También se puede proteger la zona de la ribera del río que se encuentra en curva, susceptible a erosiones, con la ubicación de bendway weir (diques en la curva del cauce), ver características del dique en el Apartado 5.4.2.4

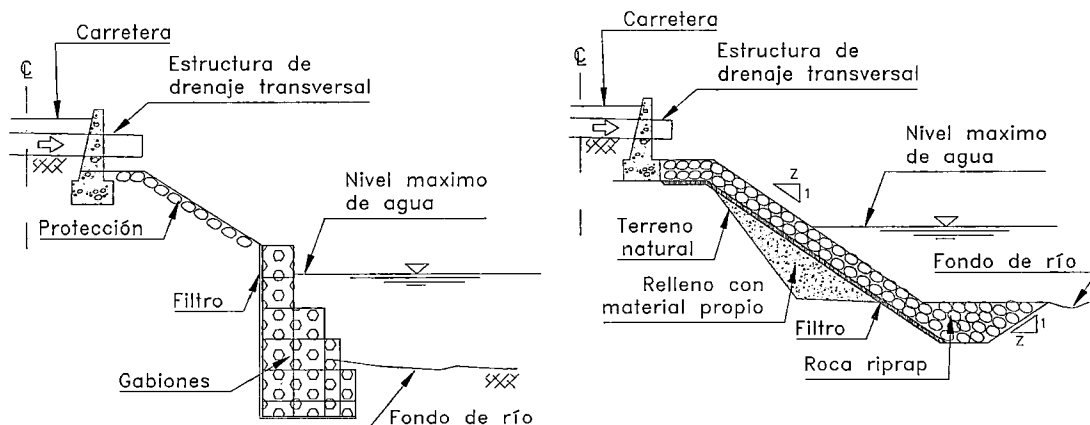


Figura 5.8 Defensas Ribereñas en la Salida de la Estructura de Drenaje Transversal.

5.3.2.4 ESTRUCTURA DE SALIDA Y PROTECCIÓN EN LA SALIDA DE LA OBRA DE DRENAJE TRANSVERSAL

A. ESTRUCTURA DE SALIDA

Los mayores problemas hidráulicos en el extremo de la salida de la estructura de drenaje transversal son impedir la obstrucción causada por la sedimentación, impedir el daño ocasionado por la socavación de la estructura de drenaje transversal y el terraplén, y la erosión del cauce aguas abajo de la estructura. Las velocidades altas son dañinas y se debe tener en cuenta cuando se proyecta la estructura de drenaje transversal. **Lo ideal sería que la velocidad en el cauce aguas abajo fuese la misma que antes de construir la estructura de drenaje transversal, por estas razones, la forma de la salida no tiene por qué ser igual que en la entrada, debido a que satisfacen funciones distintas.**

En el caso que las velocidades en la salida sobrepasen los límites admisibles, será necesario dar un tratamiento especial a la salida con el fin de proteger el cauce aguas abajo y ubicar disipadores de energía (ver Apartado 5.4.6)

También es importante considerar que la mayor rugosidad en el interior de la estructura de drenaje transversal resulta ventajosa para reducir la velocidad de salida, especialmente cuando el flujo en la alcantarilla tiene regulación a la entrada, donde la rugosidad no es un factor que afecte la capacidad.

Cuando la salida es sumergida, disminuye la posibilidad de desgaste excesivo de la estructura, si bien no puede desaparecer completamente, y aunque sea mínima el desgaste, es conveniente construir un muro de cabecera para ayudar a retener el terraplén. Con velocidades bajas de descarga, o cuando el cauce abajo no está sujeto a erosión, puede ser suficiente el muro final recto o en forma de U (ver figura 5.5). Sin embargo, los muros rectos no son buenas estructuras de transición entre la estructura de drenaje transversal y el canal que se encuentra aguas abajo, y se usan sólo en salidas pequeñas o sumergidas, donde existe cierta tendencia a formar remolinos que socavan el terraplén en los extremos del muro.

Con grandes velocidades de descarga aumenta la tendencia a producirse remolinos en el extremo de los muros, especialmente cuando la estructura de drenaje transversal es mucho más angosta que el cauce de salida.

Con velocidades moderadas, se pueden construir, a la salida, aleros que proporcionan una mejor transición y ayudan a sostener el terraplén. Se pueden también alabear dichos muros, pero su construcción es más laboriosa.

B. AUSENCIA DE ESTRUCTURA DE PROTECCIÓN Y ALTA VELOCIDAD DEL FLUJO EN LA SALIDA DE LA OBRA DE DRENAJE TRANSVERSAL

Como se anotó anteriormente, cuando no hay estructura de protección en la salida de la obra de drenaje transversal, y el terreno sobre el que llega el flujo no puede soportar velocidades altas, se presenta erosiones alrededor de la salida de la obra de drenaje transversal. Por lo tanto, es necesario ubicar una adecuada estructura de protección.

Estas estructuras pueden ser disipadores de energía (ver figura 5.9 y pautas de diseño en el Apartado 5.4.6); canales de revestimiento rígido o flexible; rocas descargadas (ver pautas de diseño en Apartado 5.4.8.2-E), etc. En los apartados 6.1.3.1, 6.1.3.2 y 6.2.3.2 se presentan algunos ejemplos de protección en la salida de las estructuras de drenaje transversal.

En la ubicación de disipadores de energía se tiene que considerar las características hidráulicas del flujo, el tipo de suelo sobre el que se apoyará (estabilidad) y si el terreno reúne las condiciones topográficas necesarias (área necesaria para ubicar el disipador de energía, pendiente no muy empinada).

En otros casos, se ha observado que como protección en la salida de la obra de drenaje transversal se ubica canales revestidos, sin embargo, aguas abajo de estos canales se ha observado erosiones, entonces nos damos cuenta que lo único que se realizó es trasladar el problema de erosión a otro lugar, y muchas veces la erosión se va acercando progresivamente a la salida de la estructura de drenaje transversal. Por lo tanto, es importante dejar el flujo de velocidad alta en un lugar alejado de la carretera o ubicar estructuras que disipen la energía. La elección de la medida de control dependerá además de lo anotado anteriormente del costo que alcanzará la estructura.

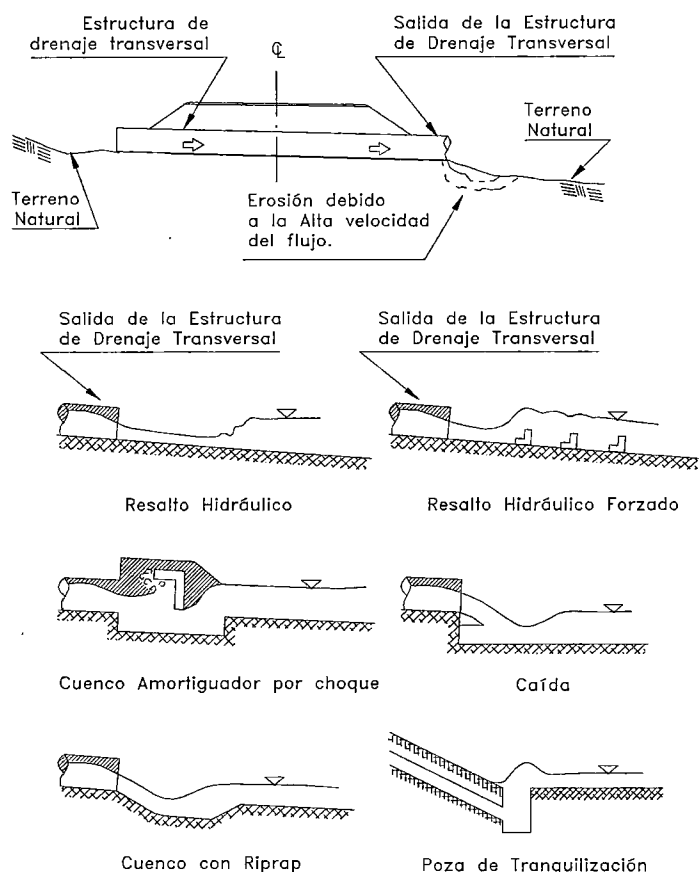


Figura 5.9 Esquemas de Disipadores de Energía en la Salida de la Obra de Drenaje Transversal (Recomendado en Terreno de Pendiente Suave o Relativamente Moderada).

C. INADECUADA UBICACIÓN DE LA ESTRUCTURA DE PROTECCIÓN AGUAS ABAJO DE LA OBRA DE DRENAJE TRANSVERSAL

C.1 CUANDO EL TERRENO ES DE PENDIENTE EMPINADA O RELATIVAMENTE EMPINADO

Cuando se tiene que escoger el lugar donde se ubicará la estructura de drenaje transversal, se debe tratar de no elegir un lugar donde la pendiente del terreno sobre el que se apoyará la salida de la estructura de drenaje transversal sea empinada, y el suelo inestable.

Para controlar este problema, se debe evaluar el terreno sobre el que discurra el flujo y las características hidráulicas del flujo. Si el terreno es estable (por ejemplo; presenta abundante vegetación, o es roca), y la velocidad del flujo puede ser soportado por éste, se puede dejar que el flujo discurra libremente hacia un dren natural (río, quebrada, etc.), también se puede proteger el terreno con geosintéticos (materiales protectores contra la erosión superficial) como biomantas, geomantas, geoceldas, etc. Dependiendo de las características hidráulicas del flujo, ver apartado 5.4.9.

Para los problemas de erosión alrededor de las estructuras que se apoyan sobre terreno de pendiente empinada o relativamente empinada y de suelo inestable, se propone las siguientes medidas de control:

- Si aguas abajo de la estructura de drenaje transversal la topografía es de pendiente empinada, se puede ubicar como estructura de drenaje transversal una tubería que pueda extenderse en la salida 1 o 2 m fuera del terraplén de la carretera como se observa en la figura 5.10, para lo cual es necesario ubicar una estructura tipo muro que pueda sostener la tubería. Este muro tiene que tener una adecuada cimentación ya que el terreno es de pendiente pronunciada y muchas veces de suelo inestable; con la extensión de la tubería se aleja el problema de erosión de la carretera, pero es importante proteger el terreno sobre el que cae el flujo, esta protección puede ser con rocas colocadas o descargas (ver pautas de diseño en Apartado 5.4.8.2-E) u otro tipo de protección.
- Si aguas abajo de la estructura de drenaje transversal la topografía del terreno es de pendiente relativamente empinada y hay espacio para ubicar disipadores de energía, se pueden ubicar estas estructuras (ver figura 5.7 y pautas de diseño en el Apartado 5.4.6)
- Si aguas abajo de la estructura de drenaje transversal la topografía del terreno es de pendiente relativamente empinada, y considerando el tipo de suelo, características hidráulicas del flujo que sale de la obra de drenaje transversal, se pueden ubicar canales revestidos con material flexible (riprap, geoceldas, etc.), Un ejemplo de protección con geocelda en la salida de la estructura de drenaje transversal se muestra en la figura 5.11.

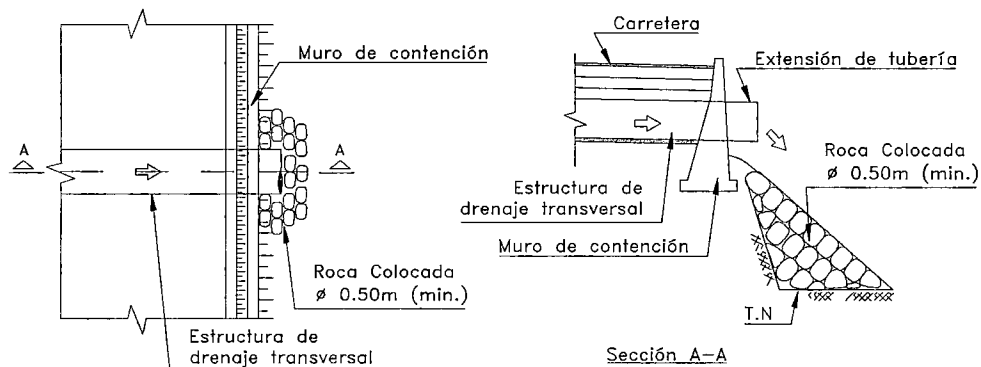


Figura 5.10 Protección en la Salida de la Estructura de Drenaje Transversal cuando el terreno es de Pendiente Empinada.

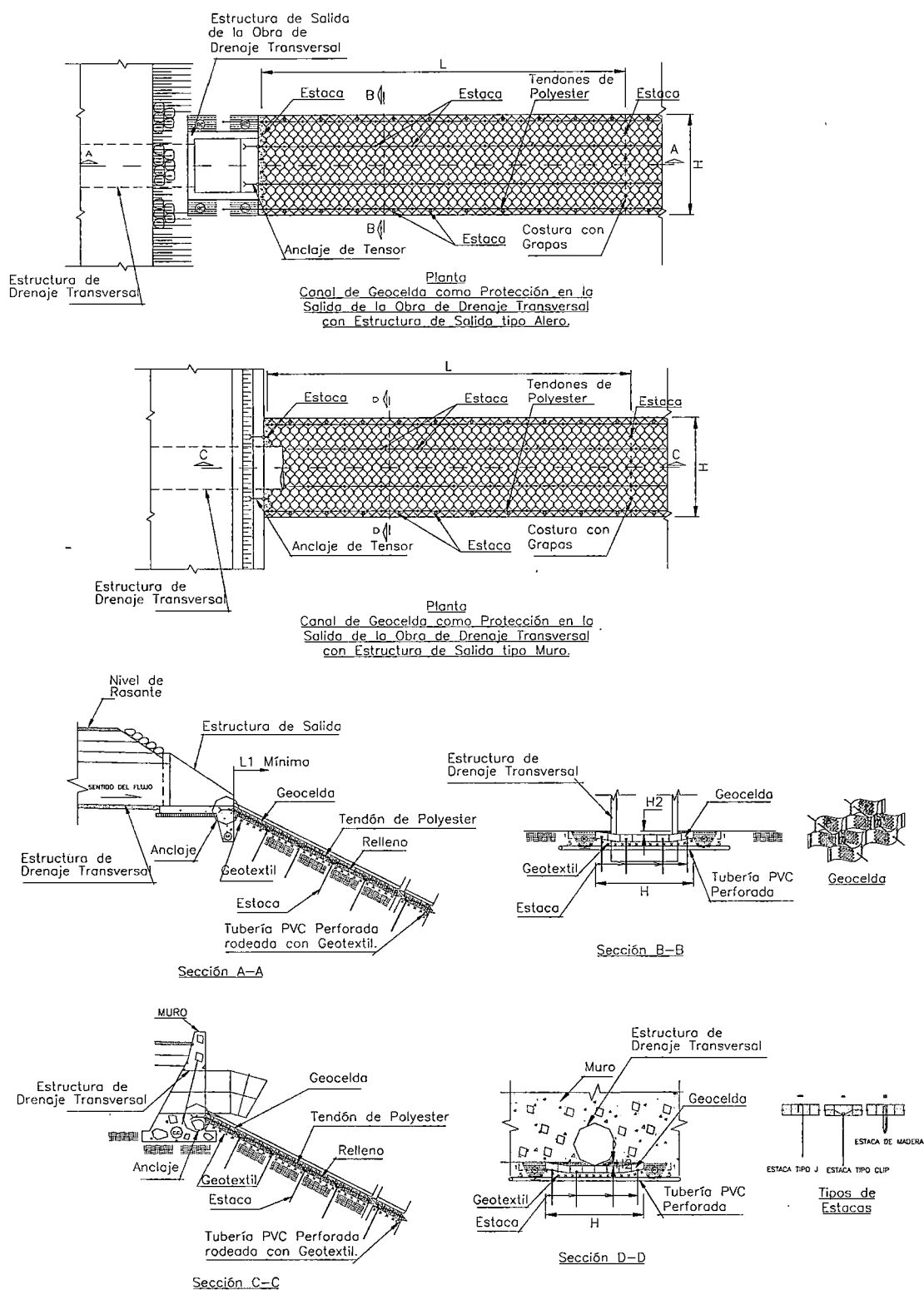


Figura 5.11 Protección con Geocelda en la Salida de la Estructura de Drenaje Transversal.

5.3.2.5 PRESENCIA DE FLUJOS SUBSUPERFICIALES Y/O SUBTERRÁNEOS

Las propuestas medidas de control que se establece para este caso, son las mismas que se presentan para aguas arriba de la estructura de drenaje transversal que se muestra en el Apartado 5.3.1.6.

5.4 DESCRIPCIÓN DE LAS MEDIDAS DE CONTROL DE EROSIÓN EN LAS ESTRUCTURAS DE DRENAJE TRANSVERSAL

5.4.1 REVESTIMIENTO

La fuente principal que se utilizó para la descripción del Revestimiento es "Bridge Scour and Stream Instability Countermeasures - Experience, Selection, and Design Guidelines", Hydraulic Engineering Circular No. 23 [22].

5.4.1.1 INTRODUCCIÓN

Los revestimientos son usados para proporcionar protección en el terraplén, ribera y lecho de quebradas. Ellos pueden ser flexibles o rígidos y pueden ser usados para responder a todos los mecanismos de erosión.

Ellos no estrechan significativamente el cauce ni alteran la configuración del flujo. El revestimiento no proporciona resistencia contra el hundimiento en riberas saturadas y terraplenes, no son relativamente exitosos en la estabilidad de riberas y lechos de quebradas degradando (erosinando). Por lo tanto, se tiene que tener especial precaución en el diseño del revestimiento para cauces que se encuentran degradando.

5.4.1.2 REVESTIMIENTO FLEXIBLE

El revestimiento flexible incluye roca riprap, colchón de rocas sujetadas con alambre, gaviones, bloques de concreto prefabricado, zanjas llenas de rocas, revestimiento con neumáticos (llantas) usados y vegetación.

Las rocas riprap se acomodan a distorsiones y desplazamientos locales de los materiales sin la completa falla de la instalación del revestimiento. Sin embargo, colchones flexibles de roca (sujetadas con alambre) y gaviones pueden algunas veces alcanzar el desplazamiento de materiales subyacentes, pero usualmente pueden ajustarse a distorsiones locales. El colchón de neumáticos usados (llantas) y bloques de concreto prefabricados son generalmente más duros que la roca riprap y los gaviones, por lo tanto, no se ajustan bien al desplazamiento local de los materiales que están debajo.

A. ROCA RIPRAP

Desde que las rocas riprap son comúnmente usadas como una medida de control de erosión de ribera de cauces, una corta discusión de los tipos de rocas riprap y los procedimientos de diseño se presentan en el "Design of Riprap Revetment" [9].

El riprap es definido como un revestimiento flexible de cauces o riberas, consistiendo de una mezcla bien graduada de rocas angulares. Usualmente son descargadas en el lugar donde se requieren. Otros tipos de riprap son colocados e introducidos, el riprap colocado es manual o cuidadosamente ubicado en una forma mecanizada, en un definido modelo, con vacíos entre las rocas más grandes, que luego es llenado con rocas más pequeñas.

En cuanto al riprap descargado (volteado), se puede decir que el riprap es ubicado de tal manera de prevenir la separación por el uso de una grúa con cuchara de arrastre. El descargado riprap debería formar una capa suelta de rocas donde las rocas individuales pueden moverse independientemente para ajustarse al movimiento del material de la ribera que está siendo protegido. Este menor movimiento puede ocurrir sin la completa falla de la instalación, este movimiento permite al riprap ser su propio reparador y es una de las principales ventajas de la descarga de la roca riprap.

Un ejemplo de diseño de defensa ribereña con roca riprap es presentado en el Apartado 6.2.3.1-B.

B. COLCHÓN DE RIPRAP SUJETADO CON ALAMBRE

El colchón de riprap sujetado con alambre, es comúnmente usado en el estado de Nuevo México. El colchón de riprap difiere de los gaviones y colchón de gaviones, porque es un elemento de trabajo continuo en lugar de canastas individuales interconectadas. Además, el colchón de riprap es típicamente anclado al estribo con estacas de acero que son conducidos a través del manto. La construcción del colchón de riprap sujetado con alambre es usualmente más rápido que los colchones de gaviones y también requieren menos malla de alambre porque la unión interna de paneles no es usada.

El colchón de riprap es usado principalmente para protección de riberas, protección de taludes del dique guía y en conjunto con gaviones ubicados en el pie de los taludes.

Se debe tener en cuenta que cuando se usa el colchón de riprap, en quebradas que transportan cantos rodados y rocas, el alambre de las canastas puede ser cortado rápidamente por la abrasión, entonces podría ser destruida la protección a lo largo de la ribera. La corrosión de las canasta y el vandalismo puede también ser un problema.

Los colchones y canastas pueden ser hechos en grandes tamaños en el campo, éstos son flexibles y pueden acomodarse a los huecos de la socavación que amenazan la estabilidad de las riberas. Ver figura 5.12 y foto 5.8.

Muchas veces cuando el riprap no es disponible fácilmente, se pueden usar rocas (cantos rodados) que podrían haber en la zona.

Las pautas de diseño para las dimensiones, ubicación, anclaje, unión, selección de la roca de relleno que se usa en el colchón de riprap sujetado con mallas de alambre pueden ser encontrados en "Bridge Scour and Stream Instability Countermeasures - Experience, Selection, and Design Guidelines" [22], mientras que las pautas de diseño para la selección y diseño del material de filtro se pueden encontrar en el "Design of Riprap Revetment" [9].

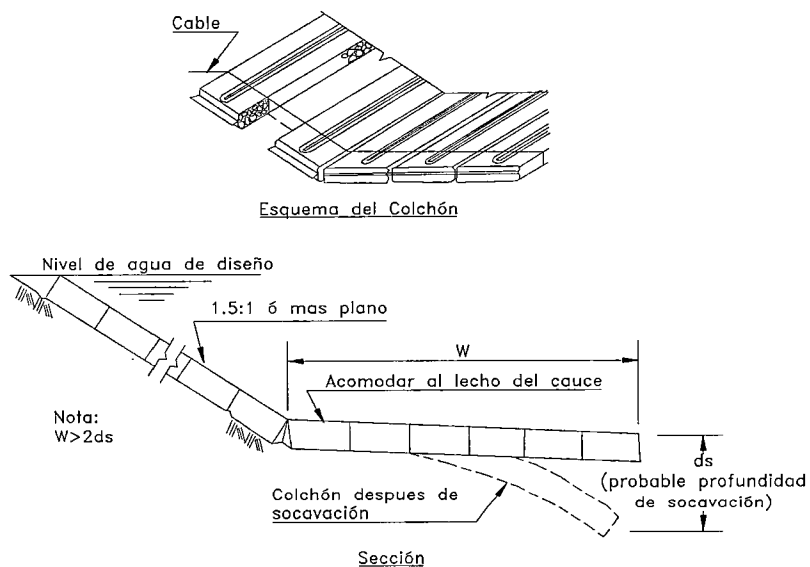


Figura 5.12 Colchón de Roca Sujetada con Alambre.



Foto 5.8 Colchón de rocas sujetadas con alambre, usada para proteger los taludes de las riberas.

C. GAVIONES

Los gaviones son canastas de alambre rectangulares llenadas con relativamente pequeños tamaños de rocas, usualmente menos que 8 pulgadas en diámetro. La recomendada máxima velocidad para el uso de gaviones varía de 8 a 15 pies/segundo, dependiendo de la fabricación. Los gaviones son usados principalmente para el revestimiento – tipo estructuras, pero también estaban siendo usados para diques y soleras.

Los gaviones actúan como una gran pesada masa porosa teniendo alguna flexibilidad. Estas canastas son comercialmente disponibles en un rango de tamaños estándares y son hechos de alambre pesado galvanizado (cubierto cuando es usado en un ambiente corrosivo). Ellos son ensamblados manualmente, usando alambre no corrosivo.

Las canastas son normalmente de 0.5m, 1m o 2m de altura y son ubicadas como revestimiento sobre una inclinada ribera estable. Un manto de filtro o filtro fabricado sintético es necesario para prevenir el lavado del material de la base y el socavamiento de las canastas.

La malla metálica debe poseer elevada resistencia mecánica y la doble torsión impide que esta se desarme ante el cortado de un alambre, asegurando que en cada cruce se tenga un punto fijo manteniendo la flexibilidad de la malla y acotando las deformaciones posibles. La durabilidad se asegura a través de la fuerte galvanización de los alambres y en el caso de condiciones particularmente agresivas para el zinc, se dispone de alambres fuertemente galvanizados revestidos de PCV.

En la obra, los gaviones son montados en forma individual por medio de costuras continuas, las costuras son muy simples, pero es necesario que sean realizados con cuidado para garantizar el perfecto funcionamiento de la estructura. Las mismas costuras son utilizadas a lo largo de las aristas de contacto, para la unión de los diferentes módulos, sea lado a lado o sea sobrepuestos. En el primer caso el amarre es más simple si es realizado antes del relleno, en el segundo caso con los gaviones superiores vacíos. Luego del contacto entre los paños de la red, una vez llenado los gaviones, se debe garantizar que se produzca el roce en toda la superficie de la malla, de esta manera la estructura se comporta en forma monolítica manteniéndose constante la fricción interna de la piedra.

Las rocas para el relleno deben tener un elevado peso específico, poseer un tamaño mínimo superior a la mayor medida de la malla y uno máximo que se encuentre en el orden del doble del mínimo.

Las características más destacadas de los gaviones son en resumen las siguientes:

- Gran flexibilidad que permita que la estructura se adapte a las deformaciones del terreno manteniendo su estabilidad y eficiencia.
- Elevada resistencia debido al gran peso de la estructura, la fricción entre las rocas, su resistencia a la compresión y la elevada tensión de tracción que es soportada por la malla (con baja deformación).
- Permeabilidad adecuada que permite el drenaje de las aguas de infiltración eliminando el empuje hidrostático.
- La puesta en obra es extremadamente sencilla y económica y no requiere equipos ni mano de obra especiales. Se puede usar para el relleno cantos rodados o roca partida.
- El llenado puede ser realizado manualmente o con el auxilio de equipos normales de obra.
- Se integra armónicamente con el paisaje, permitiendo el desarrollo de la vegetación sin que esto traiga inconvenientes.

D. COLCHÓN DE CONCRETO ARTICULADO

Un sistema de bloques de concreto articulado proporciona una flexible alternativa en lugar del riprap, gaviones y revestimientos rígidos. Estos sistemas consisten de prefabricadas unidades que se entrelazan o son sostenidos juntos por barras de acero o cables para formar un manto continuo. Las pautas de diseño consideran dos aplicaciones de los bloques de concreto articulado:

1. Revestimiento de la ribera, estribo y lecho.
2. Protección contra la socavación de pilares.

Hay poca experiencia con el uso del sistema de bloques articulado como medida de control de erosión para pilares de puente. Frecuentemente, este sistema estaba siendo usado para revestimiento a lo largo del ancho del cauce en forma transversal, en el estribo o como protección de la ribera. Por esta razón, las pautas de diseño para ubicar sistemas articulados de bloques en las riberas y cauces son bien documentadas, aunque hay pocas pautas de diseño publicadas sobre la instalación de estos sistemas alrededor de los pilares de puentes.

Más detalle sobre las especificaciones y pautas de diseño para la instalación y anclamiento del sistema de bloques de concreto articulado son documentados en "Bridge Scour and Stream Instability Countermeasures - Experience, Selection, and Design Guidelines" [22].

Los pequeños bloques de concreto prefabricados, sostenidos por una barra de acero o cables pueden ser usados para conformar un flexible colchón como se muestra en las figuras 5.13 y 5.14. Los tamaños de los bloques pueden variar para ajustarse al contorno de la ribera.

El abierto espaciamiento entre los bloques permite que los suelos debajo del bloque sean lavados, a menos que un manto de filtro sea ubicado debajo. Para terraplenes que están sujetos a ocasionales flujos de inundación, el espacio entre bloques puede ser llenado con tierra y la vegetación pueden ser establecida.

El uso del colchón de concreto articulado, estaba siendo limitado principalmente debido al gran costo que se requiere para ubicar los colchones debajo del agua.

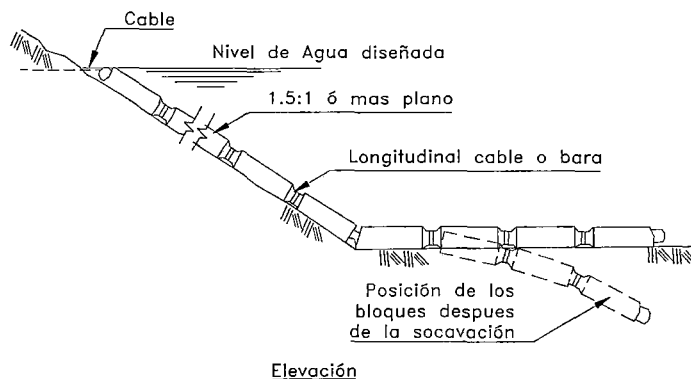


Figura 5.13 Colchón de Concreto Articulado.

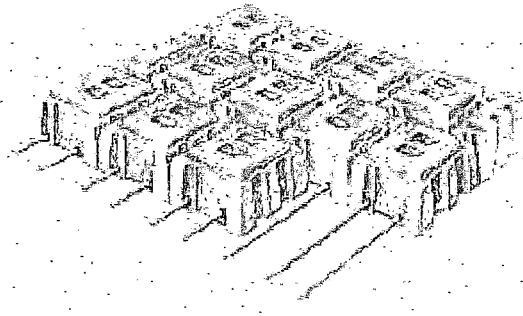


Figura 5.14 Sistemas de Bloques Unidos con Cable.

E. VEGETACIÓN

En el Apartado 5.4.3 se detalla mas acerca del revestimiento flexible con vegetación.

5.4.1.3 REVESTIMIENTO RÍGIDO

Los revestimientos rígidos son generalmente mas uniformes que los revestimientos flexibles, y por tanto, mejoran la eficiencia hidráulica y son generalmente altamente resistentes a la erosión y al daño por impacto. Ellos son susceptibles al retiro de partículas de suelo sobre el que se apoyan, produciendo socavación, presión hidrostática, deslizamientos y erosión en el perímetro.

Este tipo de revestimiento esta entre las más caras medidas de protección de la ribera de la quebrada.

A. SACOS

Los sacos llenos de suelos o mezclas de arena y cemento están siendo bastante usados para trabajos de emergencia a lo largo de diques y riberas de quebradas durante inundaciones (ver figura 5.15). En años recientes, los sacos fabricados comercialmente (plástico, etc.) estaban siendo usados para proteger las riberas de las quebradas en áreas donde el riprap de conveniente tamaño y calidad no es disponible a un razonable costo. Aunque más tipos de sacos son fácilmente dañados y serán eventualmente deteriorados, aquellos sacos llenos con mezcla de cemento y arena pueden proporcionar a largo plazo protección si la mezcla tiene una estructuración adecuada.

La construcción de sacos de cemento y arena como revestimiento no es económicamente competitivo en áreas donde las rocas buenas son disponibles; sin embargo, si el riprap tiene que ser transportado en grandes distancias, este tipo de revestimiento con sacos, pueden muchas veces ser ubicado sobre las riberas que se encuentran erosionando, en un menor costo que el riprap.

Si es necesario construir un revestimiento permanente, los sacos deberían ser llenados con una mezcla de 15 % de cemento (mínimo) y 85 % de arena seca (por peso). Los sacos llenos deberían ser ubicados en filas horizontales parecidos a los ladrillos de una casa común, comenzando en un nivel debajo de la socavación (alternativamente, el riprap puede ser ubicado en el pie para prevenir el socavamiento de la ribera).

Las sucesivas filas deberían ser ubicadas aproximadamente $\frac{1}{2}$ del ancho del saco, hasta una altura sobre la ribera donde no es necesario la protección. La pendiente del revestimiento no debería ser mas que 1m vertical por 1m horizontal.

Si el material de los sacos es mojado, entonces los sacos se unirán y no podrá haber un libre drenaje. Por esta razón, los lloraderos deben ser incluidos en el diseño del revestimiento. La instalación de lloraderos permitirá el drenaje del nivel freático que está debajo del revestimiento por tanto ayuda a prevenir el aumento de presión, el cual podría causar la falla del revestimiento.

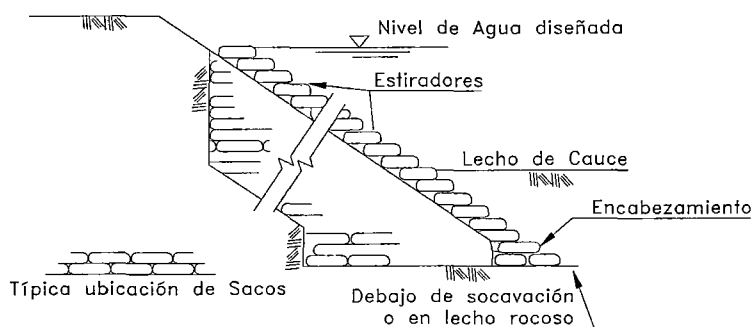


Figura 5.15 Revestimiento Típico con Bolsas de Arena-Cemento.

B. SUELO CEMENTO

En áreas donde el riprap es escaso, se puede usar el suelo en combinación con cemento para proporcionar una protección alternativa (ver foto 5.9). Para usar suelo-cemento, los suelos deberían ser fácilmente pulverizados y contener al menos 5%, pero no más que 35% de limo y arcilla (material que pasa la malla N° 200). Los suelos de textura más fina usualmente son difíciles de pulverizar y requieren más cemento. El suelo cemento puede ser ubicado y compactado sobre pendientes tan empinadas como 1 horizontal y 1 vertical.

La construcción en forma de gradas es recomendada sobre terraplenes de pendiente relativamente empinada. La ubicación de pequeñas cantidades de suelo cemento para cada año (capas de seis pulgadas) pueden progresar más rápidamente que una gran cantidad de material de relleno.

La completa instalación del suelo-cemento tiene que ser protegido del secado por unos días como periodo de hidratación; después de completar esto, el material tiene suficiente fuerza para servir como camino a lo largo del terraplén. Procedimientos para la construcción de la protección de taludes con suelo-cemento por el método de gradas puede ser encontrado en "Suggested Specifications for Soil-Cement Slope Protection for Embankments (Central-Plant Mixing Method)," Portland Cement Association Publication IS052W.

Cuando las velocidades exceden seis a ocho pies por segundo y el flujo lleva suficiente carga del lecho para ser abrasivo, son aconsejables tomar precauciones especiales. El agregado en este caso debería contener al menos 30% de partículas de grava retenidos sobre la malla N° 4 (4.75mm), el espesor de la protección en las riberas debería ser lo suficiente para proteger la anticipada socavación total.

Un manto de suelo-cemento con 8 a 15 % de cemento puede ser un económico y efectivo método de protección de riberas de quebradas, para el uso en áreas donde la vegetación es difícil de establecer y el material de la ribera es predominantemente arena. La arena puede ser mezclada con cemento con la mano o mecánicamente en un espesor de al menos 4 pulgadas.

Este método tiene la ventaja de tener costo bajo; sin embargo, hay 3 principales desventajas: impermeabilidad, baja firmeza y susceptibilidad a las variaciones de temperatura. Si detrás de las riberas los mantos están saturados y no pueden drenar, pueden ocurrir fallas. También, debido a que el manto arena-cemento es relativamente

quebradizo, muy poco tránsito (vehicular, peatonal o ganado) puede ser sostenido sin rajarse la débil protección del revestimiento.



Foto 5.9 Suelo cemento ubicado paralelamente en los taludes de la ribera.

5.4.2 ESTRUCTURAS DE CONTROL DEL FLUJO

Las fuentes principales que se utilizaron para la descripción de las Estructuras de Control del Flujo son: "Bridge Scour and Stream Instability Countermeasures - Experience, Selection, and Design Guidelines", Hydraulic Engineering Circular No. 23 [22] y "Highways in the River Environment", Federal Highway Administration, EE.UU [37]

En la presente Tesis, definiremos a las estructuras de control de flujo como una estructura dentro o fuera del cauce que actúa como una medida para controlar la dirección, velocidad o tirante del flujo. Las estructuras de esta categoría son algunas veces llamadas "river training works" (trabajos de regulación del flujo). Entre las más importantes propiedades de una estructura de control de flujo es su grado de permeabilidad, una estructura impermeable puede desviar una corriente enteramente, mientras una estructura permeable puede servir principalmente para reducir la velocidad del agua.

Considerando que el término "permeable" significa que una estructura tiene definidas aberturas a través de la cual el agua intenta pasar, como la abertura entre adyacentes tablonces o entre las mallas de alambre. Las estructuras hechas de riprap, o llenadas con riprap, tienen algunos grados de permeabilidad, pero éstas son clasificadas como impermeables debido a que ellas actúan esencialmente como barreras impermeables a un rápido movimiento del flujo.

Un esquema de algunos tipos de estructuras de control de flujo son mostrado en la figura 5.16.

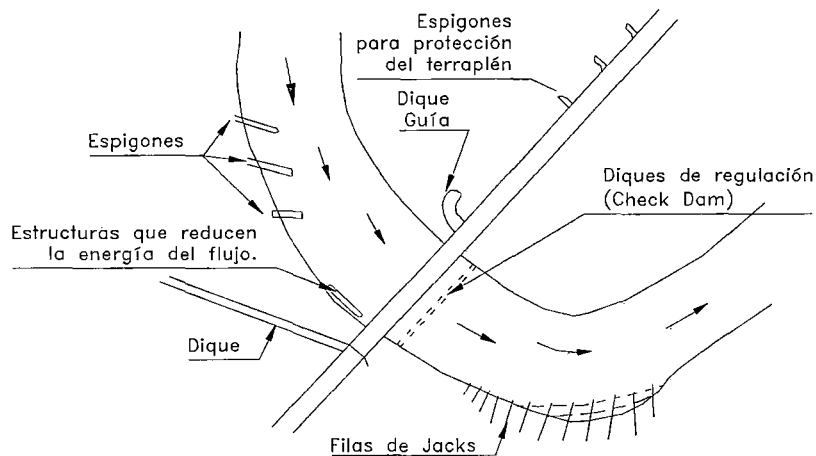


Figura 5.16 Ubicación de las Estructuras de Control del Flujo relacionadas a la Ribera, Sección Transversal y Terreno Inundable del Cauce. Espigones, Estructuras que reducen la energía del flujo, Diques y filas de Jacks pueden ser ubicados aguas Arriba y/o aguas Abajo de la Obra de Cruce entre la Carretera y la Quebrada.

5.4.2.1 ESPIGONES

Un espigón es una estructura o terraplén ubicado en una quebrada con algún ángulo de inclinación con respecto a las riberas, sirve para desviar el flujo afuera de una zona crítica, para prevenir la erosión en las riberas y para establecer un deseado alineamiento del cauce.

Debido al desvío de la corriente del flujo de las riberas y por la deposición de sedimentos detrás de ellos, un espigón o una serie de espigones pueden proteger las riberas de la quebrada más efectivamente y con menos costo que la protección con riprap en las riberas.

Además, cuando se traslada la socavación fuera de la ribera, la falla del riprap sobre los espigones puede muchas veces ser reparado antes que el daño se produzca en las estructuras a lo largo del cauce, mientras que la falla del riprap sobre las riberas puede inmediatamente poner en peligro a las estructuras.

También los espigones son usados para proteger el terraplén de la carretera que se aproxima a la estructura de cruce entre la quebrada y la carretera. Muchas veces el flujo de inundación llega al terraplén de la carretera y corre paralelo a los terraplenes causando erosión, para luego dirigirse a la entrada de la estructura de cruce. Los espigones construidos perpendicularmente al terraplén de la carretera mantienen potencialmente la corriente erosiva fuera de los terraplenes, por lo tanto protegen al terraplén.

Los espigones también son usados como diques, diques guías, estructuras que reducen la energía del flujo, etc. Los espigones son usados para canalizar un cauce amplio, pobremente definido a un bien delimitado cauce que no agrada y no degrada, por lo tanto mantiene su ubicación de año en año.

Los espigones sobre quebradas que llevan carga de sedimentos suspendidos pueden causar deposición para establecer y mantener el nuevo alineamiento. El uso de espigones en este caso puede decrecer la longitud necesaria de la sección de la estructura

de cruce y puede establecerse un cauce más apropiado y estable que se aproxime a la estructura de cruce; entonces esto decrece el costo de la estructura de cruce.

Las siguientes recomendaciones principales de Brown (1985) son organizadas considerando los componentes de diseño para una fácil referencia.

Extensión de la protección de las riberas del cauce

- Un común error en la protección de las riberas de una quebrada es proporcionar protección lejos aguas arriba y no suficiente aguas abajo.
- La extensión de la protección de las riberas debería ser evaluado usando una variedad de técnicas, incluyendo métodos empíricos, reconocimiento en campo, evaluación de rastros para varias condiciones de niveles del flujo, revisión del flujo y fuerzas de erosión para varias condiciones de niveles de flujo. La información de estas aproximaciones deberían entonces ser combinadas con la opinión personal y con el conocimiento de los procesos que están ocurriendo en el lugar para establecer la protección apropiada.

Longitud del espigón

- Cuando la longitud del espigón es incrementada, se tiene que considerar que:
La profundidad de la socavación en los extremos del espigón se incrementa,
La severidad de la desviación del flujo se incrementa y
La longitud de la protección de las riberas del cauce se incrementa.
- La proyectada longitud de los espigones impermeables debería ser menos de 15 % del ancho del cauce, ancho que se considera a un nivel lleno de ribera.
- La proyectada longitud de espigones permeables debería ser menos de 25% del ancho de cauce. Sin embargo, este criterio depende de la magnitud de la permeabilidad de los espigones. Los espigones que tienen permeabilidad menores que 35% deberían ser limitados para proteger longitudes que no exceden 15% del ancho del cauce. Los espigones que tienen permeabilidad de 80% pueden tener proyectadas longitudes de hasta 25% del ancho del cauce, ancho que se considera a un nivel lleno de ribera. Entre estos dos límites, se debería usar una relación lineal entre la permeabilidad del espigón y la longitud del espigón.

Espaciamiento de los Espigones

- El espaciamiento de los espigones en un esquema de protección de riberas es una función de la longitud de los espigones, ángulo de inclinación con respecto a las riberas y permeabilidad, así como del grado de curva de los cauces
- La dirección y orientación del eje del flujo en el cauce juega un principal rol para determinar un espaciamiento aceptable entre los individuales espigones, en un diseño de estabilización de ribera.
- Con la reducción del espaciamiento entre espigones individuales debajo del mínimo requerido para prevenir erosión entre los espigones, se reduce la magnitud de la concentración del flujo y la socavación local en el extremo del espigón.

- La reducción del espaciamiento entre espigones en un diseño de estabilización de ribera, causa que el eje del flujo se establezca más allá fuera de la parte cóncava de la ribera, dirigiéndose al centro del cauce.

Orientación de los Espigones

- El criterio primario para el establecimiento de una apropiada orientación de los espigones, es proporcionar un esquema que eficientemente y económicamente dirige el flujo a través de la curva del cauce, minimizando los adversos impactos al sistema del cauce.
- Los espigones orientados aguas abajo producen menor estrangulamiento del flujo que aquellos orientados aguas arriba o normal al flujo.
- A mayor ángulo del espigón individual en la dirección aguas abajo, entonces más pequeña la magnitud de la concentración del flujo y la socavación local en el extremo de los espigones.
- Los espigones impermeables son más sensibles a la variación de la socavación local que los espigones permeables.
- Los espigones cuya función es el de reducir la energía del flujo, deberían ser ubicados perpendicularmente a la dirección principal del flujo.
- Los espigones de desvío, deberían ser diseñados para proporcionar una gradual regulación del flujo alrededor de las curvas. Esto es llevado a cabo maximizando la eficiencia del flujo dentro de la curva, mientras se minimiza algún impacto negativo sobre la geometría del cauce.

Altura de los Espigones

- La altura de los espigones debería ser suficiente para proteger las zonas de las riberas del cauce impactadas por el proceso de erosión activo en un particular lugar.
- Si el nivel de flujo de diseño es más bajo que la altura de la ribera de cauce, los espigones deberían ser diseñados a una altura no más de 3 pies más bajo que el nivel de diseño del flujo.
- Si el nivel de flujo de diseño es más alto que la altura de la ribera del cauce, los espigones deberían ser diseñados a la misma altura de la ribera.
- Los espigones permeables deberían ser diseñados a una altura que permita el paso de escombros pesados sobre la cresta del espigón y no causen daño estructural.
- Cuando sea posible, los espigones impermeables deberían ser diseñados para ser sumergidos aproximadamente 3 pies bajo la peor condición de diseño del flujo, por tanto minimizar los impactos de la socavación local y concentración del flujo en el extremo de los espigones y la magnitud de la desviación del flujo.

Perfil de la cresta de los espigones

- Los espigones permeables deberían ser diseñados con crestas a menos que la altura de las riberas u otras especiales condiciones consideren el uso de un diseño de cresta inclinada.
- Los espigones impermeables deberían ser diseñados de tal manera que se presente un lento descenso hacia la cabeza, por lo tanto se presenta la contracción del flujo paulatinamente (especialmente en cauces de estrecho ancho), y la acomodación de cambios de los cauces meándricos paulatinamente.

Contacto con el lecho y ribera del cauce.

- Se debería dar cuidadosa consideración para diseñar un espigón que mantendrá contacto con el lecho y ribera del cauce, de tal manera que no sea socavado u desbordado.

Estos problemas ocurren principalmente en quebradas aluviales que experimentan amplias variaciones en el lecho del cauce. Espigones impermeables de rocas riprap y gaviones pueden ser diseñados para oponerse a la erosión en el pie por el suministro de material excesivo sobre el lecho de la quebrada como es ilustrado en la figura 5.17. Cuando la socavación ocurre, el material en exceso es lanzado dentro del hueco de la socavación, por tanto protege el extremo de los espigones. Los espigones de gaviones no son tan flexibles como los espigones de riprap y pueden fallar en quebradas aluviales muy dinámicas.

Forma de la cabeza del Espigón

- Es recomendada una forma simple recta.
- Se debería tratar que la cabeza del espigón o extremo, sea llano y redondeado. Los espigones de extremo llano, bien redondeados ayudan a minimizar la socavación local, concentración del flujo y desviación del flujo. Ver foto 5.10.

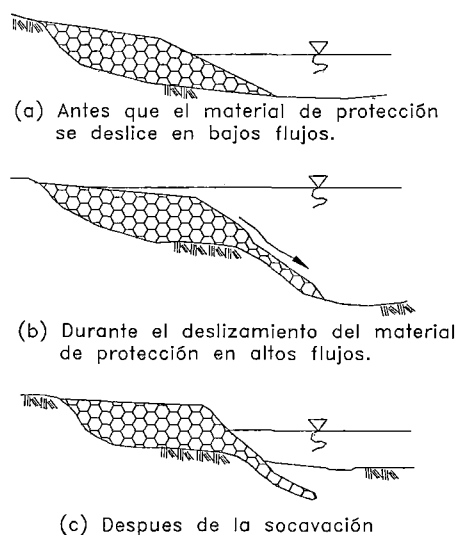


Figura 5.17 Deslizamiento de Rocas al pie de la Protección con Espigones de Riprap.

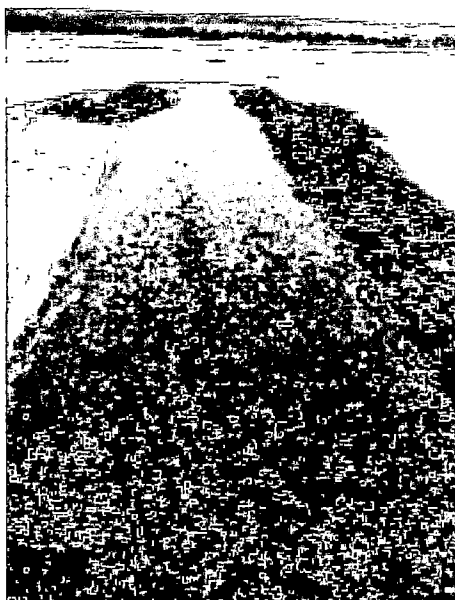


Foto 5.10 Espigones impermeables

5.4.2.2 DIQUES GUÍAS

Cuando sobre el terraplén que invade el amplio terreno inundable discurre el flujo paralelo al terraplén hacia la entrada de la estructura de cruce (puente, alcantarilla, etc.); el terraplén puede sufrir erosión. Una severa contracción del flujo en el estribo puede reducir la efectividad del ingreso del flujo a la estructura de cruce, podría incrementar la severidad de socavación en el estribo y los pilares.

El dique guía (anteriormente conocido como dique espigón) puede ser usado en estos casos para prevenir la erosión en las proximidades del terraplén, guiando al flujo hacia la entrada de la estructura de cruce y transfiriendo la socavación fuera de los estribos para prevenir el daño causado por la socavación del estribo.

Las dos principales mejoras del dique guía con respecto al diseño de la estructura de cruce son:

1. Reduce la separación del flujo con la cara aguas arriba del estribo y por consiguiente maximiza el uso del área por donde discurre el flujo, y
2. Reduce la socavación del estribo, debido a la disminución de la turbulencia del flujo en la cara del estribo.

Los diques guías pueden ser usados sobre quebradas de lecho arenoso o gravoso.

Los principales factores a ser considerados cuando se diseña el dique guía son: orientación con respecto al ingreso en la estructura de cruce, forma del diseño, longitud aguas arriba y abajo, forma de la sección transversal y cota de la cresta.

Como principal referencia de diseño para esta estructura se puede consultar "Bridge Scour and Stream Instability Countermeasures - Experience, Selection, and Design Guidelines" [22].

La figura 5.18 presenta un esquema del dique guía típico, es evidente que sin el dique guía, el flujo desbordaría sobre la ribera, además de incrementarse la severidad de la contracción del flujo y presentarse socavación en los estribos.

Se debe notar que con la instalación de los diques guías, el hueco de la socavación que normalmente podría ocurrir en el estribo de las estructuras de cruce es trasladado aguas arriba fuera de los estribos. Los diques guías pueden ser diseñados en cada estribo o individualmente, dependiendo de la cantidad del flujo sobre la ribera o flujo sobre el terreno inundable en las proximidades del terraplén, que se dirigen a la estructura de cruce.

La meta de cada diseño del dique guía, es proporcionar una uniforme transición y contracción del flujo a través de la entrada de la estructura de cruce. Idealmente, las líneas del flujo a través del ingreso de la estructura de cruce deberían ser rectas y paralelas. Como en el caso de otras medidas de control, el diseñador debería considerar los principios hidráulicos y morfológicos de la quebrada, y ejercer el juicio ingenieril.

La forma recomendada de un dique guía es de un cuarto de elipse, con la proporción del eje principal a secundario de 2.5, el principal eje debería ser aproximadamente paralelo a la dirección del principal flujo. Para estructuras de cruce perpendiculares al eje de la carretera el principal eje del dique guía podría ser perpendicular al terraplén de la carretera. Sin embargo, para inclinados cruces, el dique guía debería ser ubicado en un ángulo con respecto al terraplén, con la visión de simplificar el desvío del flujo a través del ingreso de la estructura de la estructura de cruce.

La longitud del espigón (L_s), depende de la cantidad de flujo sobre el terreno inundable, ancho de la sección de la estructura de cruce e inclinación de la estructura de cruce. Los espigones cortos pueden ser usados cuando el flujo del terreno inundable es pequeño o el potencial de socavación en los pilares y terraplenes son pequeños.

Las longitudes aguas arriba y aguas abajo para los diques guías rectos son como sigue: la longitud aguas arriba = 0.75 a 1.5 veces el ancho del ingreso de la estructura de cruce; y la longitud aguas abajo = 0.1 a 0.25 veces el ancho del ingreso de la estructura de cruce.

El nivel de la cresta debería ser 1 pie mas alto que el nivel de inundación (de diseño), tomando consideraciones de los efectos de la contracción del flujo, debido a que el flujo no debería sobrepasar el dique guía.

Otras consideraciones de diseño

En algunos casos, donde el costo del riprap es alto, el dique guía puede ser cubierto con césped u otra protección mínima. El diseño del dique guía debería permitir la reparación o reemplazo del dique guía después de cada avenida. Otras medidas que minimizaran el daño en las proximidades del terraplén y del dique guía durante la inundación son:

- Mantener árboles cerca al pie del terraplén del dique guía, los árboles incrementarán la resistencia al flujo cerca y alrededor del terraplén, por tanto, la velocidad se reduce así como el potencial de socavación.
- No permitir la excavación del cauce aguas arriba de la quebrada en las proximidades del terraplén y cerca al dique guía, ya que son prácticas que

propician la concentración del flujo e incrementa la velocidad y valores de erosión en el terraplén.

- En algunos casos, el área detrás del dique guía no puede ser suficiente para drenar el flujo apropiadamente después de un período de inundación. Este caso puede ser un problema, especialmente cuando el dique guía es relativamente impermeable, por lo tanto pequeñas tuberías de drenaje pueden ser instalados en el dique guía para drenar el agua estancada.
- En algunos casos, es común ver que la ribera de una lado del cauce es alto y bien definida. En estos casos, puede ser necesario solo un dique guía.

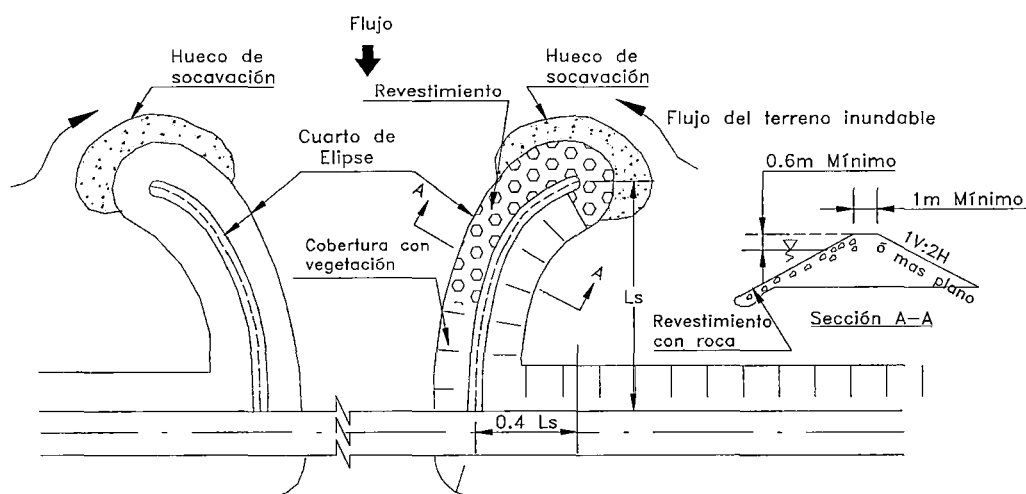


Figura 5.18 Dique Guía Típico.

5.4.2.3 DIQUES DE REGULACIÓN (CHECK DAM)/ ESTRUCTURAS DE SALTO

CONTEXTO

El check dam es un dique en una zanja o un cauce, usado para prevenir la erosión, debido a la reducción de la velocidad del flujo. El check dam ubicado en una zanja o cauce, permite que el agua se estanque detrás de la estructura por consiguiente reduce la velocidad.

También los check dams (diques de regulación) y las estructuras de salto son usados aguas abajo de las estructuras de cruce (alcantarilla, pontones, etc.) para detener la socavación y mantener un estable nivel del lecho de la quebrada en la viciuidad de la estructura de cruce entre la quebrada y la carretera.

Los check dams son usualmente contruidos de roca riprap, concreto, tablestacado, gaviones (ver fotos 5.11, 5.12 y 5.13). El material usado para construir la estructura depende de la disponibilidad de materiales, la altura requerida del salto y el ancho del cauce. La construcción de check dams (diques de regulación) con roca riprap y con pilares de madera estaban siendo exitosamente usados sobre cauces que tienen pequeños saltos y anchos menos que 30m (100pies), ver figura 5.19.

El tablestacado, gaviones y estructuras de concreto son generalmente usados para grandes saltos sobre cauces anchos que se extienden hasta 100m. La ubicación del check dam con respecto a la estructura de cruce depende de las características hidráulicas de la estructura de cruce y la cantidad de socavación o degradación anticipada.

Con la ubicación del check dam se puede iniciar la erosión de la ribera y el lecho del cauce aguas abajo de la estructura, como un resultado de la disipación de energía y turbulencia en el salto; esta socavación local puede causar la falla del check dam. El uso de disipadores de energía aguas abajo del check dam puede reducir la energía disponible que erosiona el lecho y la ribera de la quebrada. **En algunos casos, puede ser mejor construir varios consecutivos saltos de más corta altura para minimizar la erosión,** también se puede usar un estanque revestido de concreto.

La erosión de las riberas aguas abajo del check dam, puede conducir a la erosión en las proximidades del terraplén de la estructura de cruce y cimentaciones del estribo, si ésta erosión lateral de ribera causa la formación de flujos alrededor del extremo del check dam. **La usual solución a estos problemas es ubicar el revestimiento de riprap sobre la ribera adyacente al check dam.** En el apartado 6.2.3.2-B se puede encontrar un diseño de diques con gaviones como medida de control de erosión aguas arriba del badén del Km. 74+ 359 de la carretera Lima – Canta.

Se puede reducir la erosión del lecho de la quebrada con la ubicación de roca riprap en el hueco de la socavación formado aguas abajo de la estructura de salto. Una fila de tablestacados establecidos en o debajo de la cota del lecho de la quebrada puede mantener al riprap, el cual no será desplazado por el movimiento aguas abajo. **Debido a estos problemas asociados con el check dam, el diseño de estas medidas de control requieren un diseño de check dam que resista la socavación, estableciendo disipadores de energía y protección de las áreas del lecho y ribera que son susceptibles a las fuerzas erosivas.**

MANTENIMIENTO

El Check dam debería ser inspeccionado después de la lluvia para asegurar su apropiado funcionamiento. Grandes flujos pueden causar acumulación de sedimentos, lavado de material o daño al material del filtro. El área de rebose y el pie del check dam son especialmente susceptibles a la erosión. Estas áreas deberían ser protegidas inmediatamente si algún daño ha ocurrido. También, algunas desplazadas rocas deberían ser reemplazadas. Quitar apropiadamente los sedimentos cuando esto se acumule hasta la mitad de la altura del dique, porque esto interferirá con el funcionamiento de la estructura.

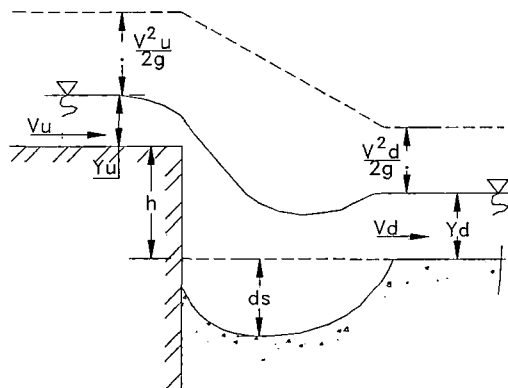


Figura 5.19 Esquema de Socavación Aguas Abajo de una Estructura de Salto.



Foto 5.11 Diques de Gaviones



Foto 5.12 Dique de Gavión.

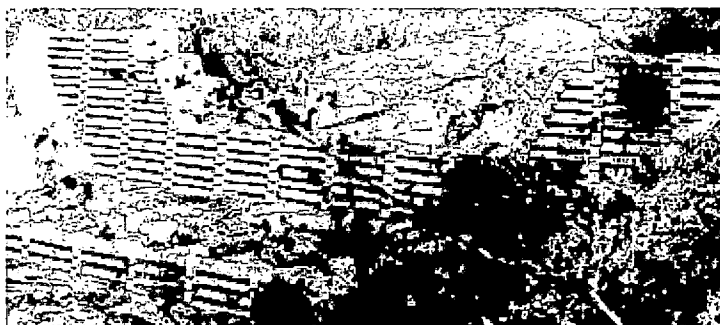


Foto 5.13 Dique de concreto prefabricado.

5.4.2.4 DIQUES EN LA CURVA DEL CAUCE (BENDWAY WEIRS)

INTRODUCCIÓN

Los diques en los tramos en curva del cauce, son estructuras de baja elevación y formados por rocas, los diques son usados para mejorar la estabilidad lateral de la quebrada y los problemas de alineamiento de flujo en los tramos en curva del cauce y el cruce con la carretera; también son usados frecuentemente para proteger el revestimiento de la riberas sobre quebradas y pequeños ríos. El concepto de stream barb o bendway weir fue primero introducido en The Soil Conservation Service (ahora "the Natural Resource Conservation Service") por Reichmuth, quien había aplicado estas estructuras de rocas en varias quebradas en el oeste de los Estados Unidos. The U.S. Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station (WES) hasta el 2001 estaba desarrollando modelos físicos para investigar el uso de los diques en la curva del cauce.

Los diques en los tramos en curva de los cauces (bendway weirs) son relativamente estructuras nuevas de regulación de ríos, y la investigación está proporcionando útil información de su uso y efectividad.

CONCEPTOS DE DISEÑO

Los diques en la curva de los cauces son similares en apariencia a los espigones de roca, pero tienen significativa diferencia funcional.

Los espigones son típicamente visibles sobre el flujo y son diseñados para que el flujo sea desviado alrededor de la estructura o fluir a lo largo de la ribera para ser conducido hacia la estructura de cruce (alcantarilla, puente, etc.)

Los diques en las curvas de los cauces (bendway weirs) normalmente no son visibles, especialmente en niveles mínimos del flujo, y permite el paso del flujo sobre los diques y dirige el flujo en sentido perpendicular al eje del dique y luego lo dirige al centro del cauce.

Similar a los espigones de roca, los bendway weirs reducen las velocidades cerca de la ribera, reducen la concentración de la corriente fuera de la ribera, y puede producir un mejor alineamiento del flujo a través de la curva y aguas abajo de la estructura de cruce entre la quebrada y la carretera.

Experiencias con diques en las curvas de los cauces habían indicado que las estructuras no se desarrollan bien en cauces que se encuentran degradando o con deficiente sedimento.

Los Bendway weirs estaban siendo construidos de roca, tronco de árboles y bolsas llenas con lechada y tubos. Detalles y ejemplos de diseño de los diques en los tramos en curva de los cauces se pueden encontrar en "Bridge Scour and Stream Instability Countermeasures - Experience, Selection, and Design Guidelines" [22].



Foto 5.14 Diques ubicados en el tramo en curva del cauce (Bendway weirs).



Foto 5.15 Mas aproximación sobre un dique ubicado en la curva de un cauce.

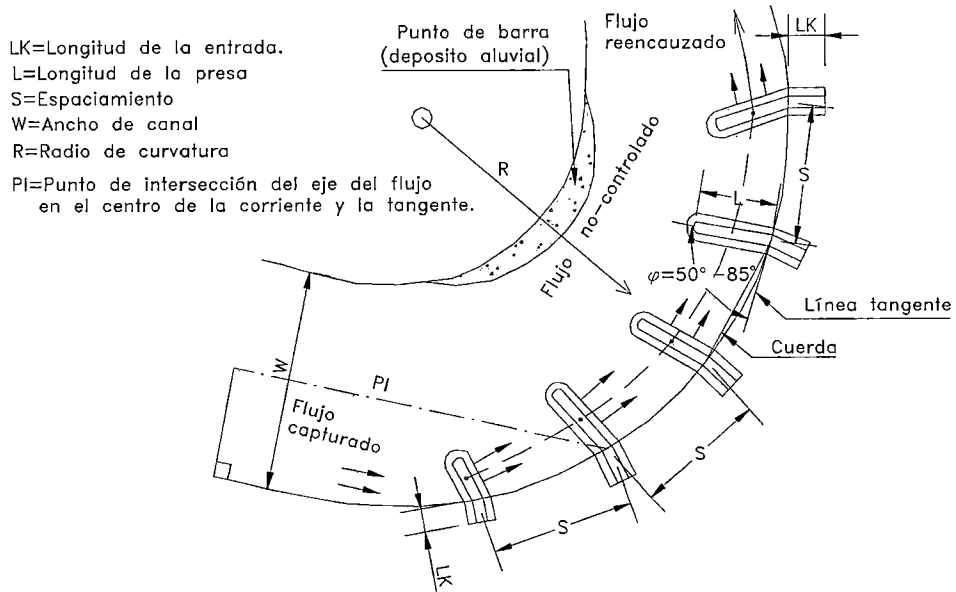


Figura 5.20 Planta Típica de Diques en el tramo en Curva de un Cauce (Bendway Weirs).

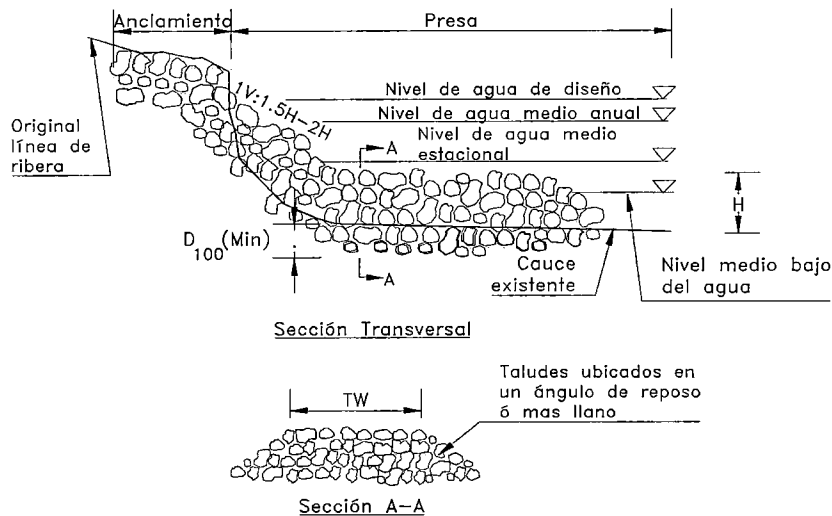


Figura 5.21 Sección Transversal Típica del Bendway Weir.

5.4.2.5 ESTRUCTURAS QUE REDUCEN LA ENERGÍA DEL FLUJO DE ESCOMBROS

Las estructuras de reducción de energía son dispositivos permeables o impermeables, ubicados generalmente paralelos a las riberas de las quebradas para reducir la velocidad del flujo y lograr la deposición de sedimentos y/o escombros cerca de la ribera. Estas estructuras están mejor preparadas para proteger la parte más baja de las riberas de las quebradas. Las estructuras que reducen la energía del flujo pueden ser usadas para proteger un existente revestimiento de la ribera o para estabilizar un diferente

curso del flujo o alineamiento del flujo, crean un entorno que es favorable para el establecimiento de la vegetación.

A continuación se nombran algunos tipos de estructuras que reducen la energía del flujo.

Jack y Tetraedro

El Jack comúnmente consiste de tres miembros lineales unidos en sus puntos medios, entonces cada miembro es perpendicular a los otros dos. Los alambres son atados sobre los miembros para resistir la distorsión y para coleccionar los escombros. Los cables son usados para unir los jack y para anclar las unidades.

Los tetraedros consisten de seis miembros de igual longitud unidos de tal manera que forman tres caras, cada cual es un triángulo equilátero.

Las unidades del tetraedro pueden ser asegurados como se muestra en la Figura 5.22 y una malla de alambre adicionada para mejorar el retraso del flujo. Los tetraedros no son ampliamente usados como son los jacks.

Los jacks y tetraedros son efectivos en la protección de riberas contra la erosión, solo si los escombros ligeros se coleccionan sobre las estructuras mejorando así el retardo del flujo; sin embargo, los escombros pesados y el hielo pueden dañar las estructuras severamente. Estas estructuras son más efectivas sobre una curva suave y amplia o quebradas de cauce poco profundo que lleva gran carga de sedimentos.

En el uso de jacks, en la estabilización de quebradas meándricas, las filas laterales y longitudinales de jacks son muchas veces instaladas para formar una área reductora de energía en vez de una estructura lineal. Las filas laterales de jacks son usualmente orientados en la dirección aguas abajo de 45° a 70° . El espaciamiento de las filas laterales de jacks puede ser 15 a 75 m, dependiendo de la carga de escombros y sedimentos que lleva la quebrada.

El Desborde del flujo sobre las instalaciones de jacks es un problema común. Una adecuada transición debería ser proporcionada entre aguas arriba de la ribera y la estructura, el sembrado de jacks debería ser extendido sobre el área de la ribera para retardar la velocidad del flujo y proporcionar adicional anclaje. Los Jacks no son recomendados usarlos en entornos erosivos o en ubicaciones donde podrían constituir un peligro para el uso recreacional de la quebrada.

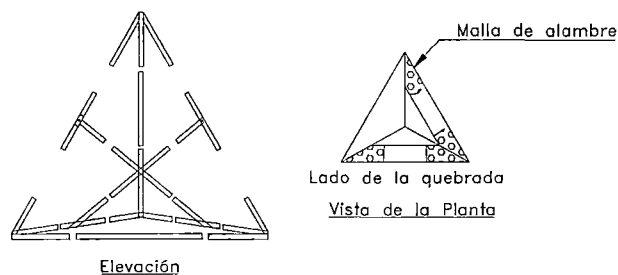


Figura 5.22 Diseño Típico del Tetraedro.

Estructuras Reductores de Energía tipo Cerco

Las estructuras de retardo tipo cerco proporcionan protección en la parte más baja de la ribera en las quebradas relativamente pequeñas. Los postes pueden ser de madera, acero o concreto y los cercos pueden ser compuestos de tablonces de madera o alambre.

La socavación y el discurrir del flujo del cauce detrás de las estructuras lineares son comunes causas de falla en los cercos longitudinales. La socavación en la cimentación de la estructura, puede ser reducida con la ubicación de rocas a lo largo de los cercos. Los efectos de socavación pueden ser superados por la ubicación de cimentaciones a profundidades debajo de la socavación esperada. Las estructuras ubicadas entre el revestimiento y la ribera que previenen el desborde (tiebacks) pueden ser usados para retardar la velocidad, por lo tanto, reducir la habilidad de la quebrada a desarrollar flujos detrás de la estructura.

Cerco de Madera

Los cercos de madera están funcionando mejor, en lo relacionado a mantener el alineamiento del flujo existente y son más efectivos en prevenir la erosión lateral en una curva aguda en comparación a otras estructuras reductoras de energía. La figura 5.23 es una vista de un diseño típico de cerco de madera con roca que proporciona protección contra la socavación.

También las estructuras de reductoras de energía pueden ser cercos de alambre, los que son de configuración lineal o en área; la configuración lineal puede ser de singular o múltiples filas de cercos. Las dobles-filas de cerco, son algunas veces llenadas con matorrales para incrementar la reducción de la energía del flujo.

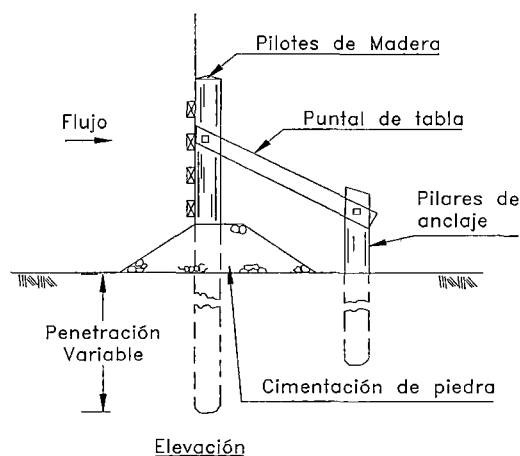


Figura 5.23 Estructura Típica de Cerco de Madera Reductora de Energía.

5.4.3 VEGETACIÓN

Las fuentes principales que se utilizaron para la descripción de la Vegetación son: "Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Andinas y Tropicales", Instituto de Investigaciones sobre Erosión y Deslizamientos, Colombia [41] y "Manejo de Cuencas Altoandinas" [45].

5.4.3.1 INTRODUCCIÓN

El efecto de la vegetación sobre la estabilidad de los taludes ha sido muy debatida en los últimos años, el estado del arte actual deja muchas dudas e inquietudes y la cuantificación de los efectos de estabilización de la vegetación sobre el suelo, no ha tenido una explicación universalmente aceptada. **Sin embargo la experiencia ha demostrado el efecto positivo de la vegetación, para evitar problemas de erosión, reptación y fallas subsuperficiales.**

La vegetación es probablemente el más importante método para proteger las riberas de las quebradas porque es relativamente fácil de establecer y mantener, es visualmente atractivo y medioambientalmente deseable.

Debajo del nivel del flujo de una quebrada, la vegetación puede efectivamente proteger una ribera en dos formas. Primero, la raíz del sistema ayuda a sostener el suelo e incrementa en conjunto la estabilidad de las riberas debido a que se forma un ligamiento. Segundo, el tallo expuesto, tronco, ramas y follaje proporcionan resistencia, causando que el flujo pierda energía por la deformación de las plantas en lugar de quitar las partículas de suelos.

Sobre el nivel del flujo, la vegetación previene la erosión de la superficie debido a la absorción del impacto de las gotas de lluvia que caen y reducen la velocidad del flujo sobre las riberas.

Para poder analizar los efectos de la vegetación sobre el suelo se requiere investigar las características específicas de la vegetación, en el ambiente natural que se esté estudiando.

Entre los factores importantes se sugiere analizar los siguientes: volumen y densidad de follaje, tamaño, ángulo de inclinación y aspereza de las hojas, altura total de la cobertura vegetal, presencia de varias capas diferentes de cobertura vegetal, tipo, forma, profundidad, diámetro, densidad, cubrimiento y resistencia del sistema de raíces.

La vegetación como controlador de infiltraciones tiene un efecto directo sobre el régimen de aguas subterráneas y actúa posteriormente como secador del suelo, al tomar el agua que requiere para vivir. Para entender mejor sobre la estabilidad de la una ladera ver figura 5.24.

Varias fábricas comerciales ahora comercializan económicos mantos de control de erosión que sostendrán la semilla y los sólidos en el lugar hasta que la nueva vegetación pueda ser establecida.

En el Capítulo 9 sobre Protección Ambiental de las "Especificaciones Generales para Construcción de Carreteras", publicada por el Ministerio de Transportes, Comunicaciones, Vivienda y Construcción de la República del Perú [6], se puede encontrar en la sección 902

sobre las condiciones que debe reunir las Plantas, Árboles, Arbustos, Enredaderas y Plantas para Cobertura de Terreno. En la sección 903 se describe las condiciones que se debe reunir para aplicar la cobertura con césped sobre el terreno.

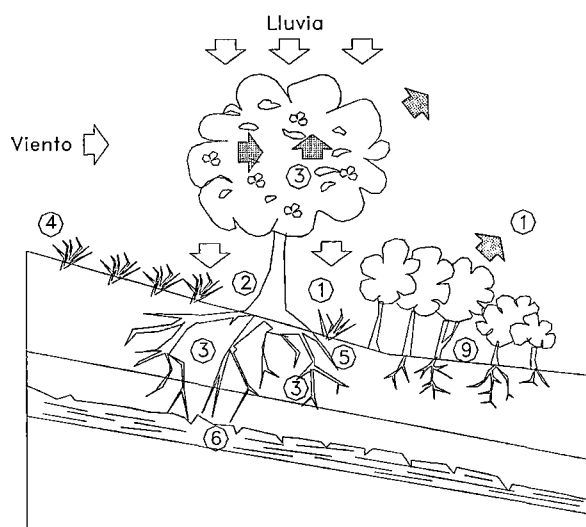


Figura 5.24 Efectos de la Vegetación sobre la Estabilidad de una Ladera.

Efectos de la vegetación sobre la estabilidad de una ladera:

1. Intercepta la lluvia.
2. Aumenta la capacidad de infiltración.
3. Extrae la humedad del suelo.
4. Grietas por desecación.
5. Raíces refuerzan el suelo, aumentando resistencia al cortante.
6. Anclan el suelo superficial a mantos más profundos.
7. Aumentan el peso sobre el talud.
8. Transmiten al suelo fuerza del viento.
9. Retienen las partículas del suelo disminuyendo susceptibilidad a la erosión.

La deforestación puede afectar la estabilidad de un talud de varias formas:

- a. Disminuyen las tensiones capilares de la humedad superficial.
- b. Se elimina el factor de refuerzo de las raíces.
- c. Se facilita la infiltración masiva de agua.

5.4.3.2 CARACTERÍSTICAS DE LAS PLANTAS Y DEL SUELO FÉRTIL

Las diferentes partes de una planta cumplen funciones específicas desde el punto de manejo geotécnico.

Tabla 5.2 Componentes de la Planta y sus Funciones

Parte de la planta	Función
Raíz	Anclaje, absorción, conducción y acumulación de líquidos.
Tallo	Soporte, conducción y producción de nuevos tejidos.

Las raíces cumplen una función muy importante de absorción. Grandes cantidades de agua son absorbidas por las plantas junto con minerales y productos que la planta requiere para su alimentación. Los principales factores que determinan el desarrollo de las raíces son:

- a. Disponibilidad de nutrientes en el suelo
- b. Disponibilidad de oxígeno
- c. Contenido de Humedad
- d. Succión o presión osmótica
- e. Temperatura del suelo
- f. Niveles de toxinas y elementos patogénicos
- g. Sistema de poros

De los anteriores elementos, el más importante es posiblemente la disponibilidad de oxígeno en el suelo.

El tronco soporta los órganos fotosintéticos y reproductivos, especialmente las hojas. La estructura de hoja muestra dos partes: superior e inferior, que cumple un objetivo muy importante para la vida de la planta.

La habilidad de un suelo para sostener el crecimiento de las plantas depende de su habilidad para proveer nutrientes, agua y oxígeno. Físicamente un suelo mineral es una mezcla de partículas inorgánicas, materiales orgánicos, aire y agua. Las propiedades químicas del suelo le dan a este la habilidad de crear ambientes que faciliten el crecimiento de la vegetación. La fertilidad depende de la disponibilidad de nutrientes y estos de los microorganismos que continuamente están trabajando para transformar los materiales orgánicos. Los materiales orgánicos representan entre 3% y 5% del peso de un suelo orgánico típico.

Las condiciones de acidez o PH del suelo son un factor determinante para el crecimiento de muchas especies vegetales.

5.4.3.3 EFECTOS HIDROLÓGICOS DE LA VEGETACIÓN

La vegetación afecta las condiciones hidrológicas de un talud de varias formas:

Interceptación de la lluvia

De acuerdo con Styczen y Morgan – 1996, la lluvia se divide en dos partes, la lluvia que cae directamente sobre el suelo y la lluvia que es interceptada por el follaje de la vegetación.

$$\text{Lluvia Interceptada} = \text{Lluvia} \times \% \text{ área Follaje.}$$

Según Gregory y Walling (1973), dependiendo de la intensidad de la lluvia y del cubrimiento y tipo de vegetación en un bosque tropical, puede interceptarse hasta un 60% del total de la lluvia anual.

Parte de la lluvia interceptada es retenida y evaporada y parte alcanza finalmente la tierra por goteo o por flujo sobre las hojas y troncos. Es importante determinar el tiempo entre la lluvia y el goteo para analizar el efecto hidrológico de cada tipo de vegetación.

Retención de Agua

La retención de agua en el follaje demora o modifica el ciclo hidrológico en el momento de una lluvia. Este fenómeno disminuye el agua de escorrentía disminuyendo su poder erosivo, pero puede aumentar la infiltración. La retención de agua en el follaje depende del tipo de vegetación, sus características y la intensidad de la lluvia.

Los árboles de mayor volumen o densidad de follaje, demoran más el ciclo hidrológico en razón de que retienen por mayor tiempo las gotas de lluvia.

En el caso de lluvias muy intensas la retención de agua es mínima, pero en el caso de, lluvias moderadas a ligeras, la retención puede ser hasta de un 30%, dependiendo de las características de la vegetación.

Rice y Krames (1970) sugirieron que el clima determina el efecto relativo de la vegetación para prevenir deslizamientos en los climas en los cuales la precipitación es muy grande, el efecto de la cobertura vegetal sobre la estabilidad es mínimo y en áreas de clima árido la cobertura vegetal puede afectar en forma significativa la ocurrencia de deslizamientos.

Acumulación de agua

Parte del agua retenida es acumulada en el follaje para luego ser evaporada. Algunas especies vegetales como el Maíz poseen espacios importantes para almacenamiento de agua. Existe experiencia con especies vegetales, la cual permite determinar el volumen total de agua acumulada, teniendo en cuenta la densidad de área total y el volumen del follaje.

Goteo o flujo por el follaje

El agua retenida no acumulada retorna a la tierra por goteo o flujo, por el follaje. La rapidez de flujo depende de la aspereza de las superficies de las hojas y tronco y los diámetros y ángulos de las hojas con vertical (ver figura 5.25).

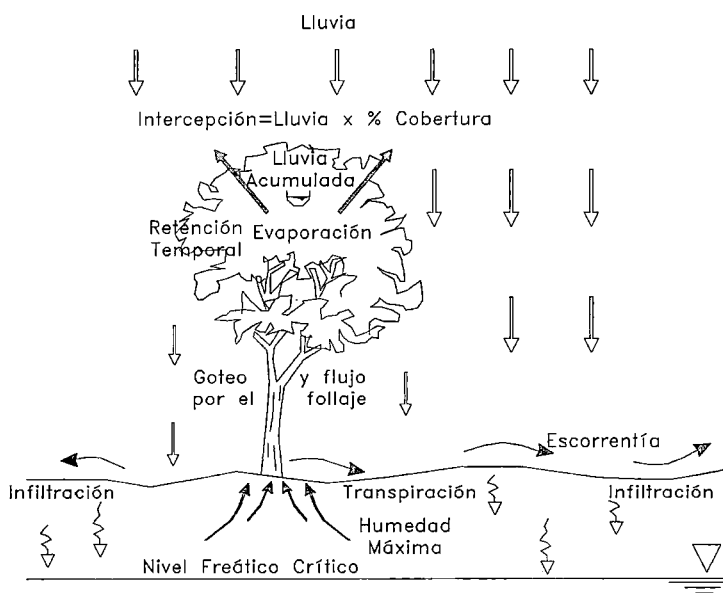


Figura 5.25 Esquema del Efecto de la Vegetación sobre el Modelo Hidrológico Subsuperficial.

Evapotranspiración

La evapotranspiración es un efecto combinado de evaporación y transpiración.

Su efecto es una disminución de la humedad en el suelo. Cada tipo de vegetación en un determinado tipo de suelo, tiene un determinado potencial de evapotranspiración y se obtiene generalmente, una humedad de equilibrio dependiendo en la disponibilidad de agua lluvia y nivel freático.

Greenway (1987) reporta que la capacidad de una planta para consumir humedad del suelo depende del tipo y tamaño de la especie, clima, factores ambientales y características del suelo.

En climas tropicales los volúmenes de evapotranspiración son generalmente mayores que en zonas con estaciones.

La evapotranspiración puede medirse utilizando la relación entre la evapotranspiración de la superficie cubierta por plantas y la de un cuerpo de agua expuesto (E_t / E_o). Los valores de E_t / E_o dependen de las condiciones ambientales y de la variedad de planta, de acuerdo a la tabla. Estos valores corresponden al potencial de evapotranspiración en el momento en que la humedad del suelo es alta. A medida que disminuye la humedad del suelo, la evapotranspiración disminuye.

Tabla 5.3 Valores de Et / Eo para diversas Coberturas Vegetales

Especie vegetal	Relación Et/Eo
Eucalipto	1.50
Arroz	1.35
Palma de aceite	1.20
Cacao	1.00
Bosques	0.90
Ficus	0.90
Pastos	0.80
Papa	0.70
Caña de azúcar	0.73
Banano o plátano	0.70
Maíz	0.67
Algodón	0.63
Café	0.50

La evapotranspiración profundiza los niveles de aguas freáticas y al mismo tiempo puede producir asentamientos de suelos arcillosos blandos y agrietamientos por desecación.

El área de influencia depende de la extensión y profundidad del sistema radicular.

Durante un día soleado un Eucalipto puede extraer del suelo hasta 500 litros de agua y un pasto hasta un litro por metro cuadrado (Williams y Pidgeon – 1983). Los árboles espaciados cercanamente y las hierbas extraen más agua que los pastos.

La clave desde el punto de ingeniería es determinar la humedad máxima y el nivel freático crítico para un talud determinado, teniendo en cuenta el efecto de la vegetación. El balance de la infiltración y la evapotranspiración produce una determinada humedad la cual debe compararse con la humedad requerida para saturación. Debe tenerse en cuenta que en un suelo al saturarse se disminuyen las fuerzas de succión o presiones negativas de agua de poros, las cuales ayudan a la estabilidad. En ocasiones la vegetación produce un efecto de mantener la humedad por debajo del límite de saturación mejorando la estabilidad de las laderas.

5.4.3.4 CONTROL DE EROSIÓN

El efecto más importante de la vegetación, universalmente aceptado, es la protección contra la erosión en todos los casos y con tipos de vegetación.

Barker y otros (1994) reportan erosión de 12 toneladas de suelo por hectárea en Malasia, en el primer año, después de cortado un bosque tropical. El porcentaje de erosión aumenta con el tiempo a medida que las raíces se descomponen.

La vegetación con mayor densidad de follaje amortigua más eficientemente el golpe de la lluvia y disminuye la erosión. En hierbas y pastos la densidad y volumen del follaje actúan como un colchón protector contra los efectos erosivos del agua de escorrentía.

En lo referente a control de erosión se ha encontrado que donde hay árboles altos la erosión es menor que en el caso de arbustos. Además, se ha encontrado que las hierbas o maleza protegen generalmente mejor contra la erosión que los pastos.

Resultados similares son reportados por Nordin (1994) en Malasia concluyendo que la mejor protección contra la erosión y los deslizamientos se obtiene estableciendo conjuntamente todos los sistemas de vegetación, incluyendo los musgos y demás variedades. No hay mejor evidencia que mirar la naturaleza y observar como se conserva y protege ella misma.

5.4.3.5 EFECTOS NEGATIVOS

En ocasiones la vegetación puede traer efectos negativos como es la apertura de grietas en los macizos rocosos. Algunas plantas favorecen al mantenimiento de la humedad en el suelo es el caso de las plantaciones de Banano (Tsutiya y otros – 1991).

El sistema de siembra a lo largo de las líneas de nivel, como es costumbre en las zonas cafeteras de Colombia, favorece la infiltración del agua de escorrentía, minimizando el transporte de suelo por erosión pero facilitando la formación de niveles freáticos altos y de grandes deslizamientos.

La mayor parte de los deslizamientos que han ocurrido en las plantaciones de café en Colombia son atribuibles a la práctica de "Sembrar Atravesao", sin dejar salidas talud abajo para el agua recogida por las líneas de cultivo.

Estudios revelan que en Colombia la ocurrencia de deslizamientos es mayor en áreas cultivadas que en los bosques naturales.

Debe tenerse en cuenta que cuando las lluvias son muy intensas y de larga duración, el efecto de la vegetación sobre el ciclo hidrológico es mínimo. El efecto sin embargo es muy importante en áreas con regímenes moderados de lluvias (Walker – Mohen – 1987)

5.4.3.6 CARACTERÍSTICAS DE LAS RAÍCES

Las características de las raíces dependen de la especie vegetal, la edad, las propiedades del perfil de suelo y el medio ambiente.

La profundidad de las raíces generalmente no supera los cinco metros en árboles grandes, dos metros en los arbustos y 30 centímetros en los pastos. Aunque se han reportado casos de raíces de árboles de más de 30 metros de profundidad (Macgregor-Macmanus-1992). La extensión lateral del sistema radicular generalmente es mayor que su profundidad y en algunos casos superan los 50 metros de longitud.

Algunas plantas (Greenway – 1987) poseen un sistema de raíz " extensivo ", en el cual las raíces alcanzan profundidades o extensiones grandes, mientras otras forman un sistema " intensivo " con raíces más cortas y finas (ver figura 5.26). La forma de las raíces puede presentar tres esquemas diferentes así:

- a. Raíz de extensión lateral.
- b. Raíz de extensión radial.
- c. Raíz pivotante.

Consiste en una raíz vertical profunda centrada con ramificaciones de raíces pequeñas. Generalmente las raíces pivotantes alcanzan profundidades mayores que las raíces laterales o radiales. Estas raíces son muy efectivas para la estabilización de deslizamientos poco profundos.

Otro factor que contribuye a la resistencia del sistema suelo – raíces es la densidad de raíces por volumen de suelo.

La longitud de las raíces y su profundidad deben evaluarse para determinar su efecto sobre la estabilidad de un talud.

El anclaje de las raíces es principalmente paralelo a la superficie del terreno. Sin embargo, no debe desestimarse la penetración de las raíces en las fisuras de la roca, anclando el suelo superficial o el efecto de anclaje en los dos primeros metros de suelo.

Se ha encontrado que la longitud de las raíces es mayor cuando el árbol se encuentra en un suelo bien drenado granular que cuando se encuentra en un suelo arcilloso. Aparentemente, este efecto se debe a la necesidad que el árbol tiene de buscar agua en el caso de que el drenaje sea bueno.

Ante la dificultad de poder determinar con precisión la longitud de raíz debido a la poca información existente sobre las características radiculares de las diversas especies se puede tomar como regla general que la raíz se extiende lateralmente 1.5 veces el radio de la corona del follaje aunque debe tenerse en cuenta que en algunos casos las raíces pueden extenderse hasta 22 veces el radio de la corona (Kozlowski, 1971).

Otro factor muy importante es el número de raíces por unidad de área y su diámetro el cual puede evaluarse como una relación de áreas raíz-suelo en un plano determinado de falla. Un sistema de recolección de información consiste en tomar muestras de suelo con raíces y por un sistema de tamizado separar las raíces de suelo y con la comparación de los volúmenes, determinar la relación raíz – suelo. Otro sistema podría consistir en dibujar en la pared de un apique, utilizando papel de acetato, las áreas de raíz y evaluar la relación.

Resistencia del sistema suelo-raíces

El porcentaje de deformación a la rotura disminuye al aumentar el diámetro en la mayoría de las especies ensayadas.

Las raíces de mayor diámetro dan generalmente menores valores de resistencia a la tensión en las mismas condiciones. Sin embargo al realizar pruebas con raíces de diferente árbol pero del mismo tipo o variedad los resultados de resistencia a la tensión pueden variar hasta en un 500% lo cual dificulta la asignación de una resistencia específica para elaborar un modelo matemático.

La edad del árbol y sus condiciones ambientales (clima, humedad, suelo, etc.) producen un cambio importante en la resistencia a la tensión de las raíces. Suyama (1992) reporta que las raíces individuales aumentan su resistencia a medida que ellas son más largas. Los ensayos de resistencia a la tensión en raíces han sido difíciles debido a que se tienen problemas con las mordazas en razón de que la piel de las raíces o las fibras exteriores tienden a deformarse independientemente de las fibras interiores y las mordazas tienden a soltarse.

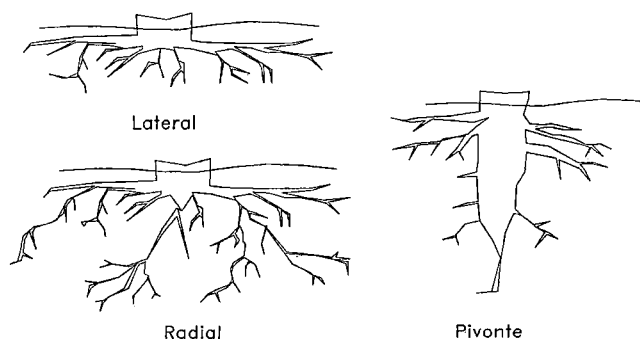


Figura 5.26 Tipo de Raíz.

5.4.3.7 DISEÑO DE REFORESTACIÓN

La reforestación de un talud ayuda a controlar la erosión y ayuda a aumentar el factor de seguridad. Por esta razón cada día se utiliza más la vegetación en la estabilización de taludes. El efecto de la vegetación es una interacción compleja entre factores hidrológicos y mecánicos de difícil cuantificación.

El establecimiento de la vegetación no es fácil y deben realizarse consideraciones especiales para su diseño. Sin embargo, todo diseñador debe considerar la vegetación como el sistema básico de estabilización para los taludes en suelo o en roca meteorizada.

Generalmente el proceso de reforestación de taludes se ha concentrado en el uso de pastos olvidándose de los arbustos, hierbas y árboles. Como regla general nunca debe plantarse una sola especie sino una sucesión de variedades en tal forma que se recupere sistema vegetativo original.

Se debe considerar además el manejo apropiado de las técnicas de vegetación para ayudar en el proceso natural de sucesión (ver figura 5.27).

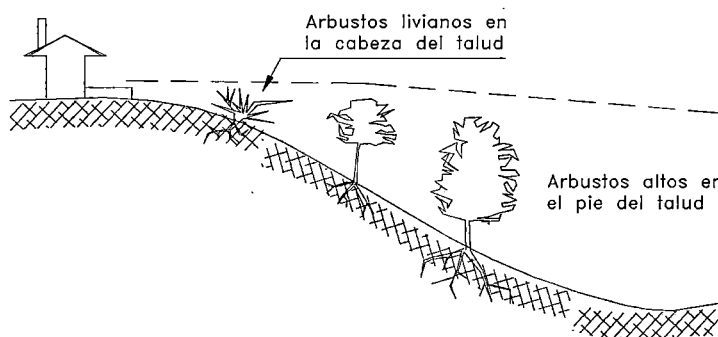


Figura 5.27 Elementos de Arquitectura y Paisajismo en el Diseño de Reforestación.

5.4.3.8 CUBIERTA VEGETAL EN CUENCAS ALTOANDINAS

La cubierta vegetal juega un rol decisivo en el manejo de una cuenca hidrográfica. Un buen estado de la cubierta vegetal mejora sustantivamente el régimen hidrológico, protege al suelo de la erosión y las condiciones medio ambientales en la cuenca son más favorables. En forma general se puede decir que el manejo y buen estado de la cubierta vegetal incide significativamente en el manejo de una cuenca.

Dentro de la cubierta vegetal existente en una cuenca se tiene: los pastos, las plantaciones forestales y los cultivos alimenticios. Para la realidad alto andina normalmente casi siempre se asocia las plantaciones forestales y los cultivos alimenticios, llamándose a esta asociación: Agroforestería; por otro lado, también es muy utilizada la asociación de árboles con pastos y en contados casos incluso con cultivos alimenticios, llamándose en este último caso: Sistema Agro-Silvo-Pastoril.

La Agroforestería

La agroforestería es el conjunto de técnicas utilizadas en el aprovechamiento de la tierra a fin de optimizar la producción y sus beneficios, combinándose las plantaciones de árboles con cultivos anuales o perennes y con la crianza de animales domésticos, buscando siempre una sostenibilidad en los rendimientos y en las condiciones medio ambientales de la zona.

La Agroforestería es la alternativa de mayor importancia para la realidad alto andina, pues permite enfrentar las limitaciones naturales existentes y aprovechar adecuadamente los suelos en las actividades agrarias para beneficio de sus propietarios. Por lo tanto la Agroforestería, debe ser parte importante de todo plan de manejo integral de los suelos altoandinos, combinado con otras prácticas de conservación de suelos y aguas y de producción agropecuaria, apropiadas para dichas condiciones. **Dentro de las ventajas de la Agroforestería se encuentra el de protección contra la erosión de las lluvias abundantes, tanto al disminuir el impacto directo de las gotas de la lluvia contra el suelo, así como mediante las raíces de las plantas que estabilizan o amarran al suelo e incorporan materia orgánica en el perfil.**

Para las zonas con pastos naturales, que normalmente están ubicados en zonas de ladera, puna o jalca, se utilizan especies adecuadas para estas condiciones climáticas. En las Tablas 5.4 y 5.5, se puede observar las diferentes especies de árboles, las altitudes en que se adaptan adecuadamente y el método de propagación ya sea por semilla o por partes vegetativas. En tales zonas es muy importante complementar estos trabajos con la construcción de acequias o zanjas de infiltración a fin de mejorar el aprovechamiento del agua de lluvia.

En forma general se puede afirmar que la asociación de árboles con pastos se hace a fin de complementar la carencia de pastos, sobre todo en las épocas de estiaje, para mejorar los suelos mediante la fijación de nitrógeno y la incorporación de materia orgánica al suelo proveniente del follaje y Protección del pasto e incluso del ganado de las inclemencias del clima. **Con esta práctica se logra un control más efectivo de la erosión de los suelos.**

Tabla 5.4 Especies y sus Probabilidades de Asociación con Prácticas Forestales

Nombre Común	Nombre Científico	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Agave	Agave americana	x	.		x	x							
Alamo	Populus nigra		x			x							
Aliso	Alnus sp.		x		x		x		x	x		x	x
Capuli	Prunus serotina		x					x		x			
Carrizo	Poasea sp.		x			x							
Casuarina	Casuarina cunninghamiana		x			x							
Cedro de altura	Cedrela lilloi					x	x						
Cedrón	Aloysia tripillia	x			x								
Ciprés	Cupressus macrocarpa	x	x		x								
Colle	Buddleja coriacea	x	x	x	x	x	x		x	x		x	
Chachacomo	Escallonia resinsa		x			x	x	x	x	x			
Chacpa	Oreocallis grandiflora		x	x		x	x		x			x	
Chihuelas	Poecilochroma punctata		x		x		x		x				
Eucalipto	Eucalyptus globulus		x			x						x	
Fresno	Fraxinus americana		x							x			
Huarango	Acacia macracanta	x				x				x			
Japru	Gynoxys oleifolia		x	x	x	x	x		x	x			
Membrillo	Cordia sp.	x	x		x	x							
Molle	Schinus molle.		x			x		x	x	x			x
Mutuy	Cassia hookeriana	x	x	x	x	x	x	x					
Pajuro	Erythrina edulis	x	x			x		x	x	x	x		x
Pino	Pinus radiata		x			x	x		x	x			
Queñua	Polylepis incana	x	x	x	x	x	x		x	x			x
Quishuar	Buddleja incana		x	x	x	x	x	x	x			x	
Retama	Spartium junceum	x	x	x	x	x	x			x			
Sauce	Salís chilensis	x	x	x		x		x	x	x			
Sauco	Sambucus peruviana	x			x								
Tara	Caesalpinia spinosa	x	x		x								
Tuna	Opuntia ficus-indica												
Uña de gato	Caesalpinia sepiaria												

Leyenda:

1. Cercos vivos
2. Cortinas rompevientos
3. Cortinas contra las heladas
4. Barreras vivas con formación lenta de terrazas y en zanjas de infiltración
5. Protección de riberas y canales de riego
6. Bosquetes para cabecera de cuenca
7. Almacenaje de pasto
8. Sombra para ganado
9. Forraje
10. Manejo de rebrotes
11. Soporte

Tabla 5.5 Características Básicas de Algunas Especies Forestales

Nombre Común	Nombre Científico	Altura Promedio	Rango Altitud (m.s.n.m)	Método de Propagación
Agave	Agave americana	C (1.5 m)	0 - 3400	S,V
Alamo	Populus nigra	A	0 - 2800	V
Aliso Blanco	Alnus sp.	A	1200 - 3600	V
Aliso Colorado	Alnus acuminata	A	1200 - 3500	S,V
Capuli	Prunus serotina	A (7-9m)	2300 - 3500	S
Carrizo	Poasea sp.	G		V
Casuarina	Casuarina cunninghamiana	A	1000 - 2900	S
Cedro de altura	Cedrela lilloi	A (15m)	2800 - 3500	S
Cedrón	Aloysia tripillia	a		V
Ciprés	Cupressus macrocarpa	A		S
Colle	Buddleja coriacea	A (8m)	3400 - 4500	S,V
Chachacomo	Escallonia resinsa	a - A (5-7m)	3300 - 4500	S
Chacpa	Oreocallis grandiflora	a - A (2-4m)	2200 - 3200	S
Chihuelas	Poecilochroma punctata	a		V
Durazno	Prunus persica	A	500 - 3000	S
Eucalipto	Eucalyptus globulus	A	1600 - 3500	S
Fresno	Fraxinus americana	A (1-5m)		S
Huarango	Acacia macracantha	a-A (3-10m)	100 - 3100	S
Lúcuma	Ciucuma obovata	A	200 - 2900	S
Membrillo	Cordia sp.	A	3000	V
Molle	Schinus molle.	A (8m)	0 - 3200	S
Mutuy	Cassia hookeriana	a - A (3m)		S
Nogal	Jglans neotropica	A (20m)	1000 - 3000	S
Pajuro	Erythrina edulis	A (8m)	0 - 3200	S,V
Pino	Pinus radiata	A	0 - 3500	S
Queñua	Polylepis incana	A (5m)	2800 - 5000	S,V
Quishuar	Buddleja incana	A (7m)	2300 - 3400	S,V
Retama	Spartium junceum	A	500 - 3400	S
Sauce	Salis chilensis	A (8m)	100 - 3000	V
Sauco	Sambucus peruviana	A (8m)	3200 - 3500	V
Tara	Caesalpinia spinosa	A (5m)	1200 - 2800	S
Tuna	Opuntia ficus-indica	C (1 - 5m)	0 - 3000	V
Uña de gato	Caesalpinia sepiaria	a (1 - 5m)	0 - 3000	S

Leyenda:

- A = Árbol
- a = Arbusto
- C = Cactus
- G = Gramíneas
- S = Propagación por semillas
- V = Propagación por pastos vegetales

5.4.4 BIOINGENIERÍA

Las fuentes principales que se utilizaron para la descripción del uso de la Bioingeniería son: "Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Andinas y Tropicales", Instituto de Investigaciones sobre Erosión y Deslizamientos, Colombia [41] y "Bridge Scour and Stream Instability Countermeasures - Experience, Selection, and Design Guidelines", Hydraulic Engineering Circular No. 23 [22].

5.4.4.1 INGENIERIA BIOTÉCNICA CON RESPECTO A LA ESTABILIDAD DE QUEBRADA EN OBRAS DE CRUCE

A. APRECIACIÓN

Hay varios términos sinónimos que describen el sembrado de vegetación para la estabilización de las riberas y las medidas de control. El uso del revestimiento flexible (que consiste solamente de materiales sembrados o productos sembrados) incluye términos de bioingeniería, suelo bioingeniería y bioingeniería ecológica. Cuando se describen las técnicas que combinan el uso de la vegetación con elementos estructurales, se incluyen los términos de ingeniería biotécnica, protección en la pendiente biotécnica y revestimiento biotécnico. Los términos Suelo Bioingeniería e Ingeniería Biotécnica son los más usados comúnmente para describir las medidas de control de erosión en las riberas de los cauces y estabilización de las riberas con métodos que incorporan vegetación.

Mayor vegetación está siendo usada desde las recientes pasadas décadas para controlar la erosión de las márgenes o como estabilizador de riberas. La vegetación se está usando principalmente en la restauración de quebradas y rehabilitación de proyectos y puede ser aplicada independientemente o en combinación con medidas estructurales de control.

La efectiva aplicación de suelo bioingeniería y técnicas de ingeniería biotécnica requieren la especialización relacionado a cauces, procesos de formación de cauces, biología, técnicas de estabilización de riberas, etc.

Debido a la carencia de técnicas de capacitación y experiencia, hay oposición para acudir a las técnicas de suelo bioingeniería e ingeniería biotécnica y métodos de estabilidad. Además, los sistemas de estabilización de ribera usando vegetación no han sido estandarizados para la aplicación general bajo una particular condición del flujo. Hay una carencia de conocimientos acerca de las propiedades de los materiales que están siendo usados en relación a la fuerza de tensión generado por el agua fluyendo y hay dificultades en obtener consistente rendimiento de las medidas de control que dependen de la vida de los materiales.

La estabilización de riberas en las quebradas que se encuentran erosionando, usando medidas de control vegetativo tiene probada efectividad en varios documentados casos en Europa y los Estados Unidos. Sin embargo, el uso de suelos bioingeniería e ingeniería biotécnica con respecto a la socavación y estabilidad de quebradas en estructuras de drenaje transversal de carretera es relativamente un campo nuevo.

Hay investigaciones que han sido conducidas en este campo, pero estas técnicas generalmente no han sido experimentadas específicamente como una medida de control para proteger las estructuras de cruce en el entorno de la cuenca.

El suelo bioingeniería no es apropiado cuando las velocidades del flujo exceden la resistencia del material de la ribera, o donde la presión de poros de agua causa falla en la parte más baja de las riberas. En contraste, la ingeniería biotécnica es particularmente adecuada cuando alguna clase de solución estructural de ingeniería es requerida, pero el riesgo asociado con el uso de vegetación es alto.

En el diseño de medidas de control de ingeniería biotécnica para minimizar la cantidad de erosión de las riberas de las quebradas se requiere considerar factores de hidrología, hidráulica, geomorfología, geotecnia, vegetación y construcción. Aunque hay más literatura sobre la ingeniería biotécnica relacionada con la estabilización de riberas de cuencas, o relativa restauración de cauces y proyectos de rehabilitación. **Generalmente, esta literatura también es aplicable a la estabilización de ribera cercana a la estructura de cruce entre la quebrada y la carretera.**

The U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station y the Federal Interagency Stream Restoration Working Group proporcionan detallada pautas, técnicas y métodos de ingeniería biotécnica para estabilización de riberas en los Estados Unidos.

B. VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LA INGENIERÍA BIOTÉCNICA

Las específicas formas de la vegetación pueden proteger las riberas de las quebradas como parte de la ingeniería biotécnica, esta protección se establece como:

- El sistema de raíces une partículas de suelos e incrementa la estabilidad total y fuerza cortante de la ribera.
- La expuesta vegetación incrementa la rugosidad de la superficie y reduce la velocidad local del flujo cerca de la ribera, debido a que reduce la capacidad de transporte y fuerza cortante cerca de la ribera, por consiguiente, induce a la deposición de sedimentos.
- La vegetación disipa la energía cinética de las gotas de lluvia, y reduce el agua del suelo por captación y transpiración.
- La vegetación reduce la superficie de escorrentía debido al incremento de la retención del agua sobre la superficie e incrementa la recarga del agua subterránea.
- La vegetación desvía la alta velocidad del flujo fuera de la ribera y actúa como un regulador contra el efecto abrasivo de material transportado.
- La vegetación mejora las condiciones para la pesquería y fauna y ayuda a mejorar la calidad del agua.

Además, la ingeniería biotécnica es muchas veces menos cara que otros métodos que son enteramente estructurales, especialmente lo relacionado a la construcción y mantenimiento cuando son considerados a largo plazo.

Las críticas sobre el éxito del desarrollo de proyectos de ingeniería biotécnica son el incorrecto lugar de evaluación, diseños o instalación y carencia de monitoreo y mantenimiento (especialmente en épocas de inundaciones y durante sequía).

Algunas de las limitaciones específicas para el uso de la vegetación en el control de erosión de riberas de quebradas incluyen:

- Carencia de criterio de diseño y conocimiento acerca de las propiedades de los materiales de vegetación.
- Ausencia a grande plazo del monitoreo cuantitativo y desarrollo de la evaluación.
- Dificultad en obtener consistente desarrollo confiable de las medidas de control sobre la vida de los materiales.
- Depredación por la fauna o el ganado.
- Puede requerir significativo mantenimiento.

La más importante limitación es el tipo de plantas que pueden sobrevivir a varias sumersiones durante el normal, mediano y alto ciclo del flujo en la quebrada, por lo tanto, esta característica es crítica para el diseño, para la implementación y el éxito de técnicas de ingeniería biotécnica.

C. RESUMEN

La Ingeniería Biotécnica puede ser una herramienta útil y de costo-efectivo para controlar la erosión de la ribera o proporcionar la estabilidad de la ribera en la quebrada donde hay una estructura de cruce (alcantarilla, puente, etc.), mientras se incrementa la estética y diversidad del hábitat del lugar.

Sin embargo, cuando fallan las medidas de control, podrían llevar a fallar a la estructura de cruce o la estructura de la carretera. Entonces, la única solución aceptable puede ser la tradicional ingeniería "fuerte" de aproximación. La Ingeniería biotécnica necesita ser aplicado en una manera prudente, en conjunto con la forma del cauce, análisis de estabilidad del lecho y riguroso diseño de ingeniería. Los diseños tienen que considerar múltiples factores asociados con las características geotécnicas del lugar, la geomorfología de la cuenca, suelo local, biología de las plantas, hidrología y características hidráulicas. Finalmente, los programas de monitoreo y mantenimiento son esenciales para el éxito y efectividad de algún proyecto de ingeniería biotécnica, por lo tanto, tienen que ser incluidos en el proyecto y estrictamente adherido a él.

5.4.4.2 BIOINGENIERÍA EN TALUDES

La estabilización de taludes por el uso combinado de vegetación y elementos estructurales adicionales trabajando de una manera conjunta e integrada se le conoce como estabilización Biotecnológica de taludes. Este concepto de estabilización comprende parámetros ambientales muy importantes y su efectividad ha sido extraordinaria (Gray y Leiser 1982).

Pastos y plantas diseñadas con el propósito de producir refuerzo del suelo se pueden plantar junto con muros de contención o sistemas estructurales de estructura abierta en forma de grilla con espacios para el crecimiento de la vegetación. Por ejemplo Gray y Sotir (1992) describen el uso de roca conjuntamente con vegetación para la estabilización de un talud en el cual la vegetación ayudó a retener los bloques de roca y al mismo tiempo reforzar el talud.

La utilización de mantos orgánicos o mantos sintéticos junto con la vegetación conforman una protección integral contra la erosión. Generalmente estos materiales se desintegran después de que las plantas crecen y se establecen en forma permanente.

Tabla 5.6 Sistemas de Protección utilizando Biotecnología
(modificada de Gray y Sotir, 1992)

Categoría	Descripción
Vegetación convencional	Siembra por semillas estolones o macetas
Plantas maderables utilizadas como refuerzo	Estacas vivas y colchones de maleza
Estructuras con vegetación	Gaviones, muros criba, geomallas, revestimientos sintéticos.

La utilización de trinchos utilizando estacas vegetales y de muros criba con maderas y ramas de maleza representan soluciones muy interesantes para el manejo de taludes. La biotecnología por sus características ambientales es muy atractiva para la estabilización de taludes.

Limitaciones de la Protección Vegetal

El establecimiento exitoso de la vegetación en un talud está determinado por muchos factores tales como: época de siembra, pendiente del talud, localización y composición de los materiales del talud. Las épocas ideales de plantación son las semanas anteriores a la temporada de lluvias sin embargo se puede realizar el plante en épocas secas disponiendo de un programa adecuado de riego.

La pendiente de los taludes tiene un efecto importante en el esfuerzo requerido para establecer la cobertura vegetal. Para taludes de pendiente alta se requiere colocar elementos de anclaje para los pastos y bermas para los árboles. En taludes de pendiente fuerte se aconseja no sembrar árboles sino arbustos para disminuir la fuerza del viento sobre ellos.

Si los materiales son muy duros se puede requerir la excavación de cajas profundas para la siembra de cada arbusto y deben utilizarse cantidades importantes de suelo orgánico o fertilizantes.

Con referencia a la localización del talud, los taludes que reciben la exposición directa del sol de la tarde presentan mayores dificultades para la vegetación que los que reciben el sol de la mañana o poseen condiciones de sombra relativa.

Deben analizarse además los factores relacionados con la presencia del hombre: Pisoteo, quemas, basuras, humo de los vehículos, etc.

Selección de Especies Vegetales

Como no existen especies universales se debe acudir a los expertos **forestales** para escoger la especie de pasto, hierba, arbusto o árbol que se debe utilizar para cada caso específico teniendo muy en cuenta la experiencia local y las diferencias de tolerancias y hábitos de las diferentes especies.

El tipo de vegetación que cubre la superficie del talud tiene efecto sobre la estabilidad, por ejemplo Campbell (1975) reportó que los deslizamientos de suelo eran 3 a 5 veces más frecuentes en aquellos taludes cubiertos por pastos que en aquellos cubiertos por maleza y arbustos. Los deslizamientos en taludes cubiertos por pasto eran más cortos y más anchos y ocurren a ángulos de inclinación menores que aquellos cubiertos por maleza. La especie vegetación debe seleccionarse que sea compatible con las condiciones del suelo y el sitio,

incluyendo disponibilidad de agua, nutrientes, PH, clima, regulaciones gubernamentales, etc.

Ciertos tipos de planta son intrínsecamente mejores que otras para objetivos de estabilización específicos. La vegetación maderable posee raíces más profundas y más resistentes que las plantas herbáceas y pastos, y provee un mejor refuerzo y efecto de arco.

Tabla 5.7 Ventajas y Desventajas de los Diversos Tipos de Plantas (Gray y Sotir, 1996)

Tipo	Ventajas	Desventajas
Pastos	Versátiles y baratos; variedades para escoger con diferentes tolerancias; fácil de establecer buena densidad de cobertura	Raíces poco profundas y se requiere mantenimiento permanente.
Juncos	Crece rápidamente y son fáciles de establecer en las riberas de ríos.	Difíciles de obtener y el sistema de plantación no es sencillo
Hierbas	Raíz relativamente profunda	Algunas veces son difíciles de establecer y no se consiguen raíces.
Arbustos	Variedades para escoger. Existen especies que se producen por estaca, raíz profunda, buena cobertura, bajo mantenimiento.	Algunas veces son difíciles de establecer.
Árboles	Raíces profundas no requieren mantenimiento	Es demorado su establecimiento y generalmente son más costosos.

Siembra y Establecimiento

Los árboles son las especies más difíciles de establecer y deben localizarse en el talud en tal forma que la humedad sea lo más permanente posible.

Es conveniente la construcción de terrazas o sistemas de concentración de aguas en las áreas de siembra de los árboles. Ciertos tipos de pastos requieren riego permanente y no es recomendable utilizarlos en taludes en los cuales se puedan producir épocas de sequía.

La poda de los árboles es una práctica muy útil para generar un crecimiento armónico. Existen épocas del año más propicias que otras para la poda de los árboles y debe tenerse cuidado de no malograr su crecimiento por poda en un periodo no propicio.

La forma como se localizan los árboles en el talud puede afectar su comportamiento. Los arreglos pueden ser longitudinales, transversales, diagonales, cruzados o radiales (ver figura 5.28).

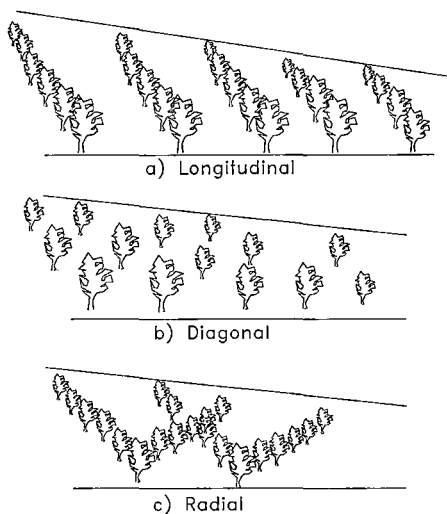


Figura 5.28 Arreglo de Árboles en el Talud.

Estacas Vivas

Las estacas vivas son longitudes de tallo de árboles y arbustos que se entierran en el suelo con el objeto de que broten árboles. El procedimiento es simple, rápido y económico.

Las estacas vivas pueden utilizarse como un tratamiento primario en el cual las estacas cumplen un objetivo de anclar otros elementos como trinchos o mantos vegetales, las cuales posteriormente se convertirán en árboles o arbustos.

Las estacas deben ser generalmente de uno a tres centímetros de diámetro y de 60 centímetros a un metro de longitud. La parte superior de la estaca debe cortarse normal al eje y la parte inferior en forma de punta para facilitar su inserción (ver figura 5.29).

Se recomienda seguir las siguientes instrucciones de instalación:

- Clavar la estaca normal a la superficie del talud, utilizando martillos de caucho.
- La densidad de instalación debe ser de tres a cuatro estacas por metro cuadrado para garantizar un cubrimiento adecuado en corto tiempo.
- Las dos terceras partes de la estaca deben estar enterradas dentro de la tierra

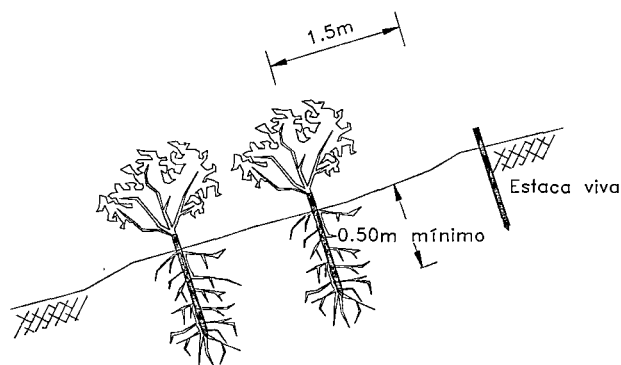


Figura 5.29 Estacas Vivas.

Fajinas Vivas

Las fajinas son manojos de ramas que se entierran en zanjas poco profundas para que germinen en forma similar a como lo hacen las estacas vivas. Las zanjas generalmente son excavadas a mano y forman un contorno a lo largo de las líneas de nivel del talud.

En taludes muy húmedos también se pueden colocar siguiendo la pendiente para facilitar el drenaje. Después de colocar las fajinas las zanjas se rellenan con suelo en tal forma que parte de las fajinas queda enterrada y parte expuesta. La longitud de los ramos de fajina varía de 0.50 a 1.00 metro (ver figura 5.30).

El principal uso de las fajinas es el control de erosión, especialmente en zonas de cárcavas. Las fajinas a su vez forman unas líneas decorativas muy agradables al paisaje. Las fajinas generalmente se hacen con hierbas y juncos adaptados a las condiciones climáticas del sitio. En ocasiones se requiere colocar estacas para ayudar a la conformación de las fajinas vivas.

Entre las hileras de fajinas vivas se acostumbra colocar una protección en manto vegetal utilizando un agrotexil o yute el cual puede asegurarse a su vez utilizando las fajinas vivas (ver figura 5.31)

Una forma similar a las fajinas son las capas de maleza que consisten en ramos colocados en zanjas en la forma que se indica en la figura 5.31. Las ramas se colocan formando una red en cruz. Los espaciamientos de las hileras de maleza son similares a los de las fajinas vivas aunque en términos generales los espaciamientos deben ser ligeramente menores.

Otro sistema es el de relleno de malezas y suelo de cárcavas utilizando hierbas y estacas vivas de arbustos como se indica en la figura 5.32.

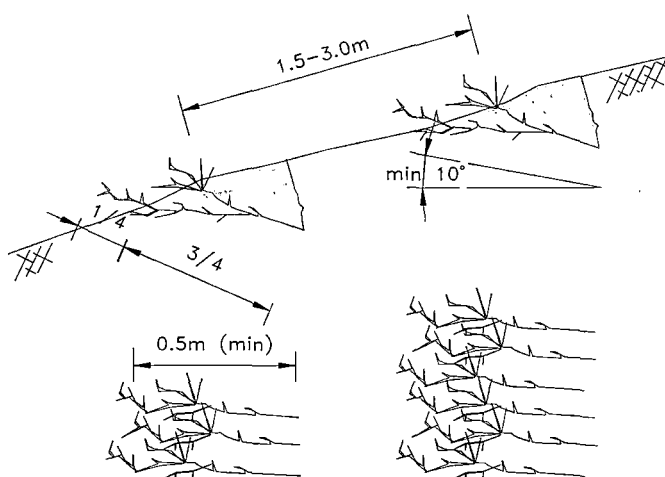


Figura 5.30 Fajinas Vivas.

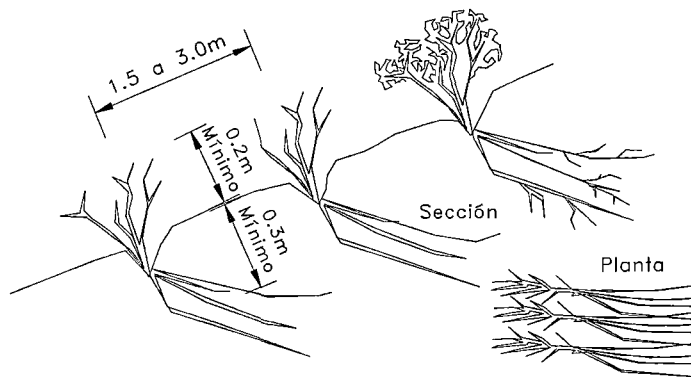


Figura 5.31 Fajinas Vivas en Cruz o Capas de Maleza.

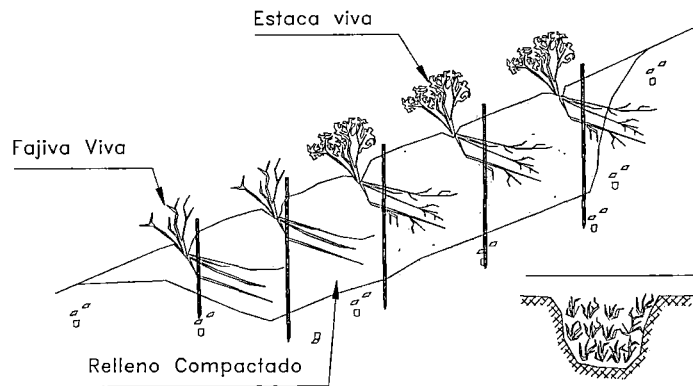


Figura 5.32 Relleno de una Cárcava Utilizando Estacas Vivas y Fajinas.

Estructuras y Revestimientos Artificiales con Vegetación

La utilización de estructuras integradas con vegetación permite una gran variedad de esquemas incluyendo muros criba, gaviones, tierra reforzada, bloques de concreto y recubrimientos con diversos materiales sintéticos. La vegetación actúa como refuerzo del suelo, protección contra la erosión y fijador del recubrimiento.

La protección contra la erosión utilizando mantos vegetales con semillas es muy popular y existen varios tipos de mantos producidos comercialmente (ver Apartado 5.4.9.2).

5.4.5 MEDIDAS ESTRUCTURALES Y FORESTALES DE CONTROL DE EROSIÓN DE SUELOS EN VALLES ALTOANDINOS

La fuente principal que se utilizó para la descripción de las Medidas Estructurales y Forestales de Control de Erosión de Suelos en Valles Altoandinos es "Manejo de Cuencas Altoandinas" [45].

Como se mencionó anteriormente, los riesgos de erosión en las microcuencas alto andinas son elevados, debido a la topografía accidentada que presentan los terrenos, disminución generalizada de la cobertura vegetal, mal uso de las tierras, sobre pastoreo, quema de pastos, etc. La erosión de suelos se manifiesta en deslizamientos, aluviones, huaycos, con la consecuente pérdida económica, ambiental, vidas humanas y finalmente la biodiversidad natural de la microcuenca altoandina.

A continuación se presenta algunas medidas estructurales (diques para el control de cárcavas, zanjas o acequias de infiltración) y forestales (barreras vivas, aplicación de la agroforestería) que se controlan la erosión de suelos:

5.4.5.1 DIQUES PARA EL CONTROL DE CÁRCAVAS

Definición

La cárcava es una zanja causada por la erosión hídrica del suelo, sigue generalmente la máxima pendiente del terreno y constituye un cauce natural en donde se concentra y corre el agua proveniente de las lluvias. El agua que corre por la cárcava arrastra gran cantidad de partículas de suelo producto de la erosión.

Formación de la Cárcava

El agua, a medida que desciende por la ladera y debido a las irregularidades en el relieve del terreno, se va concentrando, formando pequeños canales, los que a su vez se juntan y forman un canal mayor. Con una masa de agua más abundante y una velocidad que va en aumento, la erosión se acentúa, formando inicialmente pequeños surcos, los que se van agrandando horizontal y verticalmente hasta que se forma las cárcavas llamadas también zanjas, barrancos o torrenteras, ver figura 5.33.

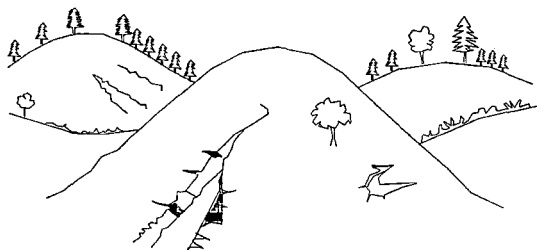


Figura 5.33 Ladera con una Cárcava en Pleno Desarrollo.

Control de Cárcavas

La primera acción que se debe llevar a cabo para controlar una cárcava es la de eliminar la causa que la originó, para lo cual se tiene que efectuar trabajos a dos niveles:

A nivel de ladera o área de drenaje, que en muchos casos resulta ser suficiente, cuando con las prácticas conservacionistas ejecutadas se controla o anula el escurrimiento superficial en esa zona. En caso contrario, si después de haber tratado la ladera todavía sigue corriendo agua por la cárcava, entonces se debe efectuar trabajos a nivel de la cárcava misma.

a. Prácticas Conservacionistas Aplicadas a Nivel de Ladera

Cualquier práctica que se aplique a nivel de ladera debe encaminarse fundamentalmente a evitar o controlar totalmente el escurrimiento superficial de agua y permitir su infiltración uniforme o su evacuación. Entre las prácticas apropiadas se tienen:

Replacación de pastos y bosques, fundamentalmente con especies adaptadas a la zona y de valor económico,

Buen manejo de pastos (pastoreo de corta duración y frecuente) y bosques,
Construcción de zanjas o acequias de infiltración en áreas de bosques y pastizales,
Construcción de terrazas de absorción,
Construcción de surcos en contorno,
Construcción de zanjas de infiltración o acequias de desviación, y
Construcción de pequeños reservorios o "cochas".

b. Prácticas a Nivel de Cárcavas

Después de haber tratado la ladera (ver figura 5.34) y si todavía hay escurrimiento en la cárcava misma, se efectuarán trabajos a nivel de ésta, consistentes en la construcción o colocación de diques o pequeñas barreras u obstáculos transversales a la cárcava, a fin de disminuir la velocidad del agua y favorecer la sedimentación de las partículas que lleva el agua en suspensión.

Los diques son construidos a lo largo de la cárcava y pueden ser hechos de sacos llenos de arena reforzados con champa (ver figura 5.35); de piedra (ver figura 5.36); de ramas, pajas y palos; de barreras vivas (ver figura 5.37).

Un aspecto importante es el espaciamiento entre diques. El principio fundamental que se debe tener presente para la determinación del espaciamiento entre diques es que el borde superior de un dique esté al mismo nivel que la base del dique contiguo aguas arriba.

Un medio sumamente eficaz en el control de las cárcavas es el de permitir el crecimiento de la cubierta vegetal, dentro por lo menos un radio igual a cinco veces la profundidad de la cárcava.

Las paredes mismas de las cárcavas deben estar cubiertas por vegetación natural o sembradas especialmente con pastos u otras especies vegetales.

Por lo tanto, se establece o maneja la vegetación predominantemente **arbórea y arbustiva**, formando un bosque sobre la misma cárcava. La estabilización de estos terrenos evita la pérdida de áreas adyacentes de interés agrícola y los efectos perjudiciales del acarreo de materiales (fragmentos de roca y suelos) por el canal de la cárcava hacia las zonas bajas de las laderas. Algunas especies arbóreas y arbustivas registradas en este caso se muestran en las tablas 5.8 y 5.9:

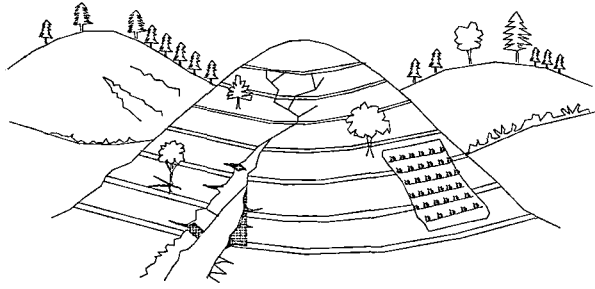


Figura 5.34 Ladera Tratada con Prácticas Conservacionistas para el Control de Cárcavas.

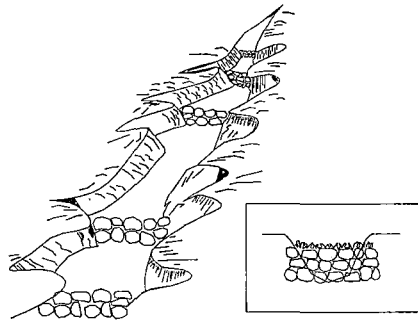


Figura 5.35 Cárcava Tratada con Diques de Sacos llenos de Arena y Champa.

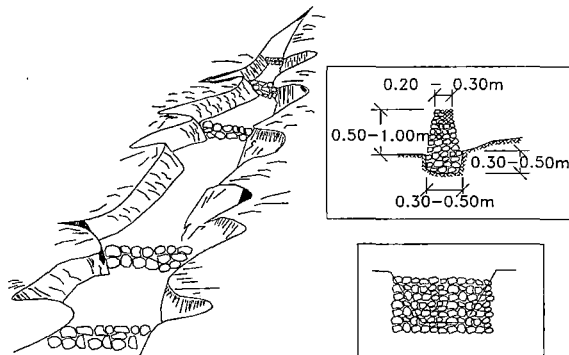


Figura 5.36 Vista de frente y Características de los Diques de Muros de Roca.

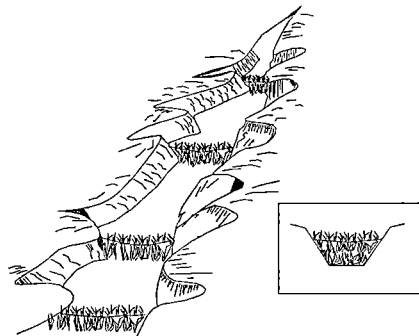


Figura 5.37 Cárcava Tratada con Diques de Barreras Vivas.

Tabla 5.8 Especies Arbóreas

Nombre Común	Nombre Científico
Aliso	Alnus jorullensis
Colle	Buddleja coria ceae
Quisuar	Buddleja incaica
Quinual	Polylepis _ spp
Sauco	Sambucus peruviana

Tabla 5.9 Especies Arbustivas y Gramíneas

Nombre Común	Nombre Científico
Chilca	Baccharis sp.
Cortadería	Cortadería jubata
Pilhuish	Ophosporus chilca
Ceticio	Cytisus racemosa

Características de los Diques de Roca

Las características que se deben tener en cuenta para la construcción de diques de rocas son las siguientes:

Espesor mínimo del borde superior del dique de roca entre 20 y 30cm y el del borde inferior por lo menos de 30 a 50 cm.

Altura efectiva del dique entre 50 y 100 cm.

El dique debe ser empotrado de 30 a 50 cm en el fondo y en las paredes laterales de la cárcava, para darle mayor estabilidad.

Debe contar con un aliviadero de forma parabólica en el borde superior del dique a fin de darle mayor capacidad de desagüe y evitar que el agua caiga en forma de chorro y erosione los bordes laterales, la base del dique y la superficie del suelo, y el espaciamiento entre diques depende de la pendiente del cauce de la cárcava.

Pero debe tenerse presente como condición básica que el centro del borde superior del dique debe estar al mismo nivel que la base del dique contiguo aguas arriba, determinándose así el espaciamiento entre diques. Cuanto mayor es la pendiente del cauce de la cárcava, menor resulta el espaciamiento entre diques.

Normalmente, al pie del dique se debe construir un colchón hidráulico de rocas, ramas o paja, a fin de disipar la energía del agua y evitar que el golpe de agua socave la base del dique y cause el derrumbe o volteo de la estructura (ver figura 5.38).

Ubicación del los Diques

El primer dique estará ubicado en un punto "B" del terreno, muy cerca del inicio de la cárcava (punto "A"). Los siguientes diques se ubicarán de la siguiente manera:

A partir del punto "B" se extiende un cordel aguas abajo, el cual debe estar tendido en forma horizontal. La ubicación del siguiente dique estará dada por el punto del terreno cuya distancia vertical al cordel sea igual a la altura efectiva determinada que debe tener el

dique (50 – 100 cm), y luego, a partir de este punto, se repiten los pasos anteriores a fin de determinar la ubicación de los siguientes diques aguas abajo (ver figura 5.38).

Construcción de los Diques

La construcción de los diques siempre se debe iniciar desde la parte más alta de la cárcava hacia abajo, con el objeto de disminuir o controlar el escurrimiento superficial que se pueda presentar durante la construcción de los diques a lo largo de la misma, ya que si la construcción se iniciara desde la parte más baja hacia arriba y se presentara un escurrimiento superficial durante la etapa de construcción, los diques podrían ser derrumbados dado que la energía del agua no se ha disipado progresivamente desde el inicio

Muchas plantas perennes pueden ser transplantadas directamente en los taludes de las cárcavas y de las "terrazas en formación". Cualquier planta que luego de cosecharse mantiene sus raíces en el suelo y la vegetación permanente cubre la superficie del terreno, es adecuada para ser colocada en los taludes. Este cultivo debe ser pasto bueno para forraje o plantas aromáticas o medicinales que tengan demanda en el mercado con adecuado precio, porque así se creará el interés en los agricultores por mantener el cultivo para que siempre sirva de protección de los taludes.

La especie de planta que se escoja para reforzar los taludes de las "terrazas" debe ser de rápido prendimiento, que cubra con prontitud el suelo, sea resistente a la seguía y tenga valor económico.

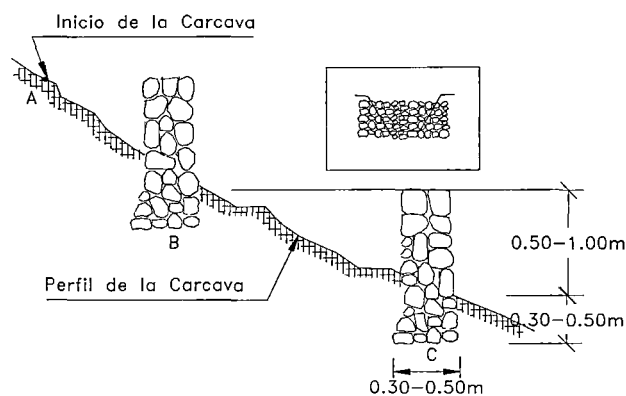


Figura 5.38 Perfil del Lecho de una Cárcava con Diques de Rocas.

5.4.5.2 ZANJAS O ACEQUIAS DE INFILTRACIÓN

Son pequeños canales de sección rectangular o trapezoidal, generalmente asimétricos; se construyen transversalmente a la máxima pendiente del terreno. El fondo de estos canales debe estar a nivel salvo que se trate de acequias o canales de desviación, en las que la pendiente recomendable es de 3/1000 (3 por mil) y su desembocadura debe efectuarse en una zona protegida a fin de evitar la formación de una gran cárcava.

Objetivo de la Práctica

Interceptar el agua de escorrentía que proviene de la parte alta de la ladera, anulando su velocidad y permitiendo una mayor infiltración,

- Aumentar la producción de pastos, árboles o cultivos,
- Reducir la erosión hídrica del suelo, y
- Aumentar el número de manantiales y el caudal de agua de éstos en las partes más bajas.
- Disminuir los riesgos de inundación y deslizamientos.

Condiciones de Uso

Las zanjas de infiltración se pueden usar en:

- Laderas con profundidad de suelo mayor de 30 cm y subsuelo permeable.
- Zonas con plantaciones forestales, con pasturas y en algunos casos en zonas agrícolas.

Diseño

El diseño de la zanja de infiltración consiste en determinar el ancho del borde superior, ancho de la base, profundidad, inclinación de los taludes, espaciamiento entre zanjas y la gradiente longitudinal de la misma, este último aspecto sólo si fuera necesario.

El ancho del borde superior, profundidad, ancho de la base y la inclinación del talud – características que determinan la sección transversal – dependen principalmente del tipo de suelo y de la intensidad de la lluvia de la zona.

Para el caso de las laderas de la sierra peruana, el ancho promedio del borde superior normalmente es de 40 – 50 cm. El ancho de la base de aproximadamente 20 – 30 cm y la profundidad varía entre 20 – 50 cm.

La inclinación del talud varía: en terrenos de textura suelta generalmente está entre 1:1 a 2:1 (horizontal : vertical) y en terrenos firmes entre de 0.5:1 a 1:1 (horizontal:vertical), dependiendo del ángulo de reposo de los diferentes tipos de suelo.

En cuanto a la gradiente longitudinal de la zanja, normalmente debe ser cero (0%), salvo condiciones especiales de suelo y precipitación, casos en los que se puede optar por una gradiente máxima hasta de 3/1000 (3 por mil); en estas condiciones la zanja debe desembocar en una zona protegida o totalmente estabilizada. Cuando la zanja está a nivel debe construirse a lo largo de ésta, pequeños tabiques de tierra (o dejarse pequeños espacios sin excavar), a fin de no permitir que el agua corra de un lado a otro, distribuyendo de este modo así uniformemente el agua captada. La separación entre estos tabiques debe ser de 5 a 10 m. Los tabiques o espacios sin excavar deben ser pequeños y tener entre 10 – 15 cm de dimensión.

El espaciamiento entre zanjas está determinado por la pendiente del terreno, tipo de cultivo, tipo de suelo y características de precipitación de la zona, sobre todo en lo referente a la intensidad y duración. El espaciamiento adecuado para las condiciones de la sierra peruana varía ente 3 a 20 m.

Trazo y Construcción

El trazo de las zanjas de infiltración se hace con el nivel en "A", en forma transversal a la máxima pendiente de la ladera (ver figura 5.39).

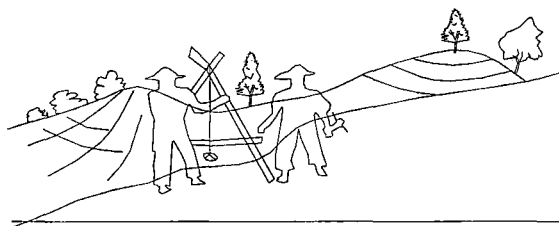


Figura 5.39 Trazo de las Zanjas de Infiltración.

El trazo debe iniciarse desde el extremo superior del campo, manteniendo fija una pata del nivel en "A" y moviendo la otra hacia arriba o hacia abajo hasta lograr que el cordel de la plomada coincida con la marca del nivel, lo que indicará que dichos puntos están a nivel. Luego se continúa trasladando el nivel en el mismo sentido y se van marcando los puntos con una herramienta para finalmente trazar o marcar la línea a nivel.

No es recomendable marcar con piedras o estacas las líneas trazadas, ya que pueden ser retiradas por extraños, borrándose el trazo.

Una vez marcadas las zanjas, se inicia su construcción con zapapico y lampa y en otros casos, con ayuda de la yunta. Si la construcción es con yunta, la operación consiste en pasar el arado por la línea trazada y marcada, luego cuando se llega al final de la línea marcada, se regresa pasando el arado junto a la primera pasada para dar así el ancho adecuado a la zanja.

Luego se repiten las pasadas del arado de una a tres veces más, según sea necesario, para dar así mayor profundidad a la zanja.

En zonas con pastos y cuando la construcción de las zanjas se realiza con la ayuda de la yunta, el espaciamiento apropiado entre aquellas puede ser de 3m a fin de infiltrar el agua más uniformemente en la ladera. La profundidad de las zanjas podrá ser entre 20 a 30 cm.

Si la pendiente de la zanja es cero (a nivel) se recomienda construir tabiques o pequeños espacios sin excavar de unos 10 a 15 cm a lo largo de la misma, a fin de facilitar que se uniformice la distribución e infiltración del agua receptionada. El espaciamiento entre tabiques normalmente es de 5 a 10 m.

En el borde superior de la zanja se recomienda sembrar plantas de macollaje tupido (barrera viva) para darle mayor protección respecto de la sedimentación (ver figura 5.40).

Luego de removido el terreno, se abre la zanja con una lampa o pico, dándole al final el acabado según las características deseadas. En algunos casos y siempre que la naturaleza del terreno lo permita, después de abrir la zanja, se vuelve a pasar el arado para obtener mayor profundidad y posteriormente realizar el acabado respectivo. La tierra extraída debe ser colocada en el borde inferior de la zanja, a fin de darle una sobre elevación "ceja", aumentando así la capacidad de captación de la misma (ver figura 5.41).

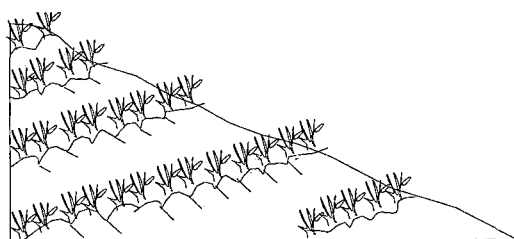


Figura 5.40 Sembrado de Plantas en el Borde Superior de las Zanjas de Infiltración.

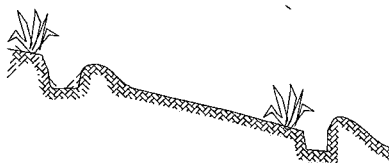


Figura 5.41 Sembrado de Plantas en el Borde Superior de las Zanjas de Infiltración.

5.4.5.3 ANDENES

Definición y Objetivos

Los andenes son estructuras construidas en forma de escaleras con la finalidad de cortar la pendiente de las laderas, transformándolas en plataformas de terreno horizontal, sostenidas por muros de piedra ligeramente inclinados hacia adentro.

Un sistema de andenería es la expresión de una cultura caracterizada por el trabajo organizado, para la conservación de las aguas y los suelos y para la producción agropecuaria eficiente. **La andenería incaica fue construida por un pueblo con vocación eminentemente agrícola, guiado por el padre inca bajo una disciplina místico – militar y una organización comunal eficiente para el trabajo.**

Los principales objetivos que se logran con la construcción de un sistema de andenería son:

- Reducción de la pendiente de la ladera,
- Mejor aprovechamiento de la ladera con fines productivos,
- Disminución de la velocidad del flujo de agua que escurre,
- Mejor aprovechamiento del agua ya sea de lluvia o de riego,
- Protección de los suelos contra la erosión hídrica,
- Mejora de las condiciones ambientales de la ladera,
- Mejora de la capacidad productiva de los suelos de la ladera, y
- Mejor aprovechamiento de los abonos y otros insumos.

Descripción

Un andén presenta los siguientes elementos:

- Banco o terraplén,
- Muro o talud de piedra,
- Acequia de riego y drenaje,
- Borde interno del banco, y
- Borde externo del banco.

En las figuras 5.42, 5.43 y 5.44, se pueden observar los elementos típicos de un andén.

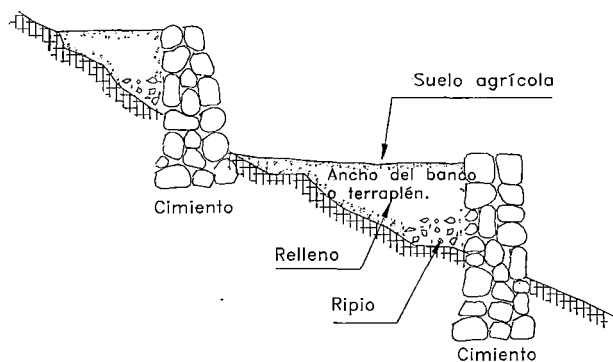


Figura 5.42 Elementos típicos de un Andén.

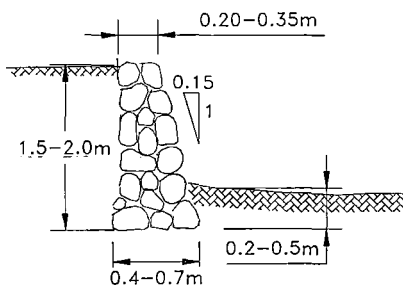


Figura 5.43 Características del Talud o Muro de Rocas.

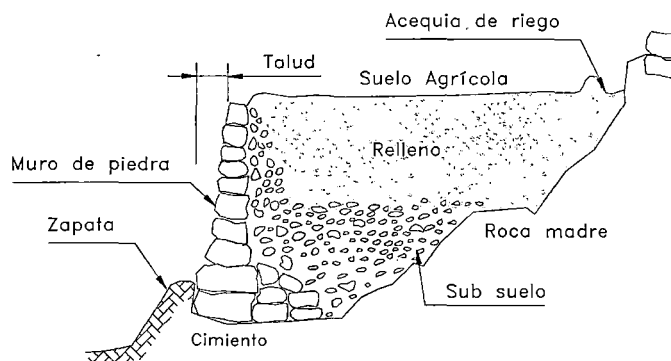


Figura 5.44 Corte de un Andén mostrando sus Elementos Típicos.

Longitud, Ancho y Pendiente del Banco o Terraplén

En términos generales, los andenes pueden tener longitudes que varían en promedio entre 4 y 100 m. El ancho del banco de los andenes varía entre 3 a 20 m y, excepcionalmente, se puede tener andenes de dimensiones de 1.0 m de ancho por 1.5 m de largo y de 30 m de ancho por 150 m de largo o más.

La pendiente longitudinal de los andenes varía entre 0 a 2.0 por mil y la pendiente transversal entre -1.0 por mil (contra pendiente) y +1.0 por mil (inclinación hacia fuera).

Talud o Muro de Roca

El ancho o espesor promedio de los muros en su borde superior es de 20 – 35 cm, mientras que en la base es de 40 – 70 cm, dependiendo de la altura total del muro y de las dimensiones de las rocas utilizadas en su construcción.

La altura total del muro está entre 1.5 a 2.0 m., para laderas entre 20 – 40% de pendiente. Para laderas de mayor pendiente, la altura total de muro es menor, debido a la mayor inestabilidad que presenta un muro de mayor altura, ya que a más altura mayor es la inestabilidad frente al deslizamiento y al volteo.

La parte enterrada del muro de un andén es de 20 – 50 cm respecto al nivel del banco o terraplén del andén inmediato inferior; el borde superior del muro termina unos 5 a 10 cm. encima del nivel de la base del banco o terraplén del andén inmediatamente superior.

Los taludes o muros de roca de los andenes son ligeramente inclinados hacia adentro y su inclinación varía entre 0.20:1 a 0.05:1 (horizontal – vertical), es decir varía entre 5 a 20% la inclinación del talud hacia adentro.

Los muros son en su mayoría de canto rodado, de piedras de forma irregular, colocadas unas sobre otras usando rocas pequeñas como cuñas. El tamaño de la roca es variado, desde 3cm hasta 1.5 m de diámetro o más. La forma y naturaleza de la roca determina la técnica de construcción o la forma de edificar el muro.

La construcción de los muros puede ser realizada hasta de 3 tipos:

a. Muro de roca cuyo largo se orienta transversalmente al muro

Este tipo de muro se construye donde se cuenta con rocas ligeramente alargadas y de dimensiones entre 40 a 50 cm de largo.

b. Muros de doble pared

Este tipo de muro se construye cuando se dispone mayormente de rocas menudas o muy delgadas, con diámetros que alcanzan entre 15 a 25 cm y que van superpuestas, empezando con las rocas de mayor diámetro. Las rocas son ubicadas en dos filas o muros paralelos, cruzando transversalmente al muro cada cierto trecho con rocas largas que abarcan todo el ancho del muro, a fin de romper la continuidad y darle mayor estabilidad. El espacio ubicado entre los muros paralelos es rellenado con rocas pequeñas que funcionan como filtro.

c. Muros de rocas con disposición oblicua

Este tipo de muro se construye en lugares donde se dispone de rocas estratificadas de origen sedimentario, de forma plana, lisa y de poco grosor. Las rocas son colocadas en posición oblicua intercalándolas por filas.

Un sistema de andenería comprende además de los descrito anteriormente; vías de acceso e infraestructura de manejo de agua. En las figuras 5.45 y 5.46, se observan un sistema de andenería típico.

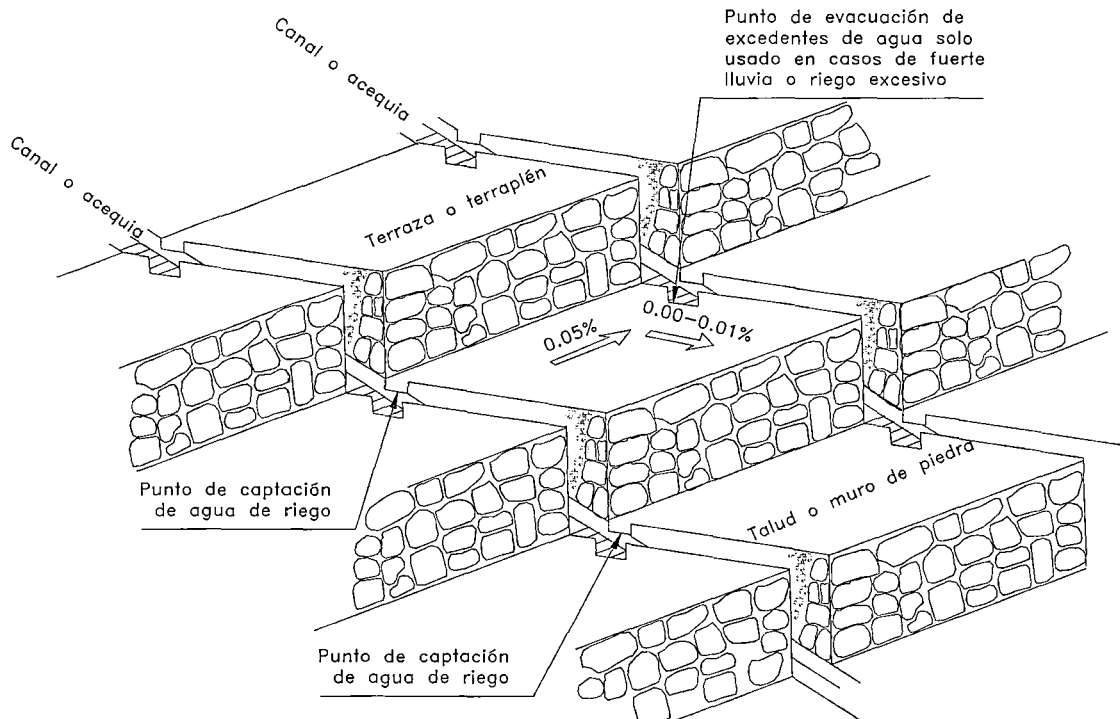


Figura 5.45 Características de un Sistema de Andenería Típico.

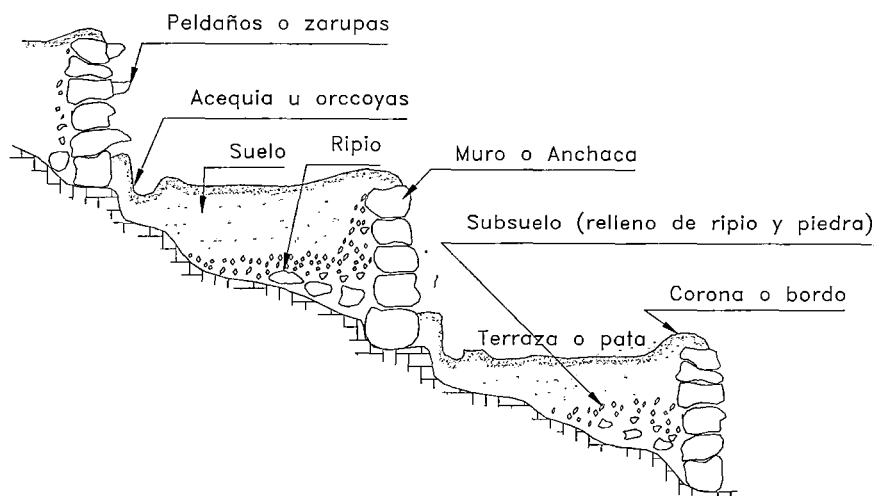


Figura 5.46 Corte de un Sistema Típico de Andenería Mostrando sus Elementos Básicos.

Infraestructura de Manejo de Agua y Vías de Acceso

Uno de los aspectos fundamentales en un sistema de andenería es el referente al manejo del agua proveniente tanto de la lluvia como de riego, evitando siempre el efecto dañino que pueda ocasionar su mal manejo.

En un sistema de andenería de secano, se debe cuidar la evacuación de los excesos de agua, para lo cual normalmente se construyen unas salidas o "boquerones" ubicados al pie del muro del borde interior del andén; algunas veces este "boquerón" se sitúa en la esquina misma del muro, llevando una canaleta de roca para que el agua salga en caída libre, pues si escurre por el muro infiltrándose, puede provocar el derrumbe de éstos.

La salida del agua se efectúa a una acequia de aproximadamente 0.6 m de ancho o a un sendero o camino de 1.5 a 2.5 m de ancho, revestido con rocas, que corre a máxima pendiente y que sirve para caminar y evacuar el agua. En la parte del camino normalmente se construye gradas, convirtiéndose en escaleras.

En el banco o terraplén de los andenes bajo riego se construye pequeñas acequias para el riego, desde allí se deriva el agua hacia los surcos, los mismos que son contruidos en el sentido de la pendiente. La captación del agua hacia las acequias de los bancos se efectúa en los canales de riego que normalmente son de roca y están ubicados en máxima pendiente. Para derivar el agua a modo de compuerta se utilizan rocas de tamaño adecuado que se complementan a manera de sellado mediante el uso de "champas", resto vegetales y/o tierra.

Por otro lado, es fundamental tener en cuenta que todo sistema de andenería debe contar al mismo tiempo con su adecuado sistema de caminos o vías de acceso, a fin de facilitar al agricultor un manejo fácil y oportuno de los andenes en el desarrollo de las diferentes tareas agrícolas y en su mantenimiento.

En los sistemas de andenería antiguos, se pueden observar diversos tipos de accesos sobresaliendo los siguientes:

- Gradas de rocas sobresalientes y empotradas en el muro o talud del andén. Normalmente se usan de 3 a 6 gradas o peldaños por andén, dependiendo de la altura del muro.
- Escalera transversal a los andenes, que une varios andenes en uno de los extremos del sistema de andenería y que van paralelos a las acequias o drenajes. Su construcción se hace de piedra para evitar la erosión. Su función principal es la de permitir el tránsito de animales y personas para el desarrollo de las labores agrícolas.
- Escalera paralela al muro o talud, que se construye de pasos seguidos y de piedra cuidadosamente amarrada al muro de andén. Este tipo de escalera puede ser simple o doble.

5.4.5.4 BARRERAS VIVAS

Especificaciones Técnicas

Se recomienda el establecimiento de barreras vivas como práctica adecuada en terrenos con pendiente menor a 10%. En terrenos con pendientes mayores a 10%, el establecimiento de las barreras vivas debe estar acompañado con otras prácticas conservacionistas tales como cultivo en fajas, surcos en contorno, acequia o zanja de infiltración, terrazas, etc.

Las plantas que se van a establecer como barrera viva deben sembrarse en doble hilera distanciadas entre sí entre 15-20 cm aproximadamente.

En zanjas o acequias de infiltración, la barrera viva debe sembrarse entre 10-20 cm por encima del lado o borde superior.

El distanciamiento entre barreras vivas dependerá del tipo de cultivo y del grado de pendiente del terreno y se debe practicar un mantenimiento frecuente de las barreras vivas a fin de asegurar su buen funcionamiento. En la figura 5.47 se muestra la distribución de barreras vivas ya establecidas.

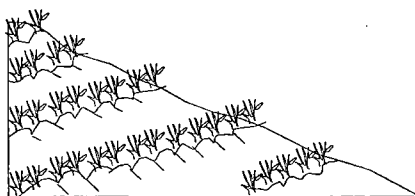


Figura 5.47 Distribución de Barreras Vivas.

5.4.5.5 LA AGROFORESTERÍA

Como se mencionó anteriormente en el Apartado 5.4.3.8, la agroforestería es el conjunto de técnicas utilizadas en el aprovechamiento de la tierra a fin de optimizar la producción y sus beneficios, combinándose las plantaciones de árboles con cultivos anuales o perennes y con la crianza de animales domésticos, buscando siempre una sostenibilidad en los rendimientos y en las condiciones medio ambientales de la zona. **Dentro de las ventajas de la Agroforestería se encuentra el de protección contra la erosión de las lluvias abundantes, tanto al disminuir el impacto directo de las gotas de la lluvia contra el suelo, así como mediante las raíces de las plantas que estabilizan o amarran al suelo e incorporan materia orgánica en el perfil.** Algunas especies de árboles, las altitudes en que se adaptan adecuadamente y el método de propagación ya sea por semilla o por partes vegetativas se presentan en las tablas 5.1 y 5.2.

5.4.6 DISIPADORES DE ENERGÍA

La fuente principal que se utilizó para la descripción de los Disipadores de Energía es "Hidráulica de Canales Abiertos", Chow V. T.[11].

5.4.6.1 GENERALIDADES

El diseño de estructuras hidráulicas de disipadores de energía para alcantarillas y canales presenta varias opciones que pueden ser consideradas en la salida de la obra de drenaje transversal para minimizar la erosión.

Se puede conseguir gran erosión si no se toman las medidas de protección necesarias, muchas veces la socavación se manifiesta sobre el terraplén de la carretera y con el tiempo esto causa el debilitamiento y falla del terraplén y posible falla de la carretera.

Tipos de Disipadores de Energía

Dentro de los tipos de disipadores de energía está en primer lugar el salto hidráulico; en segundo lugar se encuentra el salto hidráulico forzado (es el tipo de disipador más usado en las carreteras), así como el diseño de algunas cuencas disipadoras que se realizó en Colorado State University (donde se establecieron otros seis tipos de salto hidráulico forzado en cuenco); en tercer lugar se encuentra el cuenco amortiguador por choque; otro tipo de disipador de energía es la caída (es diseñada en conjunto con un cuenco amortiguador); otro tipo de disipador de energía es la poza de tranquilización y el último tipo de disipador es el cuenco revestido con riprap, ver figura 5.48.

Considerando los diferentes grupos de disipadores de energía, sabemos que podemos escoger un tipo de disipador que trabaje bien de acuerdo a las condiciones que se presenten en cada lugar, entonces es importante tomar en cuenta la eficiencia de cada estructura, cuanto va a costar y las condiciones en la salida de cada disipador, si ninguno de ellos satisface las necesidades se intenta cambiar el diseño de la alcantarilla la cual modificará las condiciones de salida o cambiar el diseño aguas abajo del canal que se intenta encontrar, así como la velocidad y la profundidad del flujo aguas abajo del canal.

Conceptual Modelo

Si se asume que se tiene el diseño de la alcantarilla, las características hidráulicas del flujo en la salida de la alcantarilla, el diseño del canal aguas abajo de la alcantarilla, el diseño de la estructura de salida, se puede estimar el ancho y la profundidad de la socavación en la salida de la alcantarilla, si la socavación es menor a la socavación permisible (que se determina según las características del suelo) no será requerida una protección, debido a que es permitido que se forme un hueco natural de socavación sobre el terreno, y ser éste el disipador de energía en la salida de la alcantarilla.

Por lo tanto, si las condiciones permisibles son excedidas o si la velocidad saliente en el hueco de la socavación es más grande que la velocidad natural del canal (cauce) que se encuentra aguas abajo del hueco de socavación, entonces se debería considerar un disipador de energía.

En otra alternativa de solución, se puede considerar modificar la velocidad dentro de la alcantarilla, aunque esto es bueno cuando se requieren pequeñas modificaciones de velocidad, si se requieren grandes reducciones en la velocidad, se debe considerar un disipador de energía externo.

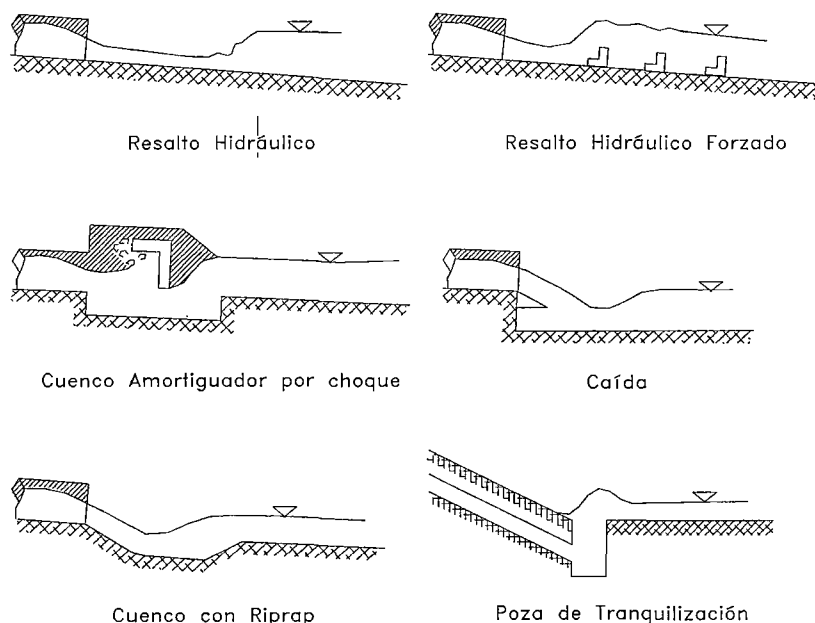


Figura 5.48 Tipos de Disipadores.

5.4.6.2 RESALTO Ó SALTO HIDRÁULICO

A. DEFINICIÓN DEL FENÓMENO

En 1818, el Italiano Bidone realizó las primeras investigaciones experimentales del resalto hidráulico. Esto llevó a Bélanger en 1828 a diferenciar entre las pendientes suaves (subcríticas) y las empinadas (supercríticas), debido a que observó que en canales empinados a menudo se producían resaltos hidráulicos generados por barreras en el flujo uniforme original. De ahí en adelante muchos autores han realizado numerosos estudios y han citado sus resultados.

En principio, la teoría del resalto desarrollada corresponde a canales horizontales o ligeramente inclinados en los que el peso del agua dentro del resalto tiene muy poco efecto sobre su comportamiento y, por consiguiente, no se considera en el análisis. Sin embargo, los resultados obtenidos de este modo pueden aplicarse a la mayor parte de los canales encontrados en problemas de ingeniería. Para canales con pendiente alta el efecto del peso del agua dentro del resalto puede ser tan significativo que debe incluirse en el análisis.

El resalto o salto hidráulico es un fenómeno local, que se presenta en el flujo rápidamente variado, el cual va siempre acompañado por un aumento súbito del tirante y una pérdida de energía bastante considerada (disipada principalmente como calor), en un tramo relativamente corto. Ocurre en el paso brusco de régimen supercrítico (rápido) a régimen subcrítico (lento), es decir, en el resalto hidráulico el tirante, en un corto tramo,

cambia de un valor inferior al crítico a otro superior a éste. La figura 5.49 muestra este fenómeno.

Generalmente, el resalto se forma cuando en una corriente rápida existe algún obstáculo o un cambio brusco de pendiente. Esto sucede al pie de estructuras hidráulicas tales como vertedores de demasías, rápidas, salidas de compuertas con descarga por el fondo, etc., como se esquematiza en la figura 5.50.

Las aplicaciones prácticas del resalto hidráulico son muchas, se utiliza para:

1. Disipar la energía del agua que fluye sobre presas, vertederos y otras estructuras hidráulicas, y prevenir de esta manera la socavación aguas abajo de las estructuras.
2. Recuperar altura o aumentar el nivel del agua en el lado aguas abajo de una canaleta de medición y mantener un nivel alto del agua en el canal de irrigación o de cualquier estructura para distribución de aguas.
3. Incrementar el peso sobre la zona aguas abajo de una estructura de mampostería y reducir la presión hacia arriba bajo dicha estructura aumentando la profundidad del agua en la zona aguas abajo.
4. Aumentar el caudal por debajo de una compuerta deslizante manteniendo alejada la profundidad de aguas abajo, debido a que la altura efectiva se reducirá si la profundidad de aguas abajo ahoga el resalto.
5. Para indicar condiciones especiales de flujo, como la existencia de flujo supercrítico o la presencia de una sección de control, de tal manera que pueda localizarse una estación de aforo.
6. Mezclar químicos utilizados para la purificación de agua y casos similares.
7. Airear el agua en sistemas de suministros urbanos y
8. Remover bolsas de aire en las líneas de suministro de agua y prevenir el taponamiento por aire.

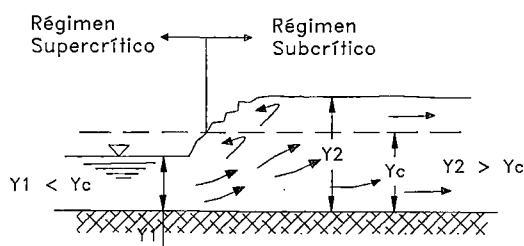


Figura 5.49 Resalto Hidráulico

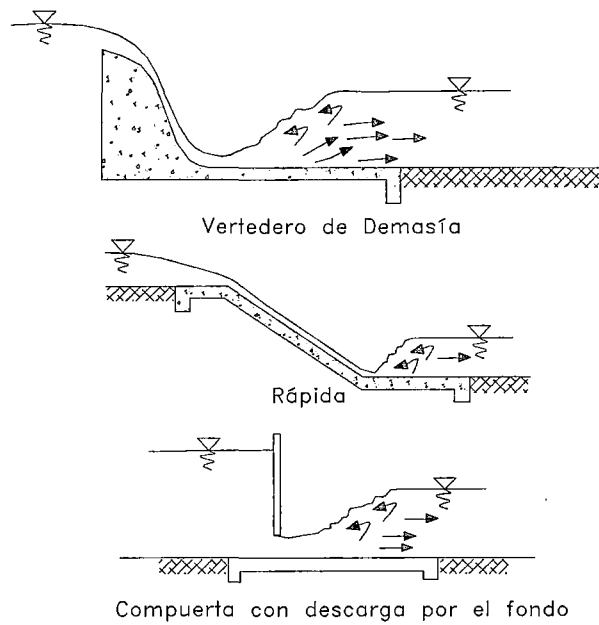


Figura 5.50 Estructuras donde se Produce el Resalto Hidráulico.

B. RESALTO EN CANALES RECTANGULARES HORIZONTALES

Para flujo supercrítico en un canal rectangular horizontal, la energía del flujo se disipa a través de la resistencia friccional a lo largo del canal, dando como resultado un descenso en la velocidad y un incremento en la profundidad en la dirección del flujo. **Un resalto hidráulico se formará en el canal si el número de Froude F_1 del flujo, la profundidad del flujo y_1 y la profundidad y_2 aguas abajo satisfacen la ecuación**

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \right) \dots\dots\dots(5.1)$$

Esta ecuación puede representarse mediante la curva mostrada en el gráfico 5.1. Esta curva se verificó a satisfacción con muchos datos experimentales y es muy útil para el análisis y el diseño de resaltos hidráulicos.

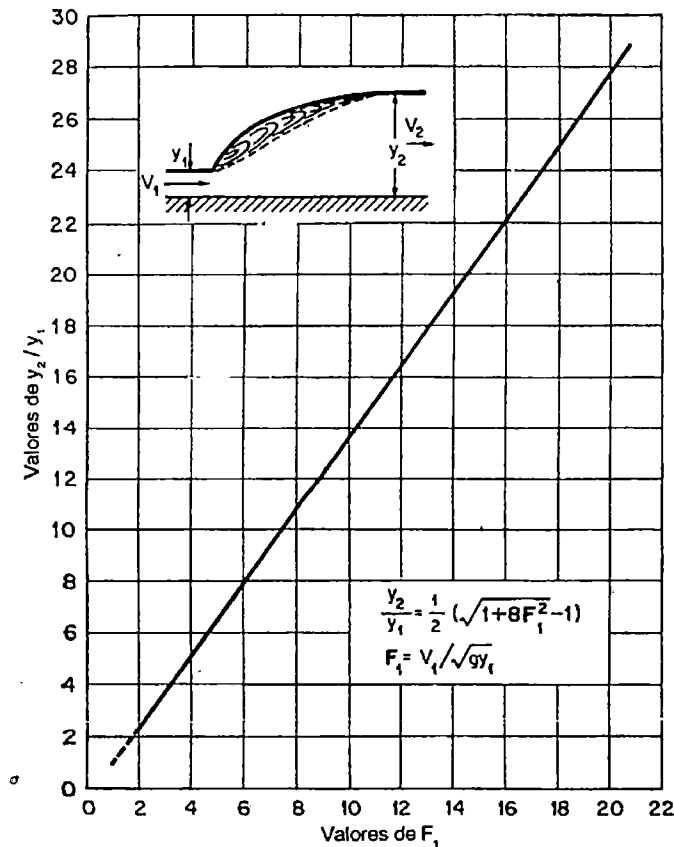


Gráfico 5.1 Relación entre F_1 y Y_2/Y_1 para un resalto hidráulico En un canal rectangular horizontal.

C. TIPOS DE RESALTO

Los resaltos hidráulicos en fondos horizontales se clasifican en varias clases. De acuerdo con los estudios del U.S. Bureau of Reclamation éstos pueden clasificarse convenientemente según el número de Froude F_1 del flujo entrante (ver figura 5.51), como sigue:

Para $F_1 = 1$, el flujo es crítico y por consiguiente no se forma resalto.

Para $F_1 = 1$ a 1.7, la superficie del agua muestra ondulaciones y se presenta el *resalto ondulante*.

Para $F_1 = 1.7$ a 2.5, el flujo es crítico y por consiguiente no se forma resalto, pero la superficie del agua hacia aguas abajo permanece uniforme. La velocidad a través de la sección es razonablemente uniforme y la pérdida de energía es baja. Se presenta entonces el *resalto débil*.

Para $F_1 = 2.5$ a 4.5, existe un chorro oscilante que entra desde el fondo del resalto hasta la superficie y se devuelve sin ninguna periodicidad. Cada oscilación produce una onda grande con periodo irregular, muy común en canales, que puede viajar a lo largo de

varias millas causando daños ilimitados a banquetas en tierra y a enrocados de protección. Se produce entonces el *resalto oscilante*.

Para $F_1 = 4.5$ a 9.0 , la extremidad de aguas abajo del remolino superficial y el punto sobre el cual el chorro de alta velocidad tiende a dejar el flujo ocurren prácticamente en la misma sección vertical. La acción y la posición de este resalto son menos sensibles a la variación en la profundidad de aguas abajo. El resalto se encuentra bien balanceado y su comportamiento es el mejor. La disipación de energía varía de 45% a 70%. Se presenta entonces el resalto el *resalto estable*.

Para $F_1 = 9.0$ y mayores, el chorro de alta velocidad choca con paquetes de agua intermitentes que corren hacia abajo a lo largo de la cara frontal del resalto, generando ondas hacia aguas abajo, y puede prevalecer una superficie rugosa. La acción del resalto es brusca pero efectiva debido a que la disipación de energía puede alcanzar un 85%. Se produce entonces el *resalto fuerte*.

Nótese que los rangos del número de Froude dados arriba para los diferentes tipos de resalto no están claramente demarcados sino que se traslapan en cierto modo según las condiciones locales.

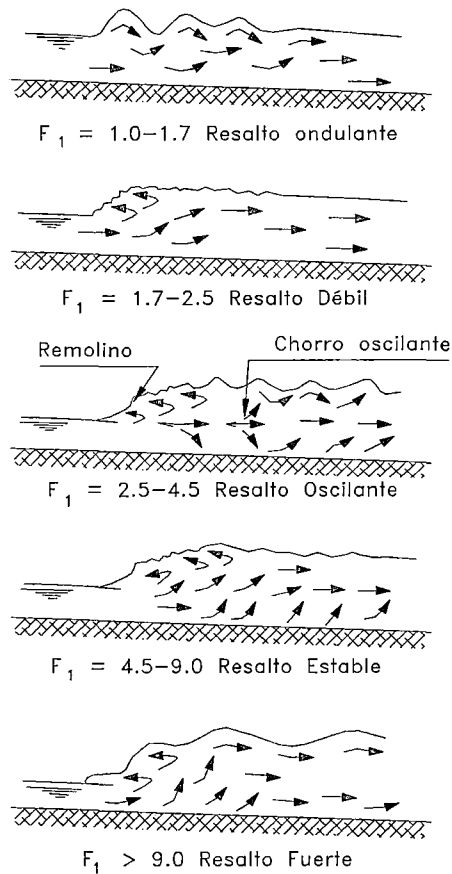


Figura 5.51 Diferentes tipos de Resallos Hidráulicos.

D. CARACTERÍSTICAS BÁSICAS DEL RESALTO

A continuación se estudian varias características básicas del resalto hidráulico en canales rectangulares horizontales:

Pérdida de energía

En el resalto la pérdida de energía es igual a la diferencia de las energías específicas antes y después del resalto. Puede demostrarse que la pérdida es

$$\Delta E = E_1 - E_2 = \frac{(Y_2 - Y_1)^3}{4Y_1 Y_2} \dots\dots\dots (5.2)$$

La relación $\frac{\Delta E}{E_1}$ se conoce como *pérdida relativa*.

Eficiencia

La relación entre la energía específica antes y después del resalto se define como la *eficiencia del resalto*. Puede demostrarse que la eficiencia es

$$\frac{E_2}{E_1} = \frac{(8F_1^2 + 1)^{3/2} - 4F_1^2 + 1}{8F_1^2(2 + F_1^2)} \dots\dots\dots(5.3)$$

Esta ecuación indica que la eficiencia de un resalto es una función adimensional, que depende sólo del número de Froude del flujo de aproximación. La pérdida relativa es igual a $1 - \frac{E_2}{E_1}$; ésta también es una función adimensional de F_1 .

Altura del resalto

La diferencia entre las profundidades antes y después del resalto es la *altura del resalto*, o. $h_j = Y_2 - Y_1$. Al expresar cada término como la relación con respecto a la energía específica inicial,

$$\frac{h_j}{E_1} = \frac{Y_2}{E_1} - \frac{Y_1}{E_1} \dots\dots\dots(5.4)$$

donde $\frac{h_j}{E_1}$ es la *altura relativa*, $\frac{Y_1}{E_1}$ es la *profundidad inicial relativa*, y $\frac{Y_2}{E_1}$ es la *profundidad secuencia relativa*. Puede demostrarse que todas estas relaciones son funciones adimensionales de F_1 . Por ejemplo,

$$\frac{h_j}{E_1} = \frac{\sqrt{1 + 8F_1^2} - 3}{F_1^2 + 2} \dots\dots\dots(5.5)$$

Como la pérdida relativa, la eficiencia, la altura relativa y las profundidades inicial relativa y secuencia relativa de un resalto hidráulico en un canal rectangular horizontal son funciones de F_1 , pueden graficarse contra F_1 , dando como resultado un conjunto de curvas características (ver gráfico 5.2). Con referencia a estas curvas, nótese los siguientes aspectos:

1. La máxima altura relativa $\frac{h_j}{E_1}$ es 0.507, la cual ocurre cuando $F_1=2.77$.
2. La máxima profundidad relativa $\frac{Y_2}{E_1}$ es 0.8, la cual ocurre en $\frac{Y_1}{E_1} = 0.4$ y $F_1=1.73$. Los experimentos han demostrado que la transición desde un resalto ondulado a uno directo ocurre aproximadamente en el punto $F_1=1.73$.
3. Cuando $F_1=1$, el flujo es crítico y $Y_1= Y_2= 2/3 E_1$.
4. Cuando F_1 aumenta, los cambios en todas las relaciones características se vuelven graduales.

Las curvas características darán al diseñador una idea general del rango de condiciones en las cuales la estructura debe operarse. Por ejemplo, en el diseño de una compuerta deslizante que involucre un resalto por debajo de la compuerta, estas curvas mostrarán con claridad la formación del resalto para diferentes aberturas de la compuerta bajo una altura determinada. El análisis anterior se aplica a canales horizontales rectangulares y no rectangulares.

Bakhmeteff y Matzke verificaron experimentalmente las curvas teóricas para $\frac{Y_2}{E_1}$ y $\frac{h_j}{E_1}$ y encontraron que estas curvas dan valores de $\frac{Y_2}{E_1}$ y $\frac{h_j}{E_1}$ alrededor de un 3% al 4% mayores que los valores experimentales. Las curvas características también fueron verificadas por el U.S. Bureau of Reclamation con datos obtenidos en seis canaletas de prueba. Se encontró concordancia perfecta entre la curva $\frac{Y_1}{E_1}$ y los datos. La correspondencia entre las curvas $\frac{E_2}{E_1}$ o $\frac{\Delta E}{E_1}$ y los datos fueron razonablemente buenos excepto para $F_1 < 2$. La curva experimental para $\frac{\Delta E}{E_1}$ recomendada por el Bureau se muestra mediante la línea punteada (ver gráfico 5.2). La correspondencia entre las curvas $\frac{Y_2}{E_1}$ y $\frac{h_j}{E_1}$ y los datos fueron buenos para valores altos de F_1 , pero los datos dispersos no lograron definir con exactitud las curvas para $F_1 < 3$.

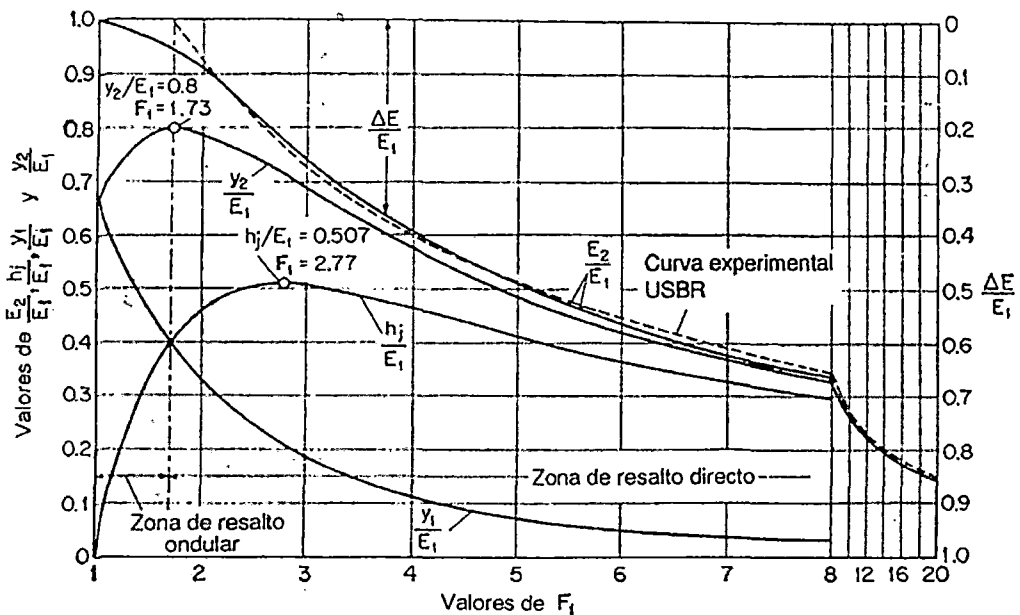


Gráfico 5.2 Curvas Características de Resaltos Hidráulicos en Canales Rectangulares Horizontales.

E. LONGITUD DEL RESALTO

Esta puede definirse como la distancia medida desde la cara frontal del resalto hasta un punto en la superficie inmediatamente aguas abajo del remolino. En teoría, esta longitud no puede determinarse con facilidad, pero ha sido investigada experimentalmente por muchos ingenieros hidráulicos.

Los datos experimentales sobre la longitud del resalto pueden graficarse mediante el número de Froude F_1 contra una relación adimensional $\frac{L}{(Y_2 - Y_1)}$, $\frac{L}{Y_1}$, o $\frac{L}{Y_2}$. La gráfica de F_1 versus $\frac{L}{Y_1}$ es tal vez la mejor, debido a que la curva resultante es la que mejor definen los datos. Sin embargo, para propósitos prácticos, la gráfica de F_1 versus $\frac{L}{Y_2}$ es conveniente, debido a que la curva resultante muestra la regularidad de una parte plana para el rango de los resaltos bien establecidos. Una curva de F_1 versus $\frac{L}{Y_2}$ (ver gráfico

5.3) basada en los datos experimentales de seis canaletas de prueba la preparó el Bureau of Reclamation. Al comparar esta curva con la muy conocida de Bakhmeteff-Matzke, se encontró una discrepancia muy importante. La investigación sobre este tema ha llevado a la creencia de que esta discrepancia se debe al efecto de escala involucrado en los datos experimentales de Bakhmeteff y Matzke. Este efecto de escala significa que la acción del prototipo no se reprodujo con fidelidad en el modelo. La curva mostrada en el gráfico 5.3 se desarrolló ante todo para resaltos en canales rectangulares. En ausencia de datos adecuados, esta curva puede aplicarse aproximadamente a resaltos formados en canales trapezoidales.

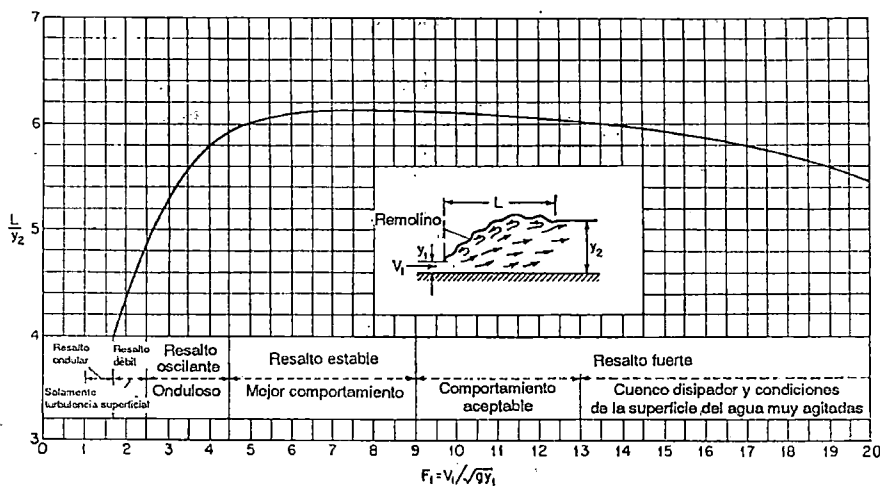


Gráfico 5.3 Longitud en Términos de la Profundidad secante Y_2 de Resaltos en Canales Horizontales (con base en los datos y recomendaciones del U.S. Bureau of Reclamation)

F. EL RESALTO COMO DISIPADOR DE ENERGÍA

Desde un punto de vista práctico, el resalto hidráulico es un medio útil para disipar el exceso de energía en un flujo supercrítico. Su mérito está en prevenir la posible erosión aguas abajo de vertederos de rebose, rápidas y compuertas deslizantes, debido a que

reduce rápidamente la velocidad del flujo sobre un piso protegido hasta un punto donde el flujo pierde su capacidad de socavar el lecho del canal natural aguas abajo.

El resalto hidráulico utilizado para la disipación de energía a menudo se confina parcial o totalmente en un tramo del canal que se conoce como *cuenco de disipación* o cuenco de aquietamiento, cuyo fondo se recubre para resistir la socavación. En la práctica, el cuenco disipador rara vez se diseña para confinar toda la longitud de un resalto hidráulico libre sobre la zona revestida, debido a que sería muy costoso. En consecuencia, a menudo se instalan accesorios para controlar el resalto dentro del cuenco. El principal propósito de este control es acortar el rango dentro del cual el resalto ocurrirá y por consiguiente reducir el tamaño y el costo del cuenco disipador.

El control tiene ventajas adicionales, debido a que mejora la función de disipación del cuenco, estabiliza la acción del resalto y, en algunos casos, incrementa el factor de seguridad.

Al considerar los diferentes tipos de resalto hidráulico descritos en la sección B.3, el Bureau of Reclamation da las siguientes recomendaciones prácticas:

1. Todos los tipos de resalto se encuentran en el diseño de cuencos disipadores.
2. El resalto débil no requiere bloques o consideraciones especiales. Lo único que se necesita es dar la longitud apropiada al cuenco, la cual es relativamente corta. Esta puede determinarse mediante la gráfica 5.3.
3. El resalto oscilante, encontrado a menudo en el diseño de estructuras de canales, presas de derivación y aun obras de descarga es difícil de manejar. En lo posible, deben evitarse los resaltos con número de Froude dentro del rango 2.5 a 4.5. En muchos casos no puede evitarse el uso de este resalto pero, en otros casos, alterando las dimensiones puede llevarse al rango deseable. Los bloques deflectores o accesorios tienen muy poco valor. Las ondas son la principal fuente de dificultad; por consiguiente pueden utilizarse supresores de onda diseñados para manejarlas.
4. No se encuentra una dificultad particular para el resalto estacionario. Arreglos de deflectores y de bloques, son muy útiles como medios para acortar la longitud del cuenco disipador.
5. A medida que el número de Froude aumenta, el resalto se vuelve más sensible a la profundidad de salida. Para números de Froude tan bajos como 8, se recomienda una profundidad de salida mayor que la seciente para asegurar que el resalto permanecerá en la zona protegida.
6. Cuando el número de Froude es mayor que 10, un cuenco disipador de resalto puede no ser lo más económico. En este caso, la diferencia entre las profundidades inicial y seciente es alta y, por lo general, se requiere un cuenco muy profundo con muros de retención muy altos. El costo del cuenco disipador no compensa los resultados obtenidos. Un disipador del tipo cubeta deflector daré resultados similares a menor costo.

G. CUENCO DISIPADOR DE DISEÑO GENERALIZADO

En trabajos importantes o en aquellos que involucran un gran número de cuencos disipadores, a menudo se necesitan diseños generalizados de los cuencos por razones económicas y para cumplir requerimientos específicos. Estos diseños pueden desarrollarse a través de años de experiencia y observaciones sobre estructuras existentes, o mediante investigaciones en modelo, o ambos. Los cuencos diseñados de esta manera a menudo están provistos de accesorios especiales, incluidos bloques de rápida, umbrales y pilares deflectores.

Los bloques de rápida se utilizan para conformar una estructura dentada a la entrada del cuenco disipador. Su función es partir el chorro de entrada y elevar una parte de él desde el piso, produciendo una longitud de resalto más corta que la que sería posible sin ellos. Estos bloques también tienden a estabilizar el resalto y por consiguiente a mejorar su comportamiento.

Los umbrales dentados, o sólidos, a menudo se colocan al final del cuenco disipador. Su función es reducir además la longitud del resalto y controlar la socavación. Para cuencos grandes diseñados para altas velocidades de entrada, el umbral por lo general es dentado para llevar a cabo la función adicional de difundir la parte residual del chorro de alta velocidad que puede alcanzar el extremo del cuenco.

Los pilares deflectores son bloques localizados en posiciones intermedias sobre el piso del cuenco. Su función es disipar la energía principalmente mediante una acción de impacto. Los bloques deflectores son muy útiles en pequeñas estructuras con velocidades de entrada bajas. Sin embargo, no son recomendables cuando las velocidades altas hacen posible la cavitación. En ciertas circunstancias, deben diseñarse para soportar el impacto de hielo o desechos flotantes.

Existen muchos diseños generalizados de cuencos disipadores que utilizan un resalto hidráulico como medio para la disipación de energía. Las siguientes estructuras son algunos de los diseños más comunes:

1. El cuenco SAF. Se recomienda para ser utilizado en estructuras pequeñas de vertederos, obras de salida y canales donde $F_1 = 1.7$ a 17 . La reducción en la longitud del cuenco conseguida por el uso de accesorios diseñados para el mismo es de alrededor del 80% (70% a 90%), ver figura 5.52. Las pautas para el diseño de esta estructura se puede encontrar en "Hidráulica de Canales Abiertos" de Chow V.T [11] o en "Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators" [33]
2. El cuenco USBR II. Se recomienda para ser utilizado en estructuras grandes de vertederos, canales, etc., donde $F_1 > 4.5$. La longitud del resalto y del cuenco se reduce alrededor del 33% mediante el uso de accesorios, ver figuras 5.53 y 5.54. Las pautas para el diseño de esta estructura se puede encontrar en "Hidráulica de Canales Abiertos" de Chow V.T [11] o en "Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators" [33]
3. El cuenco USBR IV. Se recomienda para ser utilizado con resaltos de $F_1 = 2.5$ a 4.5 , lo cual a menudo ocurre en estructuras de canal y en presas de derivación. Este diseño reduce las ondas excesivas creadas en resaltos imperfectos, ver figura 5.55. Las pautas para el diseño de esta estructura se puede encontrar en "Hidráulica de Canales Abiertos" de Chow V.T [11] o en "Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators" [33]

Nótese que estos diseños sólo son ejemplos comunes y debe tenerse cuidado al utilizarlos en aplicaciones de cuencos disipadores en condiciones de diseño completamente diferentes.

El principio del cuenco disipador también se aplica al diseño de una *caída de canal* (o *descenso de canal*), la cual es una estructura construida para asegurar un descenso en la superficie del agua de un canal y una destrucción segura de la energía liberada de esta manera.

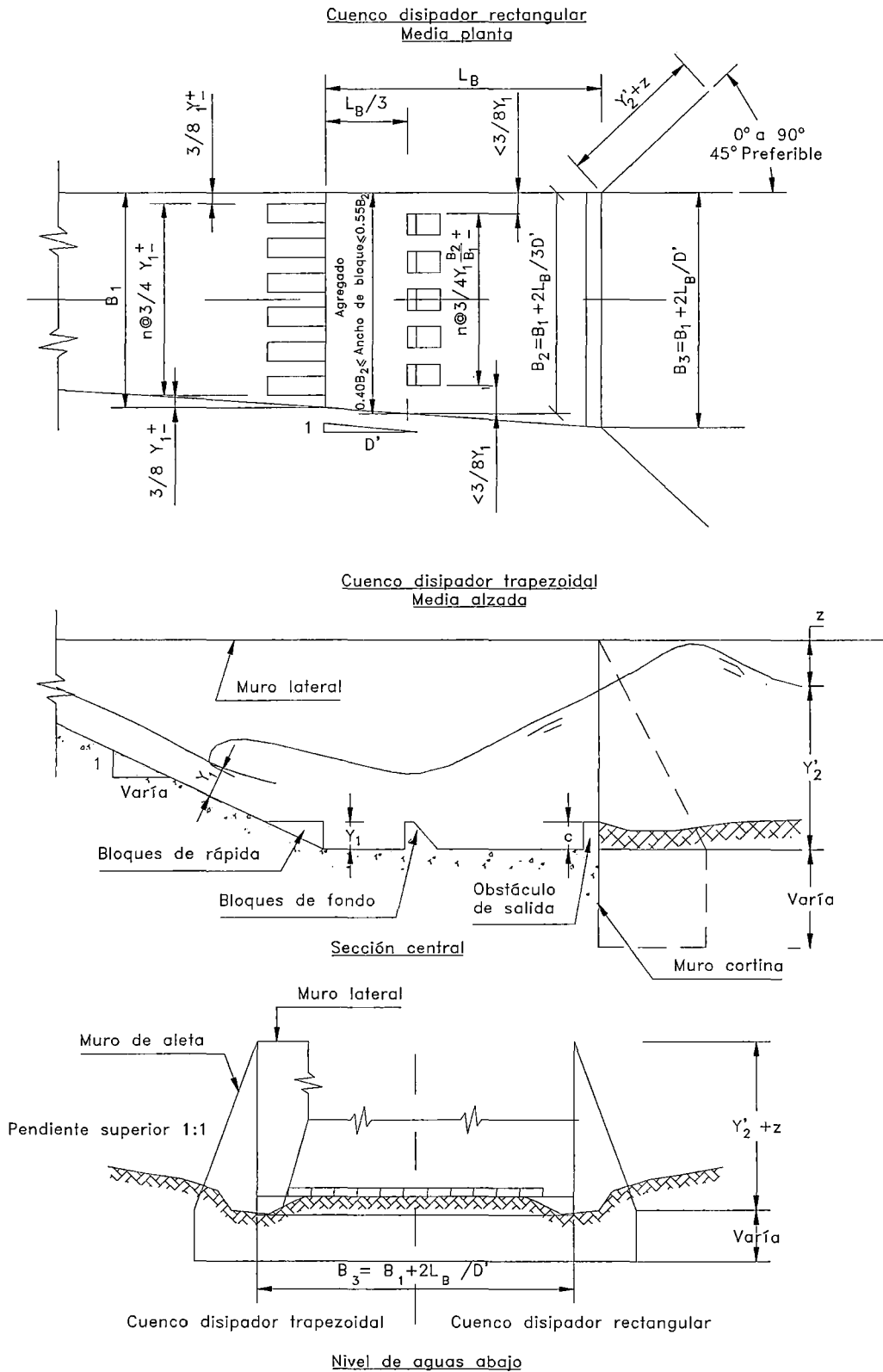


Figura 5.52 Dimensiones del Cuenca SAF (U.S. Soil Conservation Service).

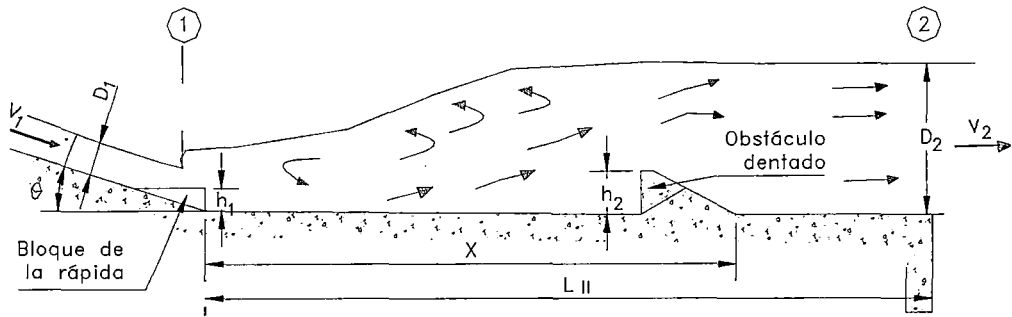


Figura 5.53 Dimensiones de Cuenco USBR II (U.S.Bureau of Reclamation) Definición de símbolos.

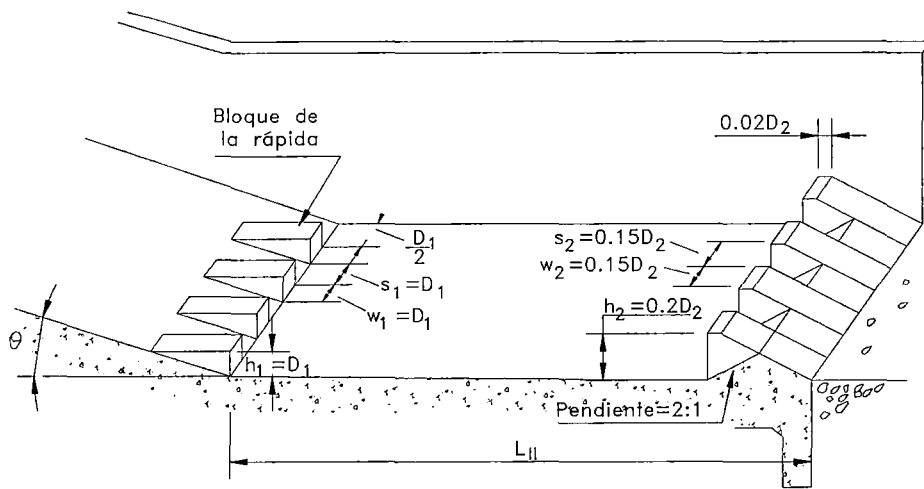


Figura 5.54 Dimensiones del Cuenco USBR II (U.S.Bureau of Reclamation) Dimensiones Recomendadas.

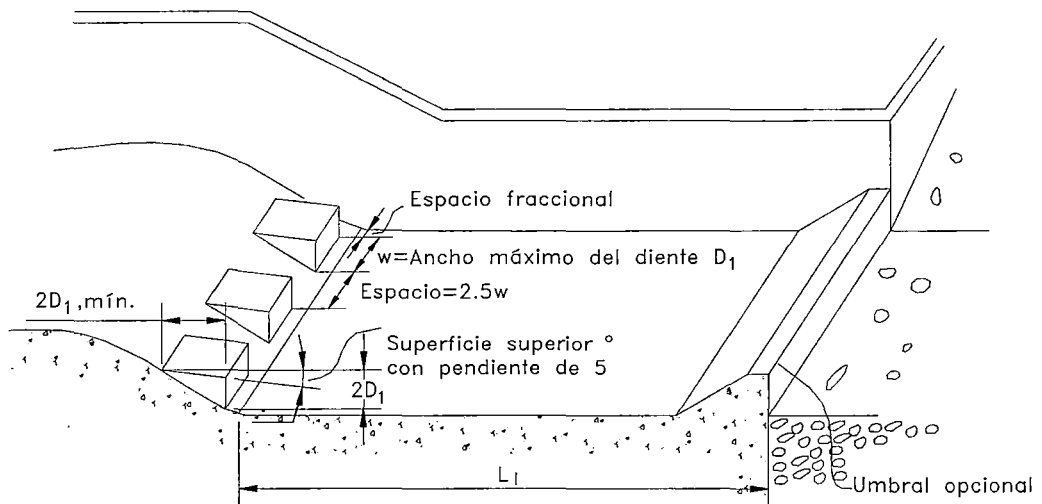


Figura 5.55 Dimensiones del Cuenco USBR IV (U.S.Bureau of Reclamation).

5.4.7 ALIVIADERO EN LA SALIDA DE ALCANTARILLA CIRCULAR

La fuente principal que se utilizó para la descripción del Aliviadero en la Salida de la Alcantarilla Circular es "Best Management Practices for Erosion and Sediment Control", Federal Highway Administration, [8].

En la protección contra la erosión en la salida de la estructura de drenaje transversal comúnmente se utiliza roca riprap, otros materiales utilizados son concreto o gaviones, dependiendo de las características hidráulicas del flujo, características del suelo y topografía de la zona. En algunos casos, cuando el flujo tiene velocidad baja, se puede usar como protección materiales sintéticos en conjunto con vegetación. En casos de velocidades altas o cuando los diámetros de las tuberías son mayores a 36" o 48" se debería utilizar disipadores de energía.

Por otro lado, si la alcantarilla es de sección circular, con flujo lleno, el nivel del flujo aguas abajo de la alcantarilla no es alto, y las características del terreno permiten ubicar un aliviadero, entonces se puede diseñar el aliviadero de protección en la salida de la alcantarilla como sigue:

Se determina el tamaño de riprap y la dimensión del aliviadero. Las dimensiones incluyen el ancho aguas abajo y la longitud como se muestra en la figura 5.56. EL procedimiento que se va a considerar está basado sobre un método desarrollado por la Soil Conservation Service (SCS) en casos donde no se obtenga un alto nivel de agua, aguas abajo de la alcantarilla. Este método proporciona conservativos resultados.

PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

Paso 1

Conociendo el diámetro y descarga, determinar el tamaño medio de la piedra (D50) y la longitud del aliviadero del gráfico 5.4.

Paso 2

Cuando la descarga de la tubería llega a un canal definido, el aliviadero (protección con riprap) debería extenderse a lo largo en el fondo y a los costados del canal hasta una altura sobre 0.35 m del máximo nivel aguas abajo o hasta la parte alta de las orillas del canal.

Si la descarga de la tubería llega al área plana de un canal no definido, el ancho del aliviadero aguas arriba debería ser 3 veces el diámetro de la tubería. Ver figura 5.56.

Paso 3

La pendiente del fondo del aliviadero debería ser construido sobre una pendiente de 0%. La solera del aliviadero debería ser igual a la solera del canal que recibe el flujo. Si la descarga de la tubería llega a un canal definido, el talud de los lados del canal no debería ser más empinado que 2H y 1V.

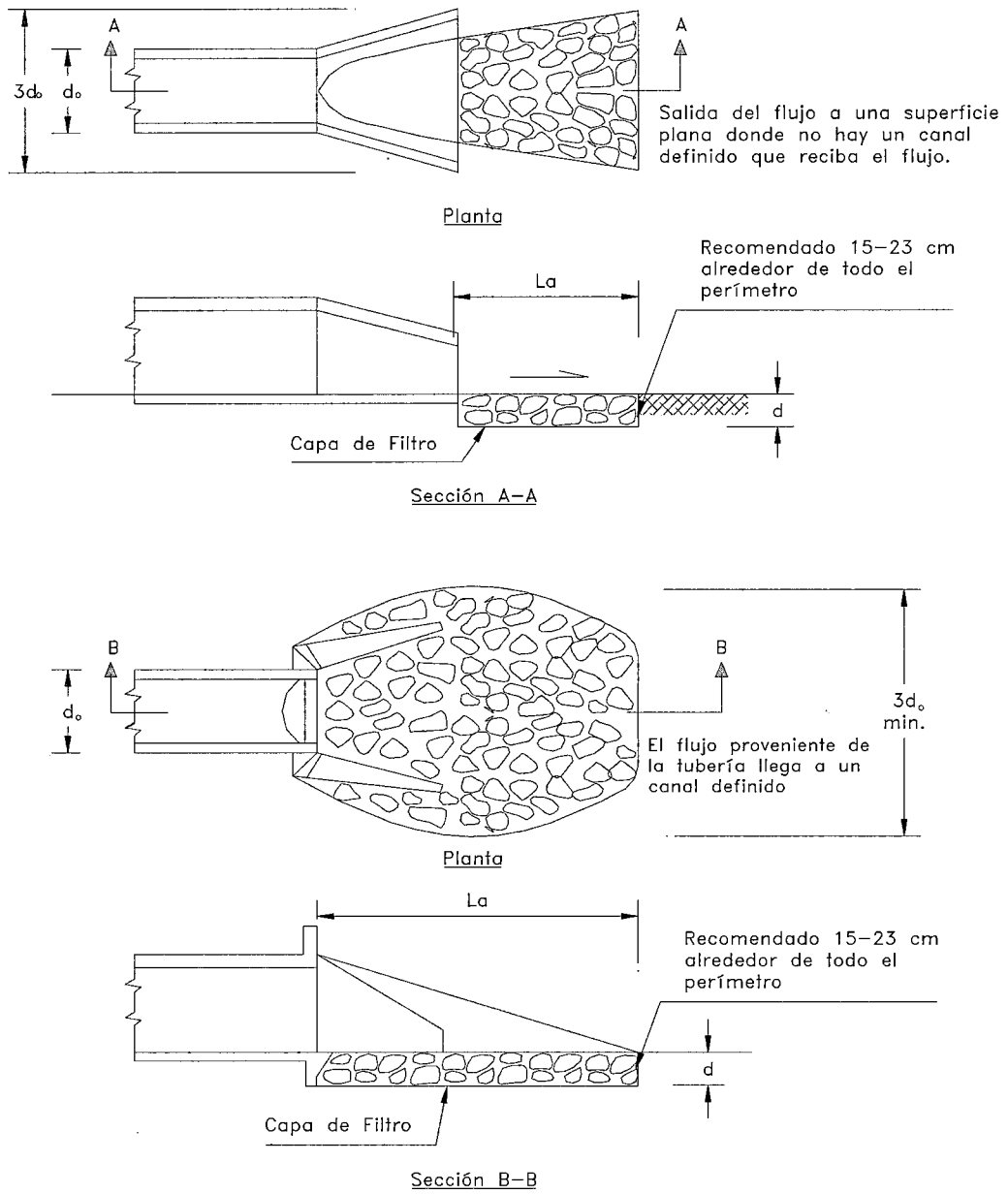


Figura 5.56 Aliviadero en la Salida de la Alcantarilla Circular.

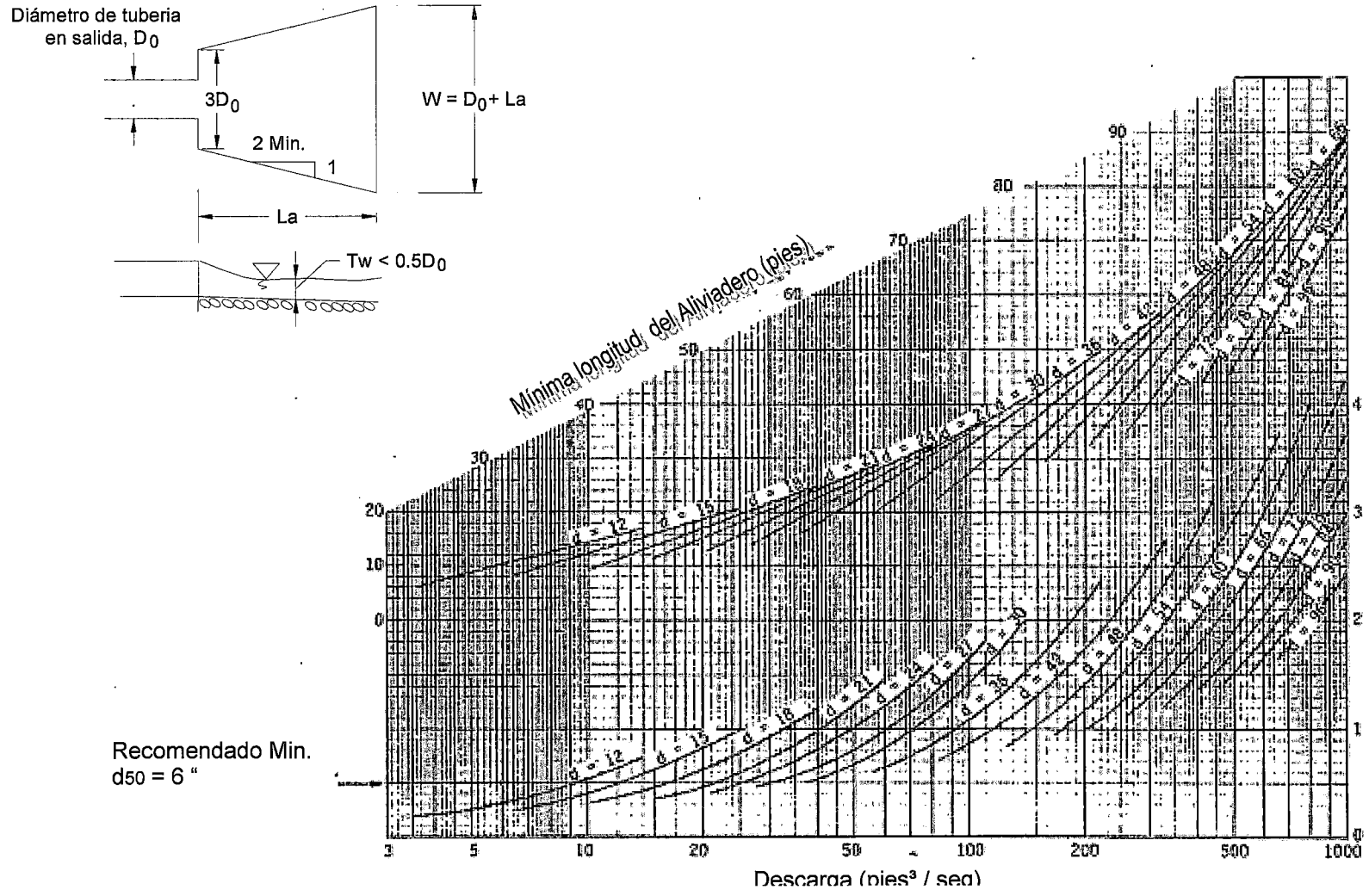


Gráfico 5.4 Diseño de la Protección en la Salida de la Tubería Fluyendo Lleno (donde, nivel mínimo aguas abajo de alcantarilla $T_w < 0.5$ Diámetro de tubería)

5.4.8 CANALES

Las fuentes principales que se utilizaron para la descripción de Canales: "Hidráulica de Canales Abiertos", Chow V. T.[11], "Manual De Carreteras - Hidrología y Drenaje" [15].

Dentro de las estructuras de protección en la salida de las estructuras de drenaje transversal que evitan la acción erosiva del flujo, se encuentran los canales, ya que se encargan de llevar en forma ordenada el flujo de que sale de las estructuras de drenaje transversal hacia el dren natural (río, quebrada, etc.) que se encuentra cerca, o a un lugar que no afecte la estabilidad de la estructura, al terraplén próximo y luego a la carretera.

La elección de esta estructura de protección dependerá de las características topográficas del terreno, estabilidad del suelo y características hidráulicas del flujo, entre otros. Como se mencionó anteriormente, cuando el terreno sobre el que se apoya el canal, presenta pendientes empinadas y el suelo es inestable se presentan fallas en el canal. Mientras que en otros casos, en canales sobre terreno de pendiente empinada, se presenta velocidades altas del flujo, causando erosión al final del canal (en la entrega del flujo sobre el terreno natural), poniendo en peligro la estabilidad del canal. Entonces, es necesario ubicar al final del canal estructuras disipadoras de energía.

5.4.8.1 ASPECTOS GENERALES

Un canal es un conducto en el que el agua escurre con una superficie libre sobre la cual la presión es igual a la presión atmosférica. En consecuencia, el término incluye el escurrimiento en ríos, canales, acequias y también, en tubos y túneles que escurren parcialmente llenos.

En ocasiones el proyectista de caminos debe diseñar un canal para drenar o proteger una carretera, o determinar la capacidad de un canal existente. Por diseño se entiende el cálculo de la pendiente, dimensiones y forma de la sección con el objeto de conducir un cierto caudal, bajo un tipo de escurrimiento dado. Este proceso incluye aspectos hidráulicos, estéticos, de seguridad, legales, económicos y constructivos, y por lo tanto, se debe tender a conseguir un balance adecuado de todos estos factores.

Tipos de Escurrimientos

El escurrimiento en canales puede clasificarse desde el punto de vista de su variación en el tiempo en permanente e impermanente. El primero incluye aquellas situaciones en las cuales el caudal, velocidad, altura de agua y características de la sección no varían en el tiempo. Desde el punto de vista de la variación en el espacio, el escurrimiento puede ser uniforme o variado. El primero, se produce cuando el gasto, velocidad media y altura de agua permanecen constantes a lo largo de las diversas secciones transversales de un canal para un tramo determinado.

En el escurrimiento en canales pueden también, distinguirse escurrimientos de río, crítico y de torrente. Escurrimiento de río o sub-crítico se obtienen en una sección cuando las condiciones de aguas abajo determinan la altura de agua y velocidad en la sección considerada. En estos casos la altura de velocidad es menor que la mitad de la razón entre el área de la sección y el ancho superficial (profundidad hidráulica media)

En escurrimientos de torrente, las condiciones de aguas arriba determinan el escurrimiento y se tiene un flujo rápido con velocidades mayores que la mitad de la

profundidad hidráulica media. Esguerrimiento crítico es un esguerrimiento para el cual la energía específica (suma de Bernoulli con respecto al fondo) es mínima para un gasto dado. En este flujo la velocidad media es igual a la mitad de la profundidad hidráulica media, el número Froude es igual a uno y la velocidad media es igual a la celeridad de ondas gravitacionales pequeñas.

Los canales deben diseñarse para flujo tranquilo cuando esto sea posible, para evitar velocidades altas que pueden producir erosión, y no tener inestabilidades y ondas propias del esguerrimiento torrencial. Adicionalmente, debe evitarse el esguerrimiento uniforme con alturas de agua cercanas a la crítica ($\pm 10\%$), pues este flujo es inestable.

Aún cuando el flujo uniforme en estricto rigor, no se produce frecuentemente se describirá los procedimientos para el diseño de canales con flujo permanente y uniforme. El proyectista en todo caso, debe estar consciente del peralte que puede producirse en el esguerrimiento debido a transiciones, efectos que deben abordarse con los procedimientos de flujo gradualmente variado. Para lo cual se requiere el cálculo del eje hidráulico y el análisis de diversas singularidades.

5.4.8.2 DISEÑO DE CANALES EN REGIMEN UNIFORME

A. CARACTERÍSTICAS DEL FLUJO UNIFORME

Este tipo de flujo tiene las siguientes propiedades:

- a. La profundidad, área de la sección transversal, velocidad media y gasto son constante en cada sección del canal, y
- b. La línea de energía, el eje hidráulico y el fondo del canal son paralelos, es decir, las pendientes de la línea de energía, del fondo y de la superficie del agua son iguales. El flujo uniforme que se considera es permanente en el tiempo. Aún cuando, en estricto rigor, este tipo de flujo es raro en las corrientes naturales, en general, constituye una manera fácil de abordar los problemas, y los resultados tienen una aproximación práctica adecuada.

La velocidad media en un flujo uniforme cumple la llamada ecuación de Manning, que se expresa por la siguiente relación:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \dots\dots\dots(5.6)$$

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} S^{1/2} \dots\dots\dots(5.7)$$

Siendo:

V = Velocidad media en m/s

A = Área de la sección transversal del esguerrimiento en m².

R = Radio hidráulico del esguerrimiento (razón entre el área y el perímetro mojado) en m.

S = Pendiente de fondo, en tanto por uno (m/m)

n = Coeficiente de rugosidad de Manning (ver Tabla 5.10).

Q = Caudal en m³/s.

La elección de un coeficiente de rugosidad adecuado, requiere del conocimiento de los factores que lo afectan y de alguna experiencia. Los elementos que influyen en este coeficiente son la rugosidad superficial dada por la forma y tamaño de las

partículas que constituyen el lecho, la vegetación, las irregularidades en el cauce, el depósito de sedimentos y la socavación, los obstáculos en el cauce, el tamaño y forma de la sección, la altura de agua y el gasto. Los valores usuales para canales en diferentes materiales se indican en la Tabla 5.10.

Tabla 5.10 Valores del Coeficiente de Rugosidad de Manning (n)
(Las cifras en negritas son los valores generalmente recomendados para el diseño)

Tipo de canal y descripción	Minimo	Normal	Máximo
A. Canales revestidos o desarmables			
A-1. Metal			
1. Superficie lisa de acero			
- Sin pintar	0.011	0.012	0.014
- Pintada	0.012	0.013	0.017
2. Corrugado	0.021	0.025	0.030
A-2. No metal			
1. Cemento			
- Superficie pulida	0.010	0.011	0.013
- Mortero	0.011	0.013	0.015
2. Madera			
- Cepillada, sin tratar	0.010	0.012	0.014
- Cepillada, creosotada	0.011	0.012	0.015
- Sin cepillar	0.011	0.013	0.015
- Láminas con listones	0.012	0.015	0.018
- Forrada con papel impermeabilizante	0.010	0.014	0.017
3. Concreto			
- Terminado con lana metálica (palustre)	0.011	0.013	0.015
- Terminado con lana de madera	0.013	0.015	0.016
- Pulido, con gravas en el fondo	0.015	0.017	0.020
- Sin pulir	0.014	0.017	0.020
- Lanzado, sección buena	0.016	0.019	0.023
- Lanzado, sección ondulada	0.018	0.022	0.025
- Sobre roca bien excavada	0.017	0.020	
- Sobre roca irregularmente excavada	0.022	0.027	
4. Fondo de concreto terminado con lana de madera y con lados de			
- Piedra labrada, en mortero	0.015	0.017	0.020
- Piedra sin seleccionar, sobre mortero	0.017	0.020	0.024
- Mampostería de piedra cementada, recubierta	0.016	0.020	0.024
- Mampostería de piedra cementada	0.020	0.025	0.030
- Piedra suelta o <i>riprap</i>	0.020	0.030	0.035
5. Fondo de gravas con lados de			
- Concreto encofrado	0.017	0.020	0.025
- Piedra sin seleccionar, sobre mortero	0.020	0.023	0.026
- Piedra suelta o <i>riprap</i>	0.023	0.033	0.036
6. Ladrillo			
- Barnizado o lacado	0.011	0.013	0.015
- En mortero de cemento	0.012	0.015	0.018
7. Mampostería			
- Piedra partida cementada	0.017	0.025	0.030
- Piedra suelta	0.023	0.032	0.035
8. Bloques de piedra labrados	0.013	0.015	0.017
9. Asfalto			
- Liso	0.013	0.013	
- Rugoso	0.016	0.016	
10. Revestimiento vegetal	0.030	0.500
B. Excavado o dragado			
1. En tierra, recto y uniforme			
- Limpio, recientemente terminado	0.016	0.018	0.020
- Limpio, después de exposición a la intemperie	0.018	0.022	0.025
- Con gravas, sección uniforme, limpio	0.022	0.025	0.030
- Con pastos cortos, algunas malezas	0.022	0.027	0.033
2. En tierra, serpenteante y lento			
- Sin vegetación	0.023	0.025	0.030
- Pastos, algunas malezas	0.025	0.030	0.033
- Malezas densas o plantas acuáticas en canales profundos	0.030	0.035	0.040
- Fondo en tierra con lados en piedra	0.028	0.030	0.035
- Fondo pedregoso y bancas con malezas	0.025	0.035	0.040
- Fondo en cantos rodados y lados limpios	0.030	0.040	0.050
3. Excavado con pala o dragado			
- Sin vegetación	0.025	0.028	0.033
- Matorrales ligeros en las bancas	0.035	0.050	0.060
4. Cortes en roca			
- Lisos y uniformes	0.025	0.035	0.040
- Afilados e irregulares	0.035	0.040	0.050
5. Canales sin mantenimiento, malezas y matorrales sin cortar			
- Malezas densas, tan altas como la profundidad de flujo	0.050	0.080	0.120
- Fondo limpio, matorrales en los lados	0.040	0.050	0.080
- Igual, nivel máximo de flujo	0.045	0.070	0.110
- Matorrales densos, nivel alto	0.080	0.100	0.140

Con la fórmula de Manning, una vez seleccionado un coeficiente de rugosidad, conocida la pendiente de fondo y el gasto puede calcularse la altura de agua y el ancho de la base, necesarios para satisfacer las condiciones de este tipo de escurrimiento. Desde el punto de vista del diseño de canales un flujo uniforme, las metodologías se refieren a dos situaciones diferentes, a saber, canales revestidos suficientemente estables, que no sufren erosión y canales erosionables.

B. CANALES REVESTIDOS O NO EROSIONABLES

En este caso se calculan las dimensiones de la sección utilizando la fórmula de Manning y luego se decide cuales serán las dimensiones finales teniendo en cuenta consideraciones de economía, aspectos constructivos y de eficiencia hidráulica.

Para el diseño de canales en esta condición deben tenerse en cuenta los siguientes aspectos.

1. **Revestimiento.** La elección del material para revestir el canal, debe considerar la disponibilidad y costo, los métodos constructivos y el objetivo del revestimiento, el cual puede ser para evitar la erosión y/o las filtraciones del canal. Los materiales usuales son concreto, albañilería de piedra o bloques y losetas de hormigón (ver sección B.4).
2. **Velocidad Mínima.** En general, para evitar el depósito de materiales en suspensión se recomienda diseñar un canal revestido con una **velocidad mínima aceptable del orden de 0.7 a 1 m/s.**
3. **Taludes.** La forma más usada en canales es la trapecial, con taludes que dependen del terreno en el cual el canal será excavado. Las recomendaciones usuales se entregan en la Tabla 5.11.

Tabla 5.11 Taludes Recomendados para la Sección Trapecial

Terreno	Talud (H/V)
Roca	Casi vertical
Turba	0.25/1
Arcilla y revestimiento en hormigón	0.5/1 hasta 1/1
Tierra o albañilería de piedra	1/1
Pequeños canales en tierra	1.5/1
Suelo arenoso	2/1
Arcilla permeable, limo arenoso	3/1

4. **Velocidades Máximas.** El valor máximo está limitado a la velocidad que produce erosión en el revestimiento. Esta erosión depende del material en suspensión en el agua y se recomienda para revestimientos no armados, **velocidades menores de 2.5 m/s para evitar que los revestimientos se levanten por subpresiones o se erosionen por abrasión.**
5. **Altura libre.** La altura libre de la sección debe ser suficiente para evitar que las fluctuaciones del nivel de agua o las ondas del canal sobrepasen sus bordes. En general, la revancha varía entre un 5% y un 30% de la altura de agua. El U.S.B.R ha preparado las curvas de diseño que se pueden observar en "Hidráulica de Canales Abiertos" [11], las que pueden usarse teniendo en cuenta

las condiciones particulares de cada caso. En general, se recomienda que la revancha no sea menor de 0.20 m.

6. Sección Hidráulica Óptima. La capacidad de conducción de un canal aumenta con el radio hidráulico y varía inversamente con el perímetro mojado. En consecuencia, desde el punto de vista hidráulico la sección más eficiente es aquella que tiene el mínimo perímetro para un área dada. Esta forma es un semi-círculo, pero el proyectista debe modificarla por razones constructivas y económicas. La relación ancho basal profundidad quedará definitivamente determinada por un estudio tecno-económico. En "Hidráulica de Canales Abiertos" [11] se puede encontrar un gráfico donde se incluye las curvas experimentales que utiliza el U.S.B.R en sus diseños, a manera de guía para el proyectista.

En resumen, el procedimiento de diseño para canales revestidos o estables incluye los siguientes pasos:

- a. Reunir la información, estimar el coeficiente de rugosidad y elegir la pendiente de fondo.
- b. Calcular el valor de $AR^{2/3}$ de la expresión de Manning
- c. Dada la forma de la sección sustituir las expresiones para el área y el radio hidráulico y encontrar el valor de altura de agua y ancho basal
- d. Modificar los valores encontrados para adecuarlos a la experiencia usual, o bien a factores económicos y constructivos.
- e. Comprobar que la velocidad esté en los rangos permitidos.
- f. Calcular la revancha y agregar a la profundidad de agua para definir la altura total de la sección.

C. CANALES EROSIONABLES

El flujo en un canal erosionable no puede caracterizarse sólo por las fórmulas que describen el flujo uniforme, debido a que el diseño debe considerar la estabilidad de la sección, **la cual es función no sólo de la hidráulica del escurrimiento sino de las propiedades del material que forma el lecho.**

Para estos canales se distinguen dos metodologías de cálculo: el método de la velocidad máxima permisible y el de la fuerza tractiva.

1. Velocidad Máxima Permisible

Este procedimiento determina la sección con la cual es posible conducir el gasto de diseño con una velocidad media igual a la máxima permisible sin erosión del lecho. Esta velocidad es incierta, pues ocurre que los lechos que han sido estabilizados previamente por el uso soportan sin erosión velocidades mayores que los recién construidos, asimismo los canales más profundos sufren menos erosión que los más bajos. Sin embargo, existen ciertas recomendaciones prácticas como las de la Tabla 5.12, que entrega valores usuales de velocidades máximas permisibles recomendadas por la Sociedad de Ingenieros Civiles Americanos. **Estos valores son para canales estables, con pendientes pequeñas y alturas de agua menores de un metro. Se incluyen también, valores de la fuerza tractiva aceptable.**

Tabla 5.12 Velocidades y Fuerzas Tractices Máximas permisibles

Tipo de Terreno	Agua Clara		Agua con Sedimentos Coloidales (*)	
	V m/s	g Kg/m ²	V m/s	g Kg/m ²
Arena fina Coloidal	0.45	0.13	0.75	0.37
Limo Arenoso no coloidal	0.50	0.18	0.75	0.37
Sedimentos limosos	0.60	0.23	0.90	0.54
Sedimentos aluviales no coloidal	0.60	0.23	1.00	0.73
Limo	0.75	0.37	1.00	0.73
Ceniza Volcánica	0.75	0.37	1.00	0.73
Arcilla dura	1.15	1.27	1.50	2.25
Sedimentos Aluviales coloidal	1.15	1.27	1.50	2.25
Pizarras	1.80	3.27	1.80	3.27
Gravas	0.75	0.37	1.50	1.56
Limo a ripio, suelo no coloidales	1.15	1.86	1.50	3.23
Limo a ripio, suelo coloidal	1.20	2.10	1.60	3.91
Grava gruesa	1.20	1.47	1.80	3.27
Bolones	1.50	4.44	1.60	5.28

Otros datos correspondientes a la experiencia de la URSS para suelos no cohesivos y cohesivos es la que se resume en los gráficos 5.5 y 5.6.

Estos valores se aplican a canales rectos y se recomienda reducirlos en un 5% para canales levemente sinuosos, 13% en canales sinuosos y 22% en canales muy sinuosos.

El procedimiento de diseño, utilizando esta metodología consta de los siguientes pasos:

- Estimar el coeficiente de rugosidad n , forma y taludes de la sección y velocidad máxima permisible.
- Calcular el radio hidráulico con la fórmula de Manning.
- Calcular el área como la razón entre el caudal y la velocidad máxima permisible.
- Conocidas el área y el radio hidráulico, expresarlos en términos de la altura de agua y la base del canal y resolver para estas últimas variables.
- Agregar una revancha adecuada y modificar la sección, si es necesario, para adecuarla a criterios económicos y/o constructivos.

Para el diseño de canales erosionables por el método de la Fuerza Tractriz Permisible, se puede consultar el libro de "Hidráulica de Canales Abiertos" de Ven Te Chow [11]

En general, puede decirse que el método de la velocidad máxima permisible es un procedimiento simple, aunque empírico, que no indica al proyectista el grado de aproximación con que se trabaja. Por otra parte, el método de la fuerza tractriz, aún cuando más complejo, entrega mayor información sobre las posibilidades de erosión y los coeficientes de seguridad de diseño. En consecuencia en un proyecto específico pueden utilizarse ambos métodos verificando con el procedimiento de la fuerza tractriz la posible erosión del lecho y lo ajustado del diseño.

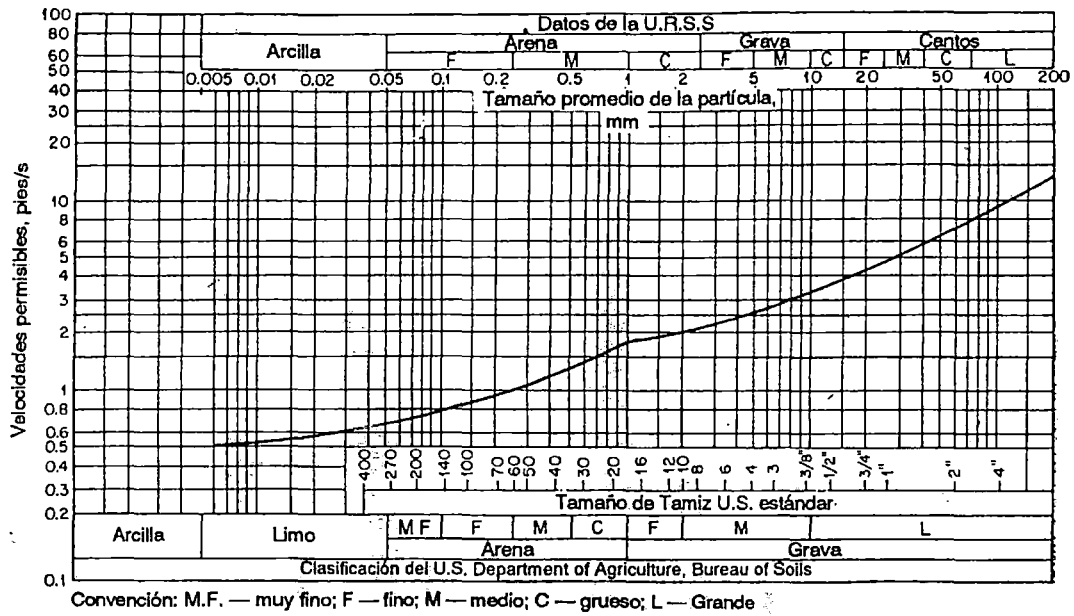


Gráfico 5.5 Datos de los Estados Unidos y de la URSS sobre Velocidades Permisibles en Suelos No Cohesivos.

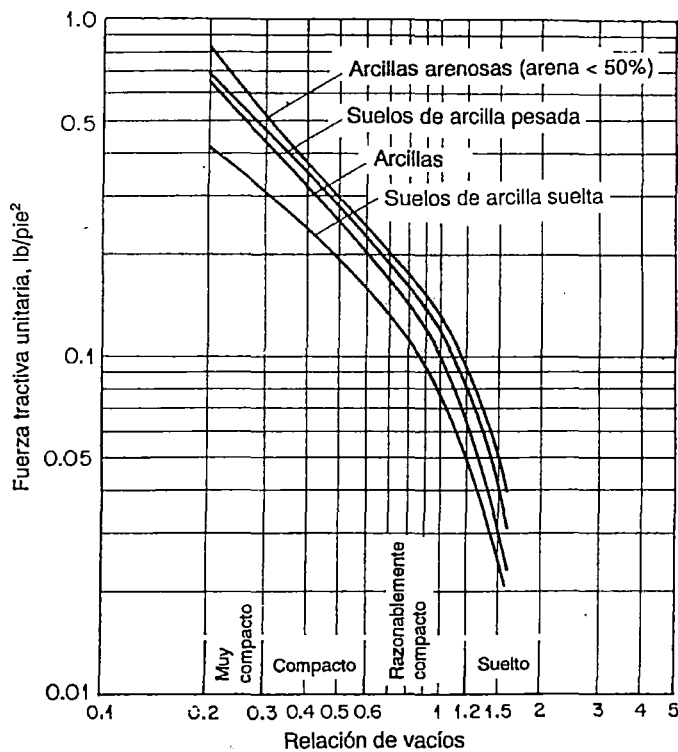


Gráfico 5.6 Fuerzas Tractivas Unitarias Permisibles Recomendadas para Canales en Materiales Cohesivos Convertidas de los Datos de la URSS sobre Velocidad Permisible.

D. REVESTIMIENTO

El revestimiento en un canal previene y evita la erosión del lecho y aumenta la velocidad de escurrimiento lo cual se traduce en un incremento de la capacidad del canal. En general, los revestimientos se aplican sobre taludes con ángulos menores que el ángulo de reposo del material que forma el lecho y en consecuencia no soportan el empuje de tierras. Deben proveerse de obras de fortificación para drenar el suelo adyacente al canal y así no resistir el empuje del agua en el suelo saturado, cuando el canal se encuentra vacío. En caso contrario, el revestimiento debe diseñarse como un muro de contención de tierras. La Tabla 13 resume algunas recomendaciones sobre espesores de revestimientos.

El objeto de la armadura es evitar las grietas en el revestimiento debidas a la contracción del hormigón. Sin embargo, la práctica actual del U.S.B.R es eliminar la armadura y evitar las grietas proveyendo de juntas de contracción cada 3.5 a 4 m. de distancia y dando un espesor mayor al revestimiento si ello fuese necesario.

Tabla 5.13 Recomendaciones sobre Espesores de revestimientos en canales

Tipo	Veloc. Media m/s	Espesor (cm)		Armadura
		Taludes	Fondo	
Asfáltico	2.5	5	5 - 8	Ninguna
	2.5-3.0	8	8 - 10	Ninguna
Concreto	3	5 - 10	5 - 10	Malla Alambre 15x15
	3 - 5	10 - 13	10 - 15	Malla ϕ 10 a 30 cm
	Mayor a 5	15 o más	18 o más	Malla ϕ 10 a 25 cm

En general, cuando un recubrimiento es necesario se debe usar el recubrimiento de más bajo costo que permita satisfactoria protección.

Es muchas veces frecuente usar solo o una combinación de tipos de revestimientos. Por lo tanto, un canal puede tener como recubrimiento el grass sobre pendientes suaves y recubrimientos con mayor resistencia de material sobre pendientes más pronunciadas.

Sin mantenimiento adecuado, un canal bien diseñado se convierte en una cárcava antiestética. Los métodos de mantenimiento deberían ser considerados en el diseño de los canales de drenaje para que las secciones de canal sean las adecuadas en relación a los métodos y los equipos que se requerirán para su mantenimiento.

D.1 TIPOS DE REVESTIMIENTO

Hay una variedad de diferentes tipos de revestimiento de canales que protegerán de la erosión.

1. Rígidos
 - a. Concreto
 - b. Asfalto concreto
 - c. Sólido - Cemento

2. Flexible
 - a. Vegetación
 - b. Riprap
 - c. Gaviones (ver foto 5.16)
 - d. Temporales
 - e. Otros (uso de geosintéticos)

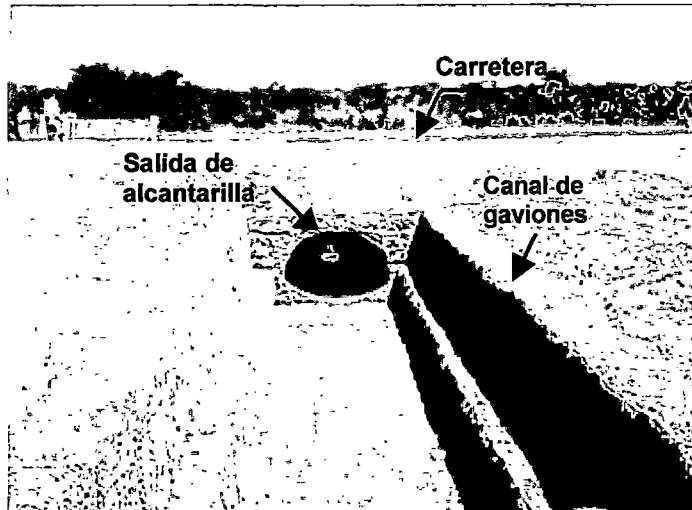


Foto 5.16 Revestimiento de canal con gaviones.

Revestimiento Rígido

Ventajas del revestimiento rígido

1. Ellos tienen alta capacidad de flujo para una dada sección de cruce.
2. Ellos previenen la erosión cuando hay un adecuado diseño y construcción.
3. Ellos pueden acomodarse a difíciles geometrías como estrechos y profundos canales que tienen paredes muy inclinadas a los lados.
4. Ellos proporcionan inmediata protección de erosión y
5. No hay limitación sobre la profundidad del flujo.

Sin embargo, cuando el canal rígido o pavimentado no es adecuadamente diseñado y construido, probablemente éste terminará fallando.

Desventajas del revestimiento rígido

1. Ellos son caros para construir y mantener.
2. Ellos producen alta velocidad erosiva en las salidas.
3. Ellos no permiten infiltración o exfiltración del agua subterránea.
4. Ellos no son muy naturales en su apariencia.
5. El concreto permitirá construir canales con paredes empinadas que pueden ser un peligro.
6. No permite la exfiltración, ya que la presión hidrostática puede destruir el canal.
7. No se podrá sanar a éste tipo de revestimiento como algunos revestimientos de grass.

Revestimiento Flexible

Estos revestimientos pueden ser subagrupado en revestimiento con vegetación y revestimiento con rocas riprap. Además la zanja revestida con vegetación es muy estable y parece muy natural.

Asimismo, el recubrimiento de riprap en canales también parece bastante natural y muy estable.

Ventajas del revestimiento flexible de canales

1. Ellos son generalmente menos caros para instalar y mantener que el revestimiento rígido.
2. Si hay un adecuado diseño y construcción ellos podrán prevenir la erosión.
3. Ellos permitirán la infiltración y exfiltración.
4. Ellos tienen una natural apariencia.
5. Ellos proporcionan más seguridad a los costados de la carretera.
6. Ellos pueden repararse.
7. Ellos pueden permitir una filtración media de la escorrentía con contaminantes.

Desventaja del revestimiento flexible de canales

1. Ellos tienen una baja capacidad del flujo para una sección dada.
2. Allí hay limitación con lo relacionado al admisible tirante del flujo.
3. Allí hay siempre el riesgo del daño durante el establecimiento de la vegetación cuando se usa este tipo de revestimiento.

Sin embargo, con revestimientos flexibles, nosotros podemos eliminar las desventajas. El primero es proporcionar un adecuado diseño y finalmente proporcionar un temporal revestimiento flexible mientras la vegetación es establecida.

Se lista a continuación unos tipos de revestimientos temporales que están siendo exitosamente usados. Ellos son:

Jute Mesh
Excelsior Mat
Fiberglass
Roving
Erosionet
Fiberglass mats
Enkamat
Holdgro

Estos revestimientos son referidos primeramente a medidas temporales debido al corto tiempo que se tiene para que ellos funcionen requeridamente.

Ellos son muchas veces eliminados y la mayoría de ellos son productos biodegradables.

D.2 REVESTIMIENTO CON ROCAS

La fuente principal que se utilizó para la descripción del Revestimiento con Rocas es "Design of Roadside Drainage Channels", Hydraulic Engineering Circular N° 4, [19].

El revestimiento con rocas en los canales puede ser con roca volteada (descargada), roca colocada o roca lechada (cementada). La cama del canal y los taludes pueden revestirse por toda la parte del área que estará en contacto con el diseñado flujo, También la roca puede ser usada en combinación con grass o concreto. El tamaño de la roca varía desde gravas a rocas más grandes de varios pies de diámetro. El dimensionamiento de la roca volteada (descargada) para protección contra la erosión de un canal, es detallado en la sección "E".

Todo tipo de revestimiento con roca debería ser extendido sobre una capa de filtro de grava o piedra aplastada. El diseño de la capa de filtro es discutido mas adelante.

REVESTIMIENTO CON ROCA COLOCADA

Este tipo de revestimiento consiste en colocar las rocas manualmente, siguiendo un mas o menos definido diseño, dejando vacíos entre las rocas más grandes que son llenados con rocas más pequeñas, y la superficie permanece relativamente plana. La roca debería ser ubicada sobre un manto de filtro de grava graduada o roca chancada (ver sección "E.2")

Se debería dejar suficiente espacio en la superficie del revestimiento de la roca para permitir el desfogue del flujo de la subsuperficie. El tamaño de la roca requerida para resistir el desplazamiento, **es generalmente la mitad del tamaño de roca que se requiere en el diseño con roca volteada (descargada)**. Aunque los datos son carentes para obtener una conclusión definida, es probable que el espesor de la roca colocada manualmente es inferior al espesor de la roca volteada porque no es tan flexible como la roca volteada y no tiene la estructural fortaleza para pasar sobre la falla local de las riberas.

REVESTIMIENTO CON ROCA LECHADA

También se puede utilizar revestimiento de roca colocada o volteada con lechada (mortero de cemento Pórtland).

La roca es ubicada sobre gravas o mantos de filtro de rocas chancadas, y la lechada es esparcida en los espacios vacíos. Algunos de los huecos o uniones no son llenados con lechada para evitar el empuje de la presión hidrostática, pero se deberían dar cuidados para evitar aberturas que permitan escapar el material de filtro de las riberas.

Las rocas lechadas son raramente usadas, excepto para revestimiento de canales (cauces) con flujo de alta velocidad, aunque su uso puede ser aceptable donde no son disponibles grandes rocas para usarlos como revestimiento de roca volteada (descargada) o cuando la roca disponible no es adecuada para colocarla manualmente.

REVESTIMIENTO CON ROCA VOLTEADA (DESCARGADA)

Es otro tipo de revestimiento que se describe a detalle en el siguiente apartado.

E. REVESTIMIENTO CON ROCA VOLTEADA (DESCARGADA)

La fuente principal que se utilizó para la descripción del Revestimiento con Roca Voleada (Descargada) es "Design of Roadside Drainage Channels", Hydraulic Engineering Circular N° 4, [19].

En muchos casos las alcantarillas encuentran a su salida con muros de sostenimiento planteados por necesidad de trazo y protección del terraplén, dado que estos son prácticamente verticales. En estos casos se plantea el alargamiento de la salida de la alcantarilla circular, y la ubicación de roca volteada aguas abajo de la alcantarilla, también se utiliza este tipo de protección en taludes, que por su verticalidad no facilitarían la instalación de alguna estructura especial de protección.

E.1 DISEÑO DEL REVESTIMIENTO CON ROCA VOLTEADA

El procedimiento de diseño del revestimiento con roca volteada que a continuación se describe se utilizará en canales; asimismo, se puede usar para la protección en las riberas, con las salvedades anteriormente descritas.

La resistencia de la roca a ser desplazada por el movimiento del agua depende de:

1. Peso, tamaño, y forma de la roca individual.
2. La gradación de la roca.
3. El tirante del flujo.
4. La pendiente del talud a proteger
5. La estabilidad y eficiencia de la capa del filtro y el terraplén sobre el cual se ubicará la roca.
6. La velocidad del flujo contra la roca.

El tamaño de la roca requerida se debe determinar primero por el cálculo de la velocidad media del agua y el tamaño del canal requerido para llevar el caudal de descarga. Luego, el tamaño de la roca (k) es seleccionado considerando que resista la esperada velocidad. Una directa solución del problema es impracticable porque el valor de Manning n se incrementa con el incremento del tamaño de la roca usada. Los pasos de diseño son los siguientes:

1. Seleccionar un valor de n del gráfico I.1 de anexo I correspondiente al estimado tamaño de la roca a ser usada. El gráfico I.1 de anexo I se aplica al revestimiento con roca sobre los taludes y el fondo del canal. Cuando sólo los taludes del canal son revestidos, el valor de n puede requerir importancia cuando el ancho del fondo excede 4 veces a la profundidad del flujo. El valor n de Manning también varía con la razón del tamaño de la roca y el radio hidráulico. El efecto de esta variación es generalmente menor en la determinación del tamaño de la roca.
2. Calcular las dimensiones del canal, usando la ecuación de Manning, considerando la descarga de diseño.
3. Dividir el asumido diámetro de la roca (k), en pies, por el tirante calculado del flujo en el canal (d) para obtener la proporción k/d .
4. Ingresar al gráfico I.2 de anexo I con la proporción obtenida anteriormente para obtener la proporción V_s / V .
5. Multiplicar el calculado valor medio de V con V_s/V del gráfico I.2 de anexo I y así obtener el valor de V_s .
6. Ingresar al gráfico I.3 de anexo I con el valor de V_s y leer el valor del tamaño de la roca, en pies, en la intersección de V_s y la correspondiente curva que represente al talud de los costados del canal.

7. Si el estimado tamaño de la roca (paso 1) es más pequeño o mucho más grande que el tamaño requerido (paso 6), seleccionar un diferente tamaño de roca y repetir el paso 1 hasta el paso 6; y así sucesivamente hasta que el estimado tamaño se aproxime al tamaño requerido.

E.2 MANTOS DE FILTRO

Muchas veces es necesario un manto de filtro debajo del revestimiento con roca para prevenir que el material de las riberas pase a través de los vacíos entre las rocas y escapar. La pérdida del material deja cavidades detrás de las capas de roca y puede presentarse las fallas de las capas. Si una capa de filtro es necesaria, dependerá de la gradación del material de la capa y la abertura o vacíos en la cobertura del riprap. En general, una relación de filtro de 5 o menos entre sucesivas capas resultará en una estable condición. La proporción del filtro es definida como la proporción del 15% del tamaño de la partícula (D15) de la capa gruesa al 85% del tamaño de la partícula (D85) de la capa más fina. Un adicional requerimiento para estabilidad es que la relación del 15% del tamaño de la partícula del material grueso y el 15% del tamaño de la partícula del material más fino debería exceder en 5 y ser menos que 40. Estos requerimientos pueden ser establecidos como sigue:

$$\frac{D_{15}(\text{de la capa gruesa})}{D_{85}(\text{de la capa fina})} < 5 < \frac{D_{15}(\text{de la capa gruesa})}{D_{15}(\text{de la capa fina})} < 40$$

Si una singular capa del material de filtro no satisface los requerimientos de filtro, uno o más capas adicionales de material de filtro deberían ser usados. Además, para los requerimientos del filtro, la curva del tamaño de granulometría para varias capas debería ser aproximadamente paralela para minimizar la infiltración del material fino al material grueso. El material fino debería contener no más que 5% de material que pasa el tamiz N° 200.

El espesor de la capa de filtro tiene rango de 6 pulgadas a 15 pulgadas para una capa, o de 4 pulgadas a 8 pulgadas para una capa individual de un manto de múltiples capas. La capa más gruesa es usada cuando la curva de la gradación de adyacentes capas no es aproximadamente paralelas.

5.4.9 USO DE GEOSINTÉTICOS EN LAS OBRAS DE CONTROL DE EROSIÓN

La fuente principal que se utilizó para la descripción del Uso de Geosintéticos en las Obras de Control de Erosión es "Designing with Geosynthetics"; Koerner, Robert M, [20].

5.4.9.1 GENERALIDADES

Un excitante nuevo capítulo en la ingeniería de los materiales estaba surgiendo en la comunidad de la ingeniería Civil, sobre la rapidez con que algunos productos están siendo desarrollados y usados. Las razones para esta explosión de nuevos productos son numerosas e incluye las siguientes:

1. Ellos tienen control de calidad de fabricación relacionado a la protección del medio ambiente.
2. Ellos pueden ser instalados rápidamente.
3. Ellos generalmente reemplazan los recursos de materia prima.
4. Ellos generalmente reemplazan los diseños difíciles usando materiales naturales.
5. Su coordinación es muy apropiada.
6. Su uso es requerido por normas en algunos casos.
7. Ellos son generalmente de costo competitivo contra los suelos naturales a los cuales reemplazan.
8. Ellos hacen una posible aplicación en los diseños que son imposibles.
9. Ellos son activamente vendidos y extensamente disponible.

El grupo de profesionales mas fuertemente influenciados son los Ingenieros Geotécnicos, Ingenieros de Transportes, Ingenieros Ambientales e Ingenieros Hidráulicos, aunque todas las actividades relacionadas con suelos-rocas y nivel freático caen dentro del general ámbito de varias aplicaciones. Por esto, el término geosintético parece ser apropiado.

El término Geo, se refiere a tierra; los conocimientos de los materiales son casi exclusivamente de productos hechos por los humanos, lo cual da la segunda parte del nombre – sintéticos. Los materiales usados en la fabricación de geosintéticos son casi enteramente de la industria de los plásticos; lo cual es principalmente polímeros, aunque algunas veces son usados fibra de vidrio, caucho, y materiale natural.

A. FAMILIAS DE LOS GEOSINTÉTICOS

Las familias específicas de geosintéticos son las siguientes:

- a. Geotextiles (existiendo de dos tipos; los tejidos y los no tejidos o filtros)
- b. Geogrids o geomalla.
- c. Geonet o geored.
- d. Geomembranas.
- e. Geopipes o tubos de drenaje.
- f. Geocompuesto
- g. Geo-otros

Geotextiles

Los geotextiles es uno de los dos más grandes grupos de los geosintéticos. El uso de este material está en crecimiento desde los últimos 20 años. Ellos son en efecto, textiles en el sentido tradicional, están hechas de fibras sintéticas mejor que algunos naturales como el algodón, lana o seda. Por lo tanto, la biodegradación no es un problema. Estas fibras sintéticas son flexibles, porosos, fabricados por maquinaria estándar de tejido o son enmarañados juntos al azar o en una manera no tejida, algunos son también tejidos.

Tienen al menos 100 áreas de aplicaciones específicas, sin embargo la estructura siempre desarrolla al menos una de las cinco discretas funciones:

- a. Separación
- a. Refuerzo
- b. Filtración
- c. Drenaje

Geogrids o Geomallas

Los geogrids o geomallas han tenido un rápido crecimiento dentro del área de los geosintéticos. Los geogrids son mallas plásticas formados de una configuración muy abierta (éstos tienen grandes aberturas). Los geogrids son tensados tanto por propiedades físicas mejoradas o hechas en máquinas tejedoras por métodos únicos. Hay muchas áreas de aplicación y ellos funcionan casi exclusivamente como material de refuerzo.

Geonets o Geored

Los geonets llamados "geospacers" constituye otra especialidad dentro del área de los geosintéticos. Ellos están formados usualmente de listones o barras de polímeros, colocados en forma paralela o con cierto ángulo. Cuando las barras forman entre sí grandes aberturas originan una configuración parecida a la red. Su función de diseño esta completamente dentro de la actividad del drenaje. Donde ellos están siendo usados para llevar líquido de todo tipo.

Geomembrana

Las geomembranas representan el otro gran grupo de los geosintéticos. Se encuentran formados de material no poroso, su presentación es en hojas delgadas de plástico o caucho, se usa principalmente para revestir y cubrir estructuras de almacenamiento de agua. Ahora bien, su función elemental es ser una barrera ante el agua o gas. Sin embargo el rango de aplicación es amplio y al menos 30 aplicaciones individuales han sido desarrolladas en la Ingeniería Civil.

Geopipes o Tubos de drenaje

Quizás es el más antiguo material geosintético que aún está disponible. El tubo plástico está siendo usado como prueba en las especialidades de geotécnia, transporte, ambiental e hidráulica. Esto es probablemente debido a la formalización y aceptación del producto. Su mayor crítica esta relacionada a la resistencia del tubo ante la aplicación de grandes cargas. Su función es claramente el drenaje.

Geocompuestos

Un geocompuesto consiste de la combinación del geotextil y geonet; un geotextil y un geodrid; un geodrid y una geomembrana. También puede ser un geotextil, un geonet, un geodrid y una geomembrana, o alguno de estos cuatro materiales con otro material (láminas de deformado plástico, cables de acero, anclajes de acero, etc.). Las áreas de

aplicación son numerosas y crecen rápidamente. Las mejores funciones dentro de las funciones de los geosintéticos son: separación, refuerzo, filtración, drenaje e impermeabilizante.

Geosintético con revestimiento de arcilla

Geosintético con revestimiento arcilla (GCLs) son los subconjuntos más nuevos dentro de la familia de los materiales geosintéticos. Ellos son rollos, fabricados con finas capas de arcilla bentonítica apretado entre dos geotextiles o unido a una geomembrana. Su integral estructura es mantenida por agujas pinchadas. Las aplicaciones son en el área de transporte, geotecnia y aplicaciones hidráulicas.

Geo-Otros

Los geosintéticos estaban siendo exhibidos como innovaciones de muchos sistemas desafiantes. Geo-otros describe artículos como ensartadas masas de sólidos, anclajes poliméricos y celdas encapsuladas de sólidos.

5.4.9.2 GEOCOMPUESTO

A. SEPARADORES

Cuando la función del diseño del geocompuesto es separación, **la aplicación es en un sistema de control de erosión.**

Aunque un geotextil extremadamente poroso puede ser usado para este propósito, los geocompuestos especiales están siendo desarrollados para el específico propósito de control de erosión.

La general meta es establecer como el sistema protegerá el suelo, cárcava, o surco de erosión indefinidamente o hasta que la vegetación pueda ser establecida. Mientras el agua es el predominante medio de erosión y por consiguiente el que transporta las partículas de suelos, el viento también es un medio potencial. La interacción del agua o velocidad del aire y el tamaño de la partícula de suelo incrementan la secuencia de la erosión, disgregación, transporte y deposición del sólido. Además se sabe que el agua causa muchas veces más erosión que el aire.

La International Erosion Control Association (IECA) es una organización dirigida a las prácticas de control de erosión, donde se informa sobre los materiales que se utilizan para este propósito, asimismo, presenta conferencias, publicaciones etc. Más productos manejados por los especialistas de control de erosión están relacionados con el uso de materiales geosintéticos en todo o en parte. Los grandes productos de control de erosión pueden ser ampliamente separados en materiales temporales y permanentes.

La instalación de muchos productos flexibles de control de erosión es sencilla, así como para el uso como protección de erosión en un canal y sobre los taludes de éste. Los productos usualmente están ubicados sobre el subsuelo, sujetado al suelo con grapas en forma de U o pequeños anclajes. El profundo contacto de la malla con el subsuelo es muy importante, puesto que el agua fluye debajo del material, lo cual es causa del pobre funcionamiento y falla del sistema.

Del mismo modo, la adecuada instalación de los bordes del rollo es importante, para que el flujo no cause socavamiento que pueda continuar bajo el adyacente rollo de manera

progresiva. Además, las recomendaciones de instalación del fabricante tienen que ser cercanamente seguidas.

Dentro de los productos usados para el control de erosión se encuentran:

Revestimiento con Biomantas

Las biomantas tienen la misma función que las geomantas, es decir la protección contra la erosión superficial.

Por ser producidas con materiales biodegradables, ofrecen una solución de bajo impacto ambiental ya que se degradarán luego de desarrollada, la camada vegetal deseada, ver fotos 5.17 y 5.18.

Foto 5.17 Instalación de la Biomanta.



Foto 5.18 Biomanta luego de desarrollarse la camada vegetal deseada.

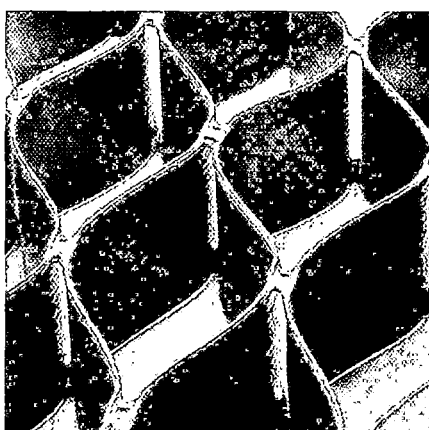
Geoceldas

Las Geoceldas sirven para el confinamiento general de materiales sueltos o en algunos casos de concreto, que son utilizados para el revestimiento, cobertura y protección de superficies. Podemos tomar como ejemplo un talud de suelo árido, donde no se tiene un buen desenvolvimiento de la vegetación. El empleo de la Geocelda permite obtener en este caso una cobertura estable de suelo vegetal con el fin de permitir el desarrollo de la vegetación. ver fotos 5.19 y 5.20.



Foto 5.19 Instalación de la Geocelda.

Foto 5.20 Geocelda.



Materiales Temporales de Control de Erosión y Revegetación

Los materiales temporales de control de erosión y revegetación (TERMS) consisten en materiales que son totalmente o parcialmente degradables. Ellos proporcionan temporal control de erosión y son desechados después de un periodo, o el tiempo de su función es suficiente para facilitar el crecimiento de la vegetación después que el crecimiento sea establecido.

Algunos de los productos son completamente biodegradables, mientras que otros son sólo parcialmente. Theisen agrupó a los materiales de acuerdo a la categoría del TERM (ver Tabla 5.14).

Un producto, por ejemplo, consiste del tradicional método de control de erosión usando paja o empajado unidos con asfalto o adhesivos. Su estabilidad es muchas veces bastante pobre. Las Geofibras son de forma parecida a pequeñas piezas de fibras o microgrids que pueden ser mezclados con sólidos, con maquinas para ayudar en la colocación. La fibra o grid proporciona mayor estabilidad sobre el empajado, ya que simplemente se transmiten sobre la superficie del terreno.

ECMNs (ver tabla 5.14) son mallas fabricadas biaxialmente orientadas de polipropileno o polietileno. Ellos no absorben humedad, ni dimensionalmente cambian en el tiempo. Ellos son de peso ligero y son engrampados al terreno sembrado previamente, usando enganchados clavos o alfileres en forma de U. Esta es la practica de muchos de los productos laminados enrollados que hay. La estabilidad es obviamente muy mejorada sobre los dos enfoques mencionados anteriormente.

ECBs (ver tabla 5.14) son también mallas fabricadas biaxialmente orientadas de polipropileno o polietileno, pero éstas ahora están ubicados sobre uno o ambos lados de un manto de paja, algodón o fibras de polímero. Las fibras son sostenidas a las mallas por pegamento, costura cerrada u otros métodos.

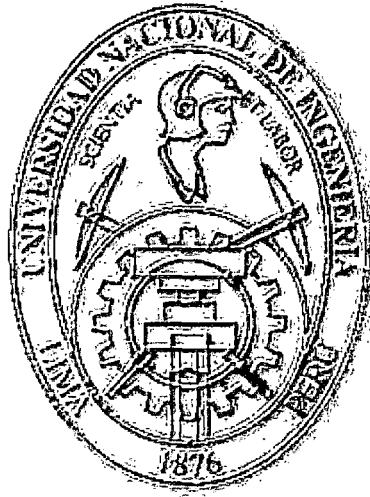
FRS (ver tabla 5.14) son continuos hilos, usualmente de polipropileno, que son suministrados continuamente sobre la superficie que va ha ser protegida. Ellos pueden ser ubicados manualmente o dispersados usando aire compresionado. Después de ubicarlo sobre la superficie del terreno, un emulsionado asfalto u otro sólido estabilizador es usado para un controlado posicionamiento. Mas detalle ver "Designing with Geosynthetics" [20]

Tabla 5.14 Materiales de Control de Erosión

TERMs (Temporal erosión y materiales de revegetación)	PERMs (Permanente erosión y materiales de revegetación) Relacionado-Biotecnia	PERMs (Permanente erosión y materiales de revegetación) Relacionado-Difícil armadura
- Empajado	- UV-estabilizado sistema de fibras (FRS)	- Sistema de Geocelda (GCSs)
- Estabilizador de sólido	- Control de Erosión con colchón de revegetación (ECRMs)	- Revestimiento fabricado (FRSs)
- Geofibras, empajado hidráulico	- Colchón reforzado con césped (TRMs)	- Sistemas de bloques de concreto vegetados.
-Mallas para control de Erosión (ECMNs)	- Discreta longitud de geofibras	- Sistemas de bloques de concreto.
- Mantos para el control de Erosión (ECBs)	- Sistema de geocelda Vegetada (GCSs)	- Rocas Riprap
- Sistema de fibras (FRS)		- Gaviones

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



**“CONTROL DE EROSIÓN EN OBRAS DE DRENAJE
TRANSVERSAL DE CARRETERAS UBICADAS EN
ZONAS ANDINAS”**

TOMO 2

TESIS

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

JACQUELINE MARLENI BARRETO ATOC

Lima, Febrero del 2004

Digitalizado por:

Consortio Digital del
Conocimiento MebLatam,
Hemisferio y Dalse

“CONTROL DE EROSIÓN EN OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL DE CARRETERAS UBICADAS EN ZONAS ANDINAS”

TOMO 2

ÍNDICE

CAPÍTULO 6 APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA PROPUESTA PARA EL CONTROL DE EROSIÓN CON EJEMPLOS DE DISEÑOS EN ALGUNAS OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL

6.1	ESTRUCTURAS DE DRENAJE TRANSVERSAL EN LA CARRETERA LA OROYA - PTE. MATACHICO	295
6.1.1	GENERALIDADES	295
6.1.2	INFORMACIÓN BÁSICA	295
6.1.2.1	Estudio Geológico – Geotécnico de la Carretera La Oroya - Pte. Matachico	296
A.	Introducción.....	296
B.	Descripción Geológica y Geomorfológica.....	296
C.	Geodinámica Externa	299
D.	Niveles de Riesgo de los Fenómenos Geodinámicos.....	303
6.1.2.2	Climatología y Meteorología	305
6.1.2.3	Estudio Hidrológico.....	307
A.	Introducción.....	307
B.	Análisis Hidrológico.....	308
B.1	Recopilación de la Información Básica	308
B.2	Análisis de la Información Pluviométrica e Hidrométrica.....	309
B.3	Descargas de Diseño Para Obras de Cruce en Subcuencas.....	318
6.1.3	DISEÑO HIDRÁULICO	325
6.1.3.1	Alcantarilla del Km. 13+327.70	325
A.	Evaluación del Comportamiento Hidráulico de la Alcantarilla en Condición Inicial	325
B.	Diseño Hidráulico de la Alcantarilla Propuesta.....	327
6.1.3.2	Alcantarilla del Km. 32+854.10	329
A.	Evaluación del Comportamiento Hidráulico de la Alcantarilla en Condición Inicial	331
B.	Diseño Hidráulico de la Alcantarilla Propuesta.....	332
6.2	ESTRUCTURAS DE DRENAJE TRANSVERSAL EN LA CARRETERA LIMA-CANTA	336
6.2.1	GENERALIDADES	336
6.2.2	INFORMACIÓN BÁSICA	336
6.2.2.1	Estudio Geológico de la Carretera Lima - Canta	337
A.	Introducción.....	337
B.	Drenaje	337
C.	Geomorfología.....	337

D.	Conclusiones y Recomendaciones.....	346
6.2.2.2	Climatología	348
6.2.2.3	Estudio Hidrológico.....	348
A.	Introducción.....	348
B.	Análisis Hidrológico.....	348
B.1	Recopilación de Información Básica	348
B.2	Análisis de la Información Pluviométrica e Hidrométrica.....	349
B.3	Descargas de Diseño para Obras de Cruce en Subcuencas.....	352
6.2.3	DISEÑO HIDRÁULICO	356
6.2.3.1	Alcantarilla Km. 70+374.71	356
A.	Evaluación del Comportamiento Hidraulico de la Alcantarilla en Condicion Inicial.....	356
B.	Diseño Hidráulico de la Alcantarilla Propuesta.....	359
6.2.3.2	Badén del Km. 74+359.00.....	361
A.	Evaluación del Comportamiento Hidraulico del Badén en Condición Inicial	361
B.	Diseño Hidráulico del Badén Propuesto.....	363
 CAPÍTULO 7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		368
 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....		373

ANEXOS

Anexo A	Análisis de Bondad de Ajuste Test de Kolmogorov – Smirnov en Estaciones de la Carretera La Oroya – Pte. Matachico.
Anexo B	Análisis de Bondad de Ajuste Test De Kolmogorov – Smirnov en Estaciones de la Carretera Lima - Canta.
Anexo C	Análisis Hidráulico de Algunas Obras de Drenaje Transversal de la Carretera La Oroya – Pte. Matachico.
Anexo D	Análisis Hidráulico de Algunas Obras de Drenaje Transversal de la Carretera Lima - Canta.
Anexo E	Socavación Aguas Abajo de las Obras de Drenaje Transversal.
Anexo F	Diseño de la Protección con Enrocado Asentado en Concreto en el Badén del Km. 74+359 de la Carretera Lima – Canta.
Anexo G	Diseño del Canal de Protección Aguas Abajo de la Alcantarilla del Km. 13+327.70 de la Carretera La Oroya – Pte. Matachico.
Anexo H	Diseño del Canal de Protección Aguas Abajo de la Alcantarilla del Km. 32+854.10 de la Carretera La Oroya – Pte. Matachico.
Anexo I	Diseño de la Defensa Ribereña como Estructura de Protección en La Salida de la Alcantarilla del Km. 70+374.71 de la Carretera Lima – Canta.
Anexo J	Diseño de la Protección con Diques de Gaviones Aguas Arriba del Badén del Km. 74+359 de la Carretera Lima – Canta.
Anexo K	Diseño del Geotextil.
Anexo L	Estudio de Suelos.
Anexo M	Planos.

CAPÍTULO 6 APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA PROPUESTA PARA EL CONTROL DE EROSIÓN CON EJEMPLOS DE DISEÑOS EN ALGUNAS OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL

6.1 ESTRUCTURAS DE DRENAJE TRANSVERSAL EN LA CARRETERA LA OROYA - PTE. MATACHICO

6.1.1 GENERALIDADES

La carretera La Oroya – Pte. Matachico de donde se analiza algunas estructuras de drenaje transversal, se encuentra en el ámbito de desarrollo de la Carretera Central "Héroes de la Breña" en el tramo La Oroya – Huancayo, ubicada en el departamento de Junín, en las provincias de Jauja y Yauli.

El tramo se inicia en la salida de la ciudad de la Oroya en la progresiva 1+ 503.54 hasta la progresiva 61+085.05 ubicada en el Puente Matachico.

El tramo se encuentra entre las coordenadas geográficas 11° 31' y 12°03' de latitud sur y 75°13' a 75°54' de longitud oeste, dentro de los límites del departamento de Junín.

6.1.2 INFORMACIÓN BÁSICA

En el análisis de la información básica se fijan los parámetros que se utilizaron en el diseño de las estructuras que se seleccionaron de la Carretera La Oroya – Pte. Matachico, las cuales representan algunos de los problemas típicos de erosión en obras de drenaje transversal de carreteras en zonas Andinas. Básica

Para realizar el diseño de las estructuras de drenaje transversal, se ha utilizado información del estudio Geológico – Geotécnico, estudio de Climatología y Meteorología del "Proyecto de Rehabilitación y/o Mejoramiento de Carreteras y La Construcción De

Puentes Afectados Por El Fenómeno Del Niño Zóna 2 : La Oroya-Huancayo, Tramo 1: La Oroya - Puente Matachico" [32].

6.1.2.1 ESTUDIO GEOLÓGICO – GEOTÉCNICO DE LA CARRETERA LA OROYA - PTE. MATACHICO

A. INTRODUCCIÓN

El objetivo es identificar los problemas existentes y recomendar las medidas correctivas a los fenómenos de geodinámica externa e inestabilidad de taludes.

B. DESCRIPCIÓN GEOLOGICA Y GEOMORFOLÓGICA

B.1 MARCO GEOLÓGICO

En La Oroya-Pte. Matachico aparece la Formación Chambará (Grupo Pucará del Triásico-Jurásico), hacia el extremo norte del tramo, cerca de la ciudad de Tarma en la localidad de Huaricolca, donde se presenta con plegamientos suaves, provocando ondulaciones topográficas.

Las Formaciones del Cretáceo, se presentan plegadas y falladas y en general alargadas, con dirección N45°W, que coincide con el eje principal de la carretera de este tramo. La Formación Celendín se presenta como sinclinal en la ciudad de La Oroya; y, la Formación Chulec, de forma alargada, se presenta en el Tramo La Oroya – Pte. Matachico desde su inicio hasta la localidad de Llochapampa. La carretera está emplazada sobre parte de las terrazas de los depósitos fluvio-glaciares del Cuaternario, donde se ubica la laguna Tragadero, cerca al poblado de Acolla; y, atraviesa, en el extremo norte de la vía, los depósitos glaciares que aparecen relleno las partes bajas de los plegamientos.

En lo que se refiere a los rasgos estructurales, hay que destacar que en el área del estudio no se han detectado indicios de actividad neotectónica que puede repercutir en la estabilidad de la carretera. Dentro del ámbito local, los afloramientos calcáreos del Grupo Pucará que están directamente relacionados con el emplazamiento de la vía se encuentran por lo general medianamente fracturados, en algunos casos, presentan estructuras cársticas tipo dolinas. En el sector de la carretera, donde se presenta a manera de isla el Grupo Goyllarisquiza, existen fallas con dirección regional y algunas transversales a esta dirección que cortan la vía. En general la vía está afectada por las fallas y plegamientos.

Descripción Geológica

La ruta de la carretera presenta las siguientes características:

- Km 1+500 – 2+500

En este sector la vía se desplaza siguiendo el talud inferior de la ladera izquierda del valle. En este sector las laderas presentan declives de 30° y se encuentran cubiertas por un manto de material fluvio-glaciar, aluvial, y coluvial sensibles a la erosión. Durante las lluvias de las laderas descienden flujos de lodo de material limo arcilloso con fragmentos que invaden la plataforma de la carretera y colmatan las cunetas. También se originan

avenidas de huaycos (km 57+907; 32+443; 32+854; 34+580) por el cauce de las quebradas, arrastrando abundante material de bolonería que obstruye y deteriora las alcantarillas existentes, invadiendo la vía por desborde.

- Km 2+500 – 4+960

La carretera se extiende sobre depósitos aluviales de terrazas colindando los depósitos de relave mineral; se encuentra emplazado un muro de 1 m de altura por el borde de la carretera. No se presentan los problemas geodinámicos, con nivel de riesgo considerable.

- Km 4+960 – 16+500

La carretera está localizada en los sectores conformados por depósitos coluviales, taludes rocosos y terrazas aluviales. La vía intercepta las quebradas laterales. Los depósitos coluviales se encuentran distribuidos principalmente en las partes cóncavas del afloramiento de rocas calcáreas. Los taludes rocosos consisten en calizas, margas y lutitas calcáreas, en general, intemperizadas, presentando planos de estratificación y fuerte plegamiento. Las fracturas se desarrollan paralelamente a la estratificación. Los depósitos aluviales son principalmente conglomerados y forman terrazas. Los depósitos no consolidados causan la inestabilidad de talud durante la época de lluvias presentándose flujos de escombros y derrumbes en las progresivas Km 5+040 – 5+120, Km 15+070 – 15+110.

- Km 16+500 – 17+400

El valle es amplio con taludes de poca inclinación y en él se desarrollan depósitos aluviales, terrazas fluvio-glaciares, fluviales y coluviales. No se observan problemas geodinámicos.

- Km 17+400 – 18+000

En la margen izquierda de la vía se encuentra una colina de cerros, donde existe un corte de depósitos fluvio-glaciares, aluviales y fluviales. En las progresivas Km 17+730 – 17+760 se presenta un talud con derrumbe causado por acción de aguas subterráneas.

- Km 18+000 – 22+800

El valle se ancha nuevamente, con ladera de poca pendiente. Geológicamente está conformado por depósitos de terrazas aluviales, fluvio-glaciares y fluviales. Se ha identificado un deslizamiento de menor escala en las progresivas Km 19+600 – 19+650.

- Km 22+800 – 26+000

Los taludes están constituidos por rocas calcáreas, principalmente calizas, margas y lutitas calcáreas. Los planos de estratificación muestran aproximadamente 60° W de buzamiento. Los taludes se encuentran estables por presentar fracturas cohesivas.

- Km 26+000 – 35+000

En este sector la carretera se desarrolla mayormente sobre terrazas aluviales y afloramientos reducidos de rocas calcáreas. Los taludes presentan poca pendiente y están cubiertos por depósitos fluvio-glaciares, aluviales y fluviales. No se observan problemas geodinámicos de importancia para la carretera.

- Km 35+000 – 45+140

Se encuentran distribuidos taludes compuestos por calizas, margas, travertinos y lutitas calcáreas, cuya pendiente es variable entre 20° y 80°.

Cabe mencionar que en este sector existe explotación de los productos calcáreos en los taludes paralelos a la carretera (36+380; 45+140). Se encuentran algunos taludes inestables con bloques desperdigados.

- Km 45+140 – 54+700

En este sector se encuentran distribuidos depósitos de terraza y taludes rocosos de caliza, marga y lutitas calcáreas. Los taludes inestables corresponden a derrumbe de los depósitos no-consolidados y erosión del borde vial (46+100 – 46+200).

- Km 54+700 – 60+750

La carretera se desarrolla sobre terrazas, taludes rocosos y depósitos coluviales. Algunos cortes presentan inestabilidad causada por fracturas y caliza intemperizada en las progresivas Km 54+850 – 54+870, Km

- Km 54+870 – 54+910 y Km 55+365 – 55+370

La evaluación de estos taludes no ha requerido estudios especiales como pruebas triaxiales y apertura de zanjas y calicatas para la conformación y certificación de las estructuras y propiedades de los elementos geológicos presentes. Los materiales que conforman los taludes no responden a las características de suelos exigida para la realización de pruebas triaxiales.

B.2 MARCO GEOMORFOLÓGICO

Desde el punto de vista geomorfológico, este tramo presenta dos sectores bien definidos. El primero corresponde al valle encañonado del Mantaro, desarrollándose entre La Oroya (Km 1+500) y el Km 78+500 del puente Stuart (ver tablas 6.1 y 6.2).

El segundo sector se desarrolla entre este último punto y la ciudad de Huancayo, y corresponde a la denominada Depresión Jauja-Huancayo. A partir del puente Stuart, el valle se ensancha y exhibe una morfología plana, constituida por una serie de terrazas aluviales dispuestas en diferentes niveles, donde se concentra la actividad agropecuaria y las poblaciones que se ubican a lo largo del valle.

Tabla 6.1 Huaycos

Progresiva	Fenómeno Quebrada	Ocurrencia	Actividad	Tipo Depósito	Longitud Quebrada (m)	Pendiente Grados	Altura Max. (msnm)
5+907	—	Ocasional	Intermedia	Bloques roca calcárea, arcillas, gravas, arenas	4000	30°	—
32+443	jatunhuasi	Ocasional	Intermedia	Grava, arena, arcilla, rodados heterométricos	4500	30°	4400
32+854	Colpa	Ocasional	Intermedia	Grava, arena, arcilla, rodados heterométricos	2800	25°	4380
34+580	Libroniyoc	Ocasional	Intermedia	Grava, arcillas, rodados, heterométricos	3500	35°	4,400

Tabla 6.2. Taludes

Progresiva	Fenómeno	Ocurrencia	Constitución	Roca aflorante	Actividad	Pendiente Grados	Altura Max. (msnm)
1+610 -1+680	Erosión Hídrica	Ocasional	Crítico	Arenas, arcillas gravas	—	25° - 35	—
5+040 -5+120	Erosión Hídrica	Ocasional	Crítico	Arenas, arcillas gravas	—	25° - 35	—
15+070 -15+110	Erosión Hídrica	Ocasional	Crítico	Arenas, arcillas gravas	—	25° - 35	—
17+730 - 17+760	Derrumbe	Ocasional	Intermedio	—	—	60°	—
19+600 - 19+650	Deslizamiento	Eventual	Intermedio	Arenas, arcillas Gravas	—	30°	30
30+420 - 30+460	Caída de rocas	Ocasional	Crítico	Arenas, arcillas gravas	—	30°	50
36+680 - 45+140	Derrumbe	Eventual	Crítico	canteras de calizas, arcillas, marmol y travertinos	—	—	—
46+100 - 46+200	Caída de rocas	Ocasional	Crítico	Caliza/fracturada	—	60°	60
52+140 - 52+180	Derrumbe	Eventual	Intermedio	Cantos rodados, arcillas, arenas	—	90°	12
54+845 - 54+875	Derrumbe	Ocasional	Crítico	Caliza fracturada, limos, arenas	—	70°	30
54+880 - 54+910	Derrumbe	Ocasional	Crítico	Caliza fracturada, limos, arenas	—	70°	30
55+365 - 55+370	Derrumbe	Ocasional	Crítico	Caliza fracturada, limos, arenas, gravas	—	60°	30

C. GEODINÁMICA EXTERNA

C.1 DESCRIPCIÓN DE LOS FENÓMENOS DE GEODINÁMICA EXTERNA

La descripción de fenómenos geodinámicos externos (huaycos y erosión fluvial) identificados en el Tramo mencionado se presenta en la tabla 6.3.

Tabla 6.3 Fenómenos de Geodinámica Externa

Progresiva (km)		Margen	Tipo de Fenómeno Detectado	Observaciones	Niveles de Riesgo	Medidas Correctivas a Optarse (Soluciones Propuestas)
desde	Hasta					
5+680	5+750	I	Erosión fluvial	- Socavación en la curva cóncava en la sección de defensa ribereña deficiente	B	- Reposición del enrocado
5+907(CL)		I	Huayco	- La quebrada corta el talud y transporta gran cantidad de material acarreado.	B	- Reemplazo de alcantarilla con una de mayor sección hidráulica (pontón) y limpieza del cauce
32+443 (CL)		I	Huayco	Quebrada Hatunhuasi Gran cantidad de materiales transportados del derrumbe superficial cercano. Alineamiento artificial del cauce	B	- Reemplazo de alcantarilla con una de mayor sección hidráulica - Limpieza del cauce
32+854 (CL)		I	Huayco	Quebrada Colpa Gran cantidad de materiales transportados Fuerte gradiente del lecho	A	- Reemplazo de alcantarilla con una de mayor sección hidráulica - Limpieza del cauce
34+580(CL)		I	Huayco	Quebrada Libroniyoc Gran cantidad de materiales acarreados de menor diámetro. Ancho de la quebrada: 15.5 m.	B	- Limpieza del cauce - Rehabilitación de alcantarilla existente, con una mayor sección hidráulica
48+270	48+310	I	Erosión fluvial	Cerca de confluencia con la Quebrada Putaja. Erosión en la sección sin enrocado	B	- Prolongación de enrocado (40 m de longitud) - Obra ejecutada por SINMAC-Huancayo

Nota: Niveles de Riesgo: A= Problema grave, Interrupción del tráfico y deterioro de la vía.
B= Problema moderado, Restricción del tránsito.

Margen: Margen del río Mantaro, I: Izquierda
CL : Línea Central

C.1.1 HUAYCOS

La generación de los huaycos en general está en función de la intensidad de las precipitaciones, del área de recepción de la cuenca, de la longitud y pendiente de su recorrido, del volumen de material acarreado, de los aportes laterales, y el grado de ramificación, que considera el número de bifurcación o tributarios. En la medida que la evacuación de los materiales en movimiento converja en espacios estrechos y las pendientes se incrementen, los efectos destructivos serán mayores.

En el tramo La Oroya – Pte. Matachico el área donde éstos se presentan tiene las siguientes características:

- Quebradas con longitudes entre 4 y 5 Km, gradiente (10-30°), con cuencas de 6 a 8.5 Km² de área;
- Acumulación de depósitos fluvio-glaciales y aluviales con espesores de hasta 15 m, conformando la superficie del cuerpo rocoso; y, rocas calcáreas fracturadas y meteorizadas.

Los sectores donde se presentan huaycos en el tramo La Oroya – Pte. Matachico son los siguientes:

- Km 5+907

Es una quebrada cortada profundamente sobre la ladera conformada por los depósitos aluviales y fluvio-glaciales. Debido al material poco consolidado, se desarrollan varias cárcavas, surcos y quebradas profundas. Estas líneas erosionadas transportan material suelto y bloques de rocas calcáreas y bloquea la vía debido a que la alcantarilla tiene la sección reducida.

- Km 32+443

Esta progresiva corresponde al sector donde se produce huayco por la quebrada Hatunhuasi. La acumulación de los depósitos del huayco es voluminoso, por lo que se ha cambiado el cauce artificialmente. El material del huayco llega cerca de la vía donde existe derrumbe superficial de una capa gravosa. La alcantarilla que cruza la carretera, tiene una sección pequeña.

- Km 32 + 854

Este huayco de la quebrada Colpa, transporta material de depósito hasta la margen izquierda del río Mantaro. Igual que en el resto de las quebradas, se encuentran alcantarillas con menor sección. En cuanto al volumen de materiales acarreados, éste es considerable, lo que provoca una interrupción del tránsito vehicular.

- Km 34+580

Existe el depósito de huayco constituido por material de granulometría relativamente fina. Se evidencia el deterioro de la capa vial que se produce, cada vez que llega el huayco y, consecuentemente, el taponamiento de la alcantarilla.

Las causas principales de los huaycos en este tramo se pueden interpretar de la manera siguiente: ocurrencia de derrumbes en la cabecera y laderas de la quebrada, debido a las fuertes precipitaciones pluviales que se infiltran y transcurren, por el contacto litológico, entre los depósitos sedimentarios y las rocas calcáreas fracturadas provocando erosión y desmoronamiento del depósito sedimentario superpuesto a las rocas calcáreas, lo que da origen a los huaycos que llegan al nivel de la terraza del río Mantaro, formando un cono de deyección que cubre la carretera en un área restringida.

Estos huaycos transportan un volumen moderado de gravas y bloques con materiales limo-arenoso, sin llegar a ocupar extensas áreas ni afectar significativamente el cauce del río; caso contrario, provocaría su represamiento.

Ninguno de estos huaycos requiere de estudios exhaustivos (Sin embargo, en la evaluación de campo que realizó la tesista en la Quebrada Colpa del Km. 32+854 observó que la quebrada arrastra gran cantidad de flujo de escombros. Además el flujo causa daño a la estructura de drenaje transversal que se ubica en la carretera e interrumpe el tránsito vehicular. En la tabla 6.3 del estudio de Geología también se describe a la quebrada Colpa como de Problema Grave. Por lo tanto, se recomienda un estudio exhaustivo en la quebrada Colpa).

CAUSAS DE LOS HUAYCOS EN LAS PROGRESIVAS 5+907; 32+443; 32+854; 34+580

Estos Huaycos están sujetos a los factores que dependen de las comunes características de los depósitos fluvio-aluviales depositados sobre la margen izquierda del río Mantaro, que contienen gran cantidad de rodados heterométricos, subangulosos envueltos en arcillas arenas, limos. **Los huaycos Colpa y Libroniyoc hacen inflexión en**

su recorrido al llegar a la terraza del río Mantaro, depositando rodados de menor tamaño de hasta 0.20 m y en general gravas subangulosas y heteromórficas las que se distribuyen en gran cantidad hacia la confluencia con el río Mantaro. Estos Huaycos son de menor competencia, los materiales acarreados son menores y la profundización de su cauce es abrupta, en la Qda. Colpa se observa vegetación tupida en su cauce.

Las condiciones geológicas de la zona de almacenamiento son favorables a estos fenómenos destacando su concentración en los depósitos fluvio aluviales y de las rocas calcáreas. La topografía del terreno accidentada, permite la acción directa de los agentes erosivos así como las condiciones litoestructurales de las formaciones calcáreas Jumasha, Pariatambo, por el grado de su fracturamiento y fallamiento y por el buzamiento de sus estratos, el sentido de escurrimiento de sus aguas superficiales y subterráneas. Otros de los factores que originan huayco es el climático.

Las precipitaciones pluviales que se producen en este tramo en las áreas montañosas, y la actividad sísmica en su ocurrencia que origina el desequilibrio de masas rocosas en taludes de fuerte pendiente generando su desprendimiento y deslizamiento hacia el fondo del cauce.

AGUAS SUBTERRÁNEAS

La presencia de las aguas subterráneas en la estabilidad de los taludes y los procesos de Geodinámica externa tienen importancia como factor desestabilizador. Este tramo está caracterizado por la presencia de quebradas subsidiarias progresiva 5+907; 32+443; 32+854; 34+580 que están en proceso de erosión regresiva y de constante acumulación de depósitos provenientes de los taludes laterales, originados por agentes aceleradores de los procesos erosivos en donde intervienen las aguas de infiltración como uno de ellos, las que provienen de las precipitaciones pluviales.

La presencia de estas aguas en los taludes depende de la capacidad de los depósitos sedimentarios cuaternarios y precuaternarios presente en el tramo La Oroya – Pte. Matachico para almacenar y transmitir el agua infiltrada lo que esta en función de la constitución de la roca o sedimento, del grado de fracturamiento, de su relación con el medio ambiente. Las aguas pluviales que son recepcionadas por las quebradas discurren por el cauce principal y parte de ellas se infiltran en el medio poroso conformado por las coberturas de materiales sedimentarios y por el fracturamiento de la roca que las contiene.

En general las altas pendientes de estas quebradas contribuyen a mejorar la velocidad de circulación de las aguas subterráneas que llegan hasta la confluencia con el río Rímac pasando por debajo del nivel las terrazas fluvio aluviales, donde se desarrolla la carretera central, sin afectarla. La permeabilidad de los materiales está ligada a las características físicas de la roca almacén y varían de acuerdo a la constitución de sus componentes y a su dirección espacial. Existe para los efectos una permeabilidad vertical considerada como infiltración de arriba abajo y una permeabilidad horizontal que rige el flujo de las aguas subterráneas que para la mayoría de los casos son distintas. Los taludes 1+610 – 1+680; 5+040 – 5+120; 15+070 – 15+110, que están en proceso de erosión hídrica, sobre sedimentos sueltos, se manifiestan humedad en el corte del talud provocado, cuyo origen son las filtraciones de las aguas superficiales provenientes de las partes altas, donde las rocas precuaternarias de dominio calcáreo están expuestas en superficie, los que constituyen como principales rocas receptoras, que almacena el agua para transmitir las a través de sus porosidades y luego manifestarse en el corte del talud, que contribuye a incrementar los procesos de inestabilidad.

Para tener un rango de valoración de las permeabilidades de las rocas y sedimentos se consideran que las rocas consolidadas que eventualmente podrían comportarse como acuíferos de porosidad secundaria por el grado de fracturamiento están en el rango de 10-

4 a 10-5 m/s y los sedimentos sueltos como los aluviales – coluviales o fluvio aluviales y glaciares tienen permeabilidades en el orden de 10^{-2} - 10^{-3} hasta 10^{-4} m/s.

C.1.2. EROSION FLUVIAL

Las observaciones de campo han determinado los puntos críticos que afectan la carretera por el grado de deterioro actual que sufre la vía y que la ponen en riesgo de deterioro parcial o total (Km5+680 – 5+750 y 48+270 – 48+310).

- Km 5+680 - 5+750

Se encuentra el fenómeno de erosión fluvial hacia la orilla izquierda del río Mantaro.

- Km 48+270 - 48+310

Fenómeno de erosión fluvial en el tramo torrencioso de la margen izquierda del río Mantaro. Estos procesos geodinámicos, de carácter erosivo contra el talud de la vía, se presentan en los meandros adyacentes a ésta, produciendo la socavación de la base. La ocurrencia de inundaciones se produce como consecuencia de las crecidas del río que ocurre anualmente en las temporadas de lluvia, entre los meses de diciembre a marzo. Los factores climatológicos son determinantes en estos procesos de erosión fluvial sobre el talud a la carretera, por lo que se tomarán en cuenta los máximos caudales para un determinado período de retorno, y las precipitaciones máximas diarias.

Con estos datos se podrán observar las cotas de protección contra la erosión general del lecho del río y la profundidad de la cimentación.

D. NIVELES DE RIESGO DE LOS FENÓMENOS GEODINÁMICOS

D.1. GEODINÁMICA EXTERNA

De acuerdo con las observaciones en el campo y según la encuesta realizada en la población del lugar, el fenómeno de huayco ocurre con frecuencia, pero su magnitud es relativamente pequeña. El material acarreado es principalmente de origen fluvio-glacial y aluvial, el que descansa sobre el talud rocoso, en el nivel inferior. La distancia de transporte del material es relativamente corta, por lo que la magnitud de huayco es pequeña. Por lo tanto, la mayoría de los huaycos se han evaluado como de nivel de riesgo "B", con problemas moderados, que pueden causar restricción del tránsito vehicular.

El huayco que se presenta en la quebrada Colpa (progresiva Km 32+854), ha sido evaluado como "A", nivel de riesgo alto, por la magnitud de la quebrada y por volumen del material acarreado, que ocasiona graves problemas, causando interrupción del tráfico y deterioro de la vía.

En cuanto a los fenómenos de erosión fluvial presentados en el Tramo La Oroya – Pte. Matachico, éstos han sido clasificados como problemas intermedio "B", los mismos que pueden causar restricción del tránsito.

D.2. TALUDES INESTABLES

Se han identificado, en primer lugar, los taludes inestables basándose en la información existente, fotografías aéreas, etc. Posteriormente se ha llevado a cabo la

observación en el campo según las progresivas determinadas por el equipo de consultores. Simultáneamente se ha considerado un puntaje para los factores de equilibrio actual, evolución, topografía, volumen de material inestable y daños materiales. El equilibrio actual (factor de estabilidad de masas o cuerpos rocosos) fue clasificado cualitativamente.

Los taludes pueden estar en evolución progresiva o nula. El factor topográfico se obtuvo tomando como referencia la pendiente de los taludes clasificados como suaves (menores de 10°), medianos (10° a 30°) y fuertes (mayores de 30°). El volumen del material movido, expresado en metros cúbicos, se ha clasificado en rangos menores a 10, 10-100, 100-1000 y mayor de 1000 m³. Los daños materiales se dividieron en ligeros, intermedios y catastróficos.

Considerando la valoración de estos puntajes y otros factores topográficos, geológicos y estructurales se ha calificado los niveles de riesgo de los taludes inestables como **Crítico**, **Intermedio** y **Leve**. Cada nivel de riesgo se puede interpretar como sigue:

Crítico: Problema grave. Causa la interrupción del tráfico y deterioro de la vía. Valoración de los puntajes es igual o mayor de 12.

Intermedio: Problema moderado. Causa la restricción del tránsito. Valoración de los puntajes varía entre 9 y 11.

Leve: Problema ligero. Causa disminución de la transitabilidad. Valoración de los puntajes es igual 0 menor de 8.

Para los taludes evaluados como críticos, se realizó un estudio detallado para recomendar algunas medidas especiales, mas adelante se dan a conocer los niveles de riesgo en los taludes inestables que se presentan en el tramo La Oroya – Pte. Matachico habiéndose identificado 12 sectores con inestabilidad de taludes: 9 evaluados como críticos y 3 como intermedios. Los fenómenos principales causa de la inestabilidad de estos taludes son la erosión hídrica y la caída de rocas. Se comenta el detalle de la evaluación de los niveles de riesgo para los sectores inestables.

(1) Km 1+610–1+680, Km 5+040–5+120, Km 15+070–15+110, Km 30+420–30+460

La valoración de estos sectores se estima en 12 y su evaluación integral corresponde al estado crítico, para lo cual se ha considerado la ubicación del fenómeno con respecto a la vía, frecuencia de ocurrencia y los daños causados.

(2) Km 17+730 - 17+760

La valoración de este sector se estima en 11 y su evaluación integral corresponde al estado intermedio. Este derrumbe ha causado la restricción del tráfico y su actividad está en evolución. Además, se encuentra colindando con la vía.

(3) Km 19+600 - 19+650

El deslizamiento de tierra se evaluó como estado moderado, de acuerdo con la evaluación de niveles de riesgo. Además, la magnitud del fenómeno es reducida y su movimiento se estima como lento.

(4) Km 36+680 - 39+050, Km 40+000 - 41+345, Km 44+730 - 45+140

El estado de los bloques y escombros es en general de riesgo. Las caídas de rocas producto de las actividades de extracción de materiales de canteras y el desmonte al borde de la carretera ponen en serio riesgo el deterioro a la vía. La valoración es estimada en 12 y su evaluación integral corresponde al estado crítico.

(5) Km 46+100 - 46+200

La valoración del derrumbe se estima en 13 y su evaluación integral corresponde a un estado crítico.

(6) Km 52+140 - 52+180

La valoración de este fenómeno de erosión hídrica se estima en 10, lo que corresponde al estado intermedio.

(7) Km 54+845 - 54+875

La ubicación y posición de los grandes bloques de calizas fracturadas y meteorizadas es riesgosa. El derrumbe ocurre con frecuencia. Se estima una valoración 12-13 y su evaluación integral corresponde al estado crítico.

(8) Km 55+365 - 55+370

Es el derrumbe de los depósitos coluviales y fluvio-glaciales que causan el deterioro de la capa asfáltica. Se ha estimado 12 puntos de valoración y su evaluación integral corresponde al estado crítico.

6.1.2.2 CLIMATOLOGÍA Y METEOROLOGÍA

La cuenca del Mantaro cuenta con una gran variedad de climas, debido fundamentalmente a sus características morfológicas con sus nacientes ubicadas sobre los 4 000 msnm donde predominan montañas de más de 5 000 msnm hasta su confluencia con el Apurímac en la cota 500 msnm.

La zona de altas montañas, 5 000 a 6 000 msnm está cubierta en parte por nevados y glaciales. Su temperatura media se mantiene en la proximidad de los 0° C y con precipitaciones importantes que superan los 1 000 mm por año, que se presentan por lo general en forma de granizo o nieve. Entre las cotas 5 000 y 4 000 msnm se ubican las punas y los páramos andinos que tienen el aspecto característico de pradera, en terrenos planos con suaves ondulaciones, en los que crece una vegetación de pequeñas plantas herbáceas de carácter perenne.

Las condiciones climáticas pueden ser aquí muy variables con temperaturas medias anuales que van desde cero hasta unos pocos grados sobre cero y lluvias que alcanzan valores entre los 700 y 1 000 mm y tal vez más, especialmente en las vertientes orientales.

Por debajo de las punas y los páramos andinos, está la región de los altos valles, entre los 4 000 y 3 000 msnm, en los cuales se hallan los principales centros habitados de la región. Desde el punto de vista climático, las precipitaciones pueden variar entre los 500 y 900 mm anuales, manteniéndose las temperaturas medias entre los 5° y 10° C.

Entre los 3 000 y 2 000 msnm en que el desarrollo del río se encañona, se presentan condiciones climáticas del tipo sub-húmedo con precipitaciones anuales más bajas que van de 300 a 700 mm y altas temperaturas que superan los 25°C. Bajo estas cotas, el clima se vuelve sub-tropical seco a tropical, presentándose en el lado oriental de la cordillera, zonas con fuertes precipitaciones que deben superar los 1 000 mm. A pesar de que no hay registros meteorológicos en esta zona, esto se deduce por las características del clima cálido y con elevada humedad que genera vegetación tropical, incluyendo frondosos árboles que llegan a desarrollarse hasta altitudes que superan los 3 000 msnm.

En el tramo en estudio se recopila adicionalmente información de la temperatura máxima y mínima extrema de las estaciones Oroya y Jauja de los últimos 10 años que se muestra en las tablas 6.4, 6.5, 6.6 y 6.7.

En los que se puede observar que en la estación la Oroya ubicada en la ciudad del mismo nombre, la temperatura máxima fue de 26.7° C (Nov. 1986) y la mínima absoluta fue de -7.2 (Julio 1982).

Con respecto a la estación de Jauja, la temperatura máxima absoluta fue de 26.0 °C (Octubre de 1997) y la mínima absoluta de -8.0 °C (Julio 1999). Con respecto a la evaporación los valores estadísticos son muy irregulares estimándose una evaporación anual de 1 000 mm. Con respecto a la humedad relativa, se observa una tendencia inversa a la temperatura. Con relación a la precipitación media en el tramo en estudio, se estima un valor de 800 mm.

Tabla 6.4
Estación Oroya - Temperatura Máxima Absoluta (°C)

Año	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.
1977	23.9	21.7	23.3	23.9		20.6	22.2	22.8	24.4	26.1	21.1	24.4
1978	22.8	25.6	23.9	23.9	22.8	21.1	21.7	23.9	22.2	22.2	22.8	22.8
1979	23.3	23.9	22.2	23.3	23.3	22.6	22.2	23.9	24.4	25.0	25.6	25.6
1980	25.0	25.6	22.8	25.0	23.3	25.6	20.6	22.2	25.0	22.2	25.6	25.0
1981	23.3	20.0	23.3	23.9	22.8	22.2	20.6	20.0	22.8	23.9	24.4	22.2
1982	23.3	22.8	23.3	22.2	23.3	20.0	20.0	21.1	22.2	23.3	22.2	22.8
1983	25.0	25.0	23.9	23.9	23.3	22.8	22.8	22.2	21.7	24.4	26.1	23.3
1984	25.0	20.0	20.6	21.1	21.7	21.1	25.0	21.7	22.8	25.6	24.4	
1985				21.7	21.1	20.6	20.6	22.8	22.2	23.9	23.9	23.3
1986	21.7	17.8	20.0	20.6	21.1	22.2	22.2	22.2	20.6	25.0	26.7	25.5

Tabla 6.5
Estación Oroya - Temperatura Mínima Absoluta (°C)

Año	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.
1977	3.9	2.8	2.8	-1.1		-1.7	-2.2	-1.7	2.2	0.6	3.3	3.9
1978	5.0	4.4	2.2	2.2	-1.7	-2.8	-3.3	-3.9	0.0	-1.7	0.0	2.8
1979	0.0	2.2	2.8	1.7	-1.1	2.2	-5.0	0.0	-1.1	-1.1	1.7	1.7
1980	4.4	2.2	5.0	0.6	-2.2	-1.7	-0.6	-2.2	-1.7	1.7	2.2	-0.6
1981	3.3	4.4	3.3	1.1	-1.7	-3.3	-6.1	-6.1	-1.1	1.7	4.4	3.9
1982	0.6	3.3	0.0	-0.6	-3.3	-1.7	-7.2	-1.1	0.0	-1.1	2.8	3.3
1983	3.3	1.7	1.7	2.8	-1.1	-1.7	-3.3	-1.7	1.7	1.7	-1.1	0.0
1984	-1.7	3.9	3.9	2.8	-0.6	-2.2	-2.8	-2.8	0.0	0.0	0.0	
1985				1.7	0.0	-4.4	-5.0	-4.4	-0.6	-1.7	-0.6	2.2
1986	2.2	1.7	1.7	1.7	-1.7	-2.2	0.6	-2.2	-0.6	0.5	-1.1	2.2

Tabla 6.6
Estación Jauja - Temperatura Máxima Absoluta (°C)

Año	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.
1972	21.2	22.1	21.5	20.9	21.0	24.0	22.2	22.5	22.5	23.1	23.9	23.2
1973	21.6	21.8	21.0	20.2	21.0	21.9	20.9	22.2	22.0	23.0	23.5	21.6
1974	20.0	19.9	20.6	20.9	21.2	20.0	20.1		21.9	23.1	24.2	23.8
1975	22.0	22.0	20.8	20.9	20.8	20.0	20.1	21.5	22.0	21.8	23.5	21.9
1976	22.2	22.1	20.9	22.0	21.0	20.6	20.6	23.2	22.7	25.0	22.9	23.7
1995	21.4	21.8	20.6	21.0	21.8	22.0	23.2	23.4	23.0	23.2	22.0	22.4
1996	21.6	19.0	19.8	20.8	20.8	21.4	22.6	22.4	24.0	23.4	23.8	23.6
1997	24.6	23.4	22.8	23.0	22.6	23.0	23.4	23.2	24.2	26.0	24.2	24.8
1998	22.6	23.0	22.8	25.2	24.7	23.2	24.0	25.3	25.8	24.8	24.0	24.6
1999	22.8	21.3	20.4	20.1	20.6	21.2	20.4	22.0	22.4		24.0	

Tabla 6.7
Estación Jauja - Temperatura Mínima Absoluta (°C)

Año	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.
1972	2.4	1.0	2.9	1.8	0.1	0.6	-1.4	0.0	-0.2	2.7	4.1	4.4
1973	5.4	5.2	5.0	3.5	-1.9	0.0	-0.4	0.1	0.0	3.0	2.6	4.0
1974	3.6	5.0	2.3	1.8	-0.9	-1.0	-3.1		0.2	2.0	2.8	2.9
1975	3.6	3.0	5.0	1.9	1.3	-3.1	-1.9	-2.8	0.2	0.1	2.9	3.2
1976	3.5	1.9	2.8	1.9	-3.0	-2.4	-2.2	0.4				
1995	2.2	2.6	3.0	-1.8	-4.6	-4.4	-3.0	-2.2	-2.0	1.6	2.2	0.0
1996	2.8	1.6	2.4	1.0	-3.0	-6.4	-7.8	-4.4	-1.6	1.0	0.2	1.2
1997	2.2	2.0	-0.4	0.0	-2.4	-5.6	-7.4	-1.4	0.2	1.0	2.6	4.0
1998	3.0	4.0	2.6	0.8	-5.0	-5.2	-7.0	-1.8	-2.0	0.2	1.8	-0.8
1999	3.0	2.8	1.8	-0.8	-3.0	-5.7	-8.0	-6.2	-2.3		0.8	

6.1.2.3 ESTUDIO HIDROLÓGICO

A. INTRODUCCIÓN

El presente apartado se refiere al estudio hidrológico de eventos máximos de la subcuenca del río Mantaro que se eligió en la presente Tesis.

La escorrentía superficial que constituye riesgo para la seguridad de la carretera, proviene de las áreas de drenaje ubicadas en la parte media de la cuenca del río Mantaro. El río Mantaro cuyas aguas vierten al Atlántico tiene sus nacientes en el lago Junín. Al cruzar por La Oroya incrementa su caudal con el aporte del río Yauli con punto de confluencia cerca del km 0+000 de la carretera. En su recorrido hasta el final de la vía en Huancayo, el río Mantaro capta las aguas del río Huari y Pachacayo por su margen derecha así como de tributarios menores.

El Estudio Hidrológico tiene por objeto determinar el régimen pluvial de la zona de emplazamiento de la carretera así como las características físicas e hidrológicas de la cuenca que llevara el flujo a la estructura de drenaje transversal que se analiza en la presente tesis, y luego obtener la estimación de la descarga máxima. El estudio hidrológico consiste en estimar la descarga del curso de agua, a partir de un análisis estadístico de las precipitaciones máximas en 24 horas registradas en las estaciones seleccionadas.

El procedimiento seguido en el estudio es el siguiente:

- Selección de las estaciones pluviométricas.
- Recopilación de la información cartográfica y pluviométrica.
- Análisis de consistencia de la información.
- Determinación de las precipitaciones máximas en 24 horas para diferentes períodos de retorno.
- Trazo de mapas de Isoyetas.
- Cálculo de las descargas máximas en los lugares requeridos.

B. ANALISIS HIDROLÓGICO

B.1 RECOPIACIÓN DE LA INFORMACIÓN BÁSICA

B.1.1 INFORMACIÓN CARTOGRÁFICA

Para el estudio se cuenta con hojas de la carta nacional a la escala 1:100,000 del IGN:

Tabla 6.8 Información Cartográfica Utilizada

Denominación	Hoja	Escala	Institución
La Oroya	24 l	1:100 000	IGN
Jauja	24 m	1:100 000	IGN
Yauyos	25 l	1:100 000	IGN
Huancayo	25 m	1:100 000	IGN

B.1.2 INFORMACIÓN PLUVIOMÉTRICA

Los registros de precipitación para la elaboración del estudio son los de precipitación máxima en 24 horas.

Las estaciones consideradas son:

Tabla 6.9 Información Pluviométrica Utilizada

Estación	Cuenca	Altitud (msnm)	Latitud	Longitud
Morococha	Mantaro	4 540	11° 38'	76° 06'
Pomacocha	Mantaro	4 266	11° 44'	76° 08'
Huallacocha	Mantaro	4 400	11° 46'	76° 06'
San Cristóbal	Mantaro	4 700	11° 44'	76° 03'
Pachacayo	Mantaro	3 550	11° 48'	75° 43'
Mantaro	Mantaro	3 300	11° 49'	75° 23'
Anpasmayo	Mantaro	3 280	12° 07'	75° 23'
Colpa	Mantaro	3 500	11° 59'	75° 28'
Casaraca	Mantaro	3 750	11° 27'	75° 57'
Curipata	Mantaro	4 040	11° 37'	75° 59'
La Oroya	Mantaro	3 650	11° 36'	75° 50'
Yauricocha	Mantaro	4 375	10° 57'	75° 54'
Ingenio	Mantaro	3 760	11° 30'	75° 54'

La ubicación de las estaciones véase en el Plano M-2 del Anexo M.

B.2 ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN PLUVIOMÉTRICA E HIDROMÉTRICA

Para la estimación de caudales se efectuó un análisis de frecuencias de eventos hidrológicos máximos, aplicables a caudales de avenida y precipitación máxima. Se consideró el siguiente procedimiento:

- Uso de registros de precipitación máxima en 24 hrs.
- Procesamiento de las distribuciones de frecuencia más usuales y obtención de la distribución de mejor ajuste a los registros históricos.
- Análisis estadístico de las precipitaciones máximas para periodos de retorno de 20 y 50 años.
- Trazo de mapas de Isoyetas.
- Estimación de caudales en los sitios requeridos.

B.2.1 ANÁLISIS DE FRECUENCIA

El procedimiento está basado en las diferentes distribuciones de frecuencia usadas en el análisis de eventos hidrológicos máximos.

Las distribuciones usuales de frecuencia son:

- Distribución normal (N).
- Distribución Gumbel (EV1).
- Distribución LogNormal de 2 Parámetros (LN).
- Distribución LogPearson III (LP 3).

(1) Distribución Normal

La distribución Normal o Gaussiana no transformada, es simétrica con respecto a la media y no ha sido muy usada en análisis de frecuencias de avenidas, ya que la mayor cantidad de las series de avenidas tiene un pronunciado sesgo positivo. Sin embargo se ha encontrado apropiada para ciertas series de descargas de avenidas y niveles de agua, en particular donde hay grandes almacenamientos.

La función de distribución de probabilidades es:

$$F(x) = \int_{-\infty}^x \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} dx \quad \dots\dots\dots(6.1)$$

los parámetros son en este caso:

- μ = Media de la muestra
- σ = Desviación Standard

Considerando la variable estandarizada:

$$z = \frac{x - \mu}{\sigma}$$

$$F(z) = \int_{-\alpha}^z \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{z^2}{2}} dz \quad \dots\dots\dots(6.2)$$

(a) Valor extremo tipo 1 (EV1)

La distribución de valores tipo 1 conocida como distribución Gumbel o doble exponencial, ha sido aplicada tanto a precipitaciones máximas como avenidas; en el Perú ha tenido buenos resultados. Su función de distribución de probabilidades es:

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}} \quad \dots\dots\dots(6.3)$$

$$\alpha = \frac{1.2825}{\sigma}$$

$$\beta = \mu - 0.45\sigma$$

(2) Distribución LogNormal (LN).

Considera que los logaritmos de los caudales tienen una distribución Normal. Ha sido extensamente usada en los Estados Unidos de Norteamérica y Canadá debido a su consistencia y facilidad de aplicación e interpretación.

La función de probabilidad es:

$$F(x) = \int_0^x \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \frac{1}{x\sigma} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \mu}{\sigma}\right)^2} dx \quad \dots\dots\dots(6.4)$$

La variable estandarizada es:

$$z = \frac{\ln x - \mu}{\sigma}$$

(3) Distribución LogPearson III (LP3)

Esta distribución es una de las series de funciones derivadas por Pearson. Ha sido usada en el análisis de avenidas con buenos resultados sobre todo en Canadá y Estados Unidos de Norteamérica. La función de distribución de probabilidades es:

$$F(x) = \frac{1}{\alpha\Gamma(\beta)} \int_0^x e^{-\left(\frac{\ln x - \delta}{\alpha}\right)} \left(\frac{\ln x - \delta}{\alpha}\right)^{\beta-1} dx \quad \dots\dots\dots(6.5)$$

en este caso se tienen las relaciones adicionales:

$$\mu = \alpha\beta + \delta$$

$$\sigma^2 = \alpha^2\beta$$

$$\gamma = \frac{2}{\sqrt{\beta}}$$

siendo γ el sesgo.

B.2.2 ANÁLISIS DE BONDAD DE AJUSTE

Para determinar cuál de las distribuciones estudiadas se adapta mejor a la información histórica, se tienen diferentes métodos:

- Análisis gráfico
- Método del error cuadrático mínimo
- Test de Kolmogorov – Smirnov.
- Test de Chi – Cuadrado X^2

(1) El análisis gráfico

Este tipo de análisis visual consiste en analizar las gráficas correspondientes a cada distribución analizada, si los puntos que representan valores del evento se acercan a la recta o curva de mejor ajuste, dicha distribución es buena.

(2) Método del error cuadrático mínimo

El método consiste en calcular el error cuadrático:

$$C = \left[\sum_{i=1}^n (X_{e_i} - X_{o_i})^2 \right]^{1/2} \dots\dots\dots(6.6)$$

donde X_{e_i} es el i -ésimo dato estimado y X_{o_i} es el i -ésimo dato calculado con la función bajo análisis. De todas las funciones estudiadas, se selecciona la que tenga menor error medio cuadrático.

(3) Método de Kolmogorov – Smirnov

En la presente Tesis se aplicó la prueba de Kolmogorov-Smirnov porque es aplicable a cualquier distribución.

La ejecución de la prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov – Smirnov, tiene como objetivo determinar la función de distribución que más se ajusta a los datos de las estaciones. Para tal efecto, se ordenaron en orden descendente los valores de la precipitación máxima en 24 horas designando con "m" el número de orden asignado a cada precipitación y con "n" el total de datos de la estadística, definiendo las funciones $F_0(x)$, para los x_m valores de la precipitación máxima en 24 horas y los y_m valores de sus respectivos logaritmos neperianos, tal que:

$$F_0(x) = \frac{m}{(n+1)} \dots\dots\dots(6.7)$$

Para cada función de distribución se calculó el valor de $F(x)$ según el criterio expuesto en la siguiente tabla:

Tabla 6.10

Función de Distribución	Criterio para Determinar F(x)
Normal	Distribución acumulativa normal para un X_m , y el μ y σ de la precipitación máxima en 24 horas.
Log-Normal	Distribución acumulativa normal para un y_m , y el μ y σ de los logaritmos neperianos de la precipitación máxima en 24 horas.
Log-Pearson III	<p>Para un valor de $K=Z_y$ dado, calcular el valor de z'_y, resolviendo la ecuación de aproximación de Kite. Haciendo $Z=Z'_y$, calcular el valor de w resolviendo la ecuación de aproximación de Abramowitz y Stegun. Calcular la probabilidad de que el evento no sea excedido. Luego:</p> $F(y_m) = 1 - \frac{1}{\sqrt{e^{w^2}}}$
Gumbel	<p>Para cada valor de X_m, calcular el valor de K, de acuerdo a la relación antes señalada. Calcular el valor de T, periodo de retorno despejándolo de la relación de Chow (1953)</p> $T = \frac{1}{1 - \exp\left\{-\exp\left[-\left(0.5772 + \pi \frac{K}{\sqrt{6}}\right)\right]\right\}}$ <p>Luego:</p> $F(X_m) = 1 - \frac{1}{T}$

Para cada x , se calculó el valor de Δ .

$$\Delta = |F_o(x) - F(x)| \dots\dots\dots(6.8)$$

Para cada función de distribución se calculó el valor del $\Delta_{m\acute{a}x}$.

$$\Delta_{m\acute{a}x} = \mbox{m\acute{a}x}\{|F_o(x) - F(x)|\} \dots\dots\dots(6.9)$$

El valor de $\Delta_{m\acute{a}x}$ calculado se comparó con el valor de Δ_o . Este último valor fue determinado de tablas, para un nivel de exactitud dado y N (número de datos estadísticos), interpolando los valores mostrados en la tabla 6.11 de PROBABILITY AND STATISTICS IN HYDROLOGY, Vujica Yevjevich, Third Printing 1982, Page 229.

Tabla 6.11
Critical Value α_0 , of the Smirnov-Kolmogorov Statics Δ , for Various Values of N, and Values α
Currently Used in Hydrology

N	α			
	0.20	0.10	0.05	0.01
5	0.45	0.51	0.56	0.67
10	0.32	0.37	0.41	0.49
15	0.27	0.30	0.34	0.40
20	0.23	0.26	0.29	0.36
25	0.21	0.34	0.27	0.32
30	0.19	0.22	0.24	0.29
35	0.18	0.20	0.23	0.27
40	0.17	0.19	0.21	0.25
45	0.16	0.18	0.20	0.24
50	0.15	0.17	0.19	0.23
N>50	$\frac{1.07}{\sqrt{N}}$	$\frac{1.22}{\sqrt{N}}$	$\frac{1.36}{\sqrt{N}}$	$\frac{1.63}{\sqrt{N}}$

Los resultados del Análisis de Bondad de Ajuste por método de Kolmogorov – Smirnov se muestra en Anexo A.

B.2.3 PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS

Las precipitaciones máximas en 24 horas se obtiene de las diferentes estaciones pluviométricas de la cuenca del río Mantaro, las cuales fueron recopiladas del Servicio Nacional de Meteorología

Tabla 6.12- I
Precipitación Máxima en 24 horas (mm) de la Cuenca Río Mantaro

Año	Pomacocha	Huallacocha	San Cristobal	Yauricocha	La Oroya	Casaracra	Curipata
1953	27.2		30.2		19.4		17.6
1954	29.2	23.4	24.4		34.2		57.5
1955	22.4	18.5			17.8		24.9
1956	19.1	19.3	26.3		34.3		26.4
1957	18.6	17.8	16.3		28.5		15.0
1958	19.7	20.3	14.2		20.7	21.8	14.7
1959	31.1	31.2	11.3		25.1	27.9	32.9
1960	20.3	18.0			19.9	27.9	12.2
1961	29.2	22.9			23.2	25.4	
1962	23.4	21.8			21.9	24.1	18.5
1963	36.6	41.4			19.2	21.6	10.5
1964	24.6	22.9			23.6	27.3	47.8
1965	21.1	28.7	23.0	18.0	19.7	34.3	15.1
1966	26.9	52.1	33.7	29.6	19.9	31.8	28.7
1967	31.2	36.8	28.2	25.0	20.0	33.0	20.0
1968	26.7	25.4		22.2	20.5	55.9	32.3
1969	34.0	33.0		21.8	25.4	27.9	21.4
1970	22.9	31.8		32.1	27.4	29.2	31.2
1971	25.9	25.2		22.4	20.3	27.3	32.0
1972	21.6	41.2		19.0	17.0	27.9	33.3
1973	26.7	164.3		23.0	22.2	29.5	25.4
1974	31.0	56.4	22.5	28.0	18.2	24.1	20.3
1975	22.1	66.8	26.0	19.5	28.5	26.7	40.6
1976	24.1	73.4		20.0	23.9	26.9	26.7
1977	29.0	76.2	36.7	32.8	25.3	19.1	33.0
1978	16.5	45.2	25.8	17.3	19.9	32.0	30.9
1979	24.5	63.5	112.7	17.7	18.4	30.6	24.5
1980	24.2	61.5	24.6	18.7	22.0	23.3	17.9
1981	120.0	49.6	121.3	22.9	31.8	31.4	34.3
1982	47.1	115.3	28.7	30.2	23.9	18.5	26.2
1983	30.5	50.3	50.8	25.3	17.8		58.0
1984	22.6	92.0	24.9	25.8	15.3		22.9
1985	14.5	51.6	22.9	31.0	30.4		28.2
1986	23.4	96.0	27.9	38.7	25.9		31.8
1987	22.6	67.1	24.4	19.7	21.2		35.6
1988	54.9	54.6	38.1	20.8	21.2		23.1
1989	34.5	54.1	25.2	23.3	25.0		14.9
1990	26.7	44.5	21.7	21.0	19.9		21.6
1991	22.4	59.7	42.0	15.0	33.8		29.2
1992	35.9	42.9	30.5	13.0	55.0		15.6
1993	32.3	104.1		43.5	20.3		49.9
1994	30.5	130.3		25.9	30.5		16.5
1995	19.1	71.8		26.3			56.9
1996	19.1	57.9		18.3	30.5		21.6
1997	21.1				24.0		27.9
1998	21.6				33.4		29.7
1999	23.6				19.8		34.4

Fuente: SENAMHI, mencionado en el "Proyecto de Rehabilitación y/o Mejoramiento de la Carretera La Oroya - Puente Matachico" [32]

Tabla 6.12-II
Precipitación Máxima en 24 horas (mm) de la Cuenca Río Mantaro

Año	Pachacayo	Mantaro	Angasmayo	Colpa	Ingenio	Morococha
1953						29.8
1954						19.2
1955						29.9
1956						41.4
1957						75.1
1958						19.6
1959						27.6
1960						31.6
1961						40.1
1962						43.1
1963						16.1
1964			27.7		25.8	23.7
1965			28.6		31.1	25.4
1966	22.3	32.7	28.2		24.7	29.7
1967	25.6	54.5	32.3		36.4	24.9
1968	44.3	30.5	16.1		28.0	20.7
1969	30.6	27.9	18.8	14.2	29.6	28.2
1970	25.9	17.1	19.7	29.8	34.4	24.4
1971	31.2	22.5	30.8	30.4	28.8	38.9
1972	25.3	29.5	34.9	25.3	38.3	25.7
1973	27.8	19.0	39.1	22.4	35.6	78.7
1974	20.1	52.3	27.0	19.1	36.0	29.2
1975	37.8	40.8	30.5	24.3	25.3	23.4
1976	32.2	30.7	31.2	20.5	28.9	87.6
1977	29.8	31.5	21.6	37.9	22.7	25.7
1978	32.8	26.4	35.9	28.7	30.3	36.3
1979	23.0	30.0	25.9	19.0	31.8	40.6
1980	25.0	43.5	36.5	15.6	23.3	41.2
1981	33.5	21.0	31.7	19.5	64.7	19.1
1982	19.2	24.5	31.0	32.0	31.0	21.3
1983	20.8	37.8	23.1	15.8		29.7
1984	22.5	31.3	35.8	26.5	33.1	33.0
1985	39.3	32.5	22.9	31.4		30.5
1986	17.2	18.0	31.9	28.3	51.2	38.1
1987	18.0	40.4	32.1	24.5	26.0	31.5
1988			23.6	23.1	28.4	33.5
1989			22.3	25.7	14.0	66.0
1990			15.8	17.1	21.1	22.9
1991			31.0	17.6	3.0	27.9
1992			31.0		4.1	39.4
1993			18.0		21.2	24.6
1994			11.3		12.6	17.3
1995			19.5		28.4	
1996			10.5		18.2	
1997					54.0	35.6
1998						38.1
1999						

Fuente: SENAMHI, mencionado en el "Proyecto de Rehabilitación y/o Mejoramiento de la Carretera La Oroya - Puente Matachico" [32]

Se hicieron análisis estadísticos de las distribuciones probabilísticas de las precipitaciones máximas en 24 hrs. de las estaciones mencionadas donde se disponía de datos en una longitud de registro apropiada (22 a 47 años).

El análisis de bondad de ajuste en la cuenca del río Mantaro se realizó en todas las estaciones mencionadas (ver Anexo A) en resumen al aplicar el test de Kolmogorov se encontró que las distribuciones de mejor ajuste son variadas. Así tenemos:

Tabla 6.13
Resultado de la prueba de Bondad de Ajuste por Kolmogorov

Estación	1ra. Distribución	2da. Distribución
Morococha	Log Pearson III	Person III
Pomacocha	Log Pearson III	Log Normal
Huallacocha	Pearson III	Gumbel
San Cristobal	Log Pearson III	Log Normal
Pachacayo	Log Normal	Log Pearson III
Mantaro	Pearson III	Log Pearson III
Anpasmayo	Log Pearson III	Person III
Colpa	Log Pearson III	Log Normal
Casaracra	Log Normal	Gumbel
Curipata	Log Pearson III	Log Normal
La Oroya	Log Pearson III	Person III
Yauricocha	Log Pearson III	Person III
Ingenio	Person III	Gumbel

Los valores de precipitaciones para diferentes períodos de retorno en las estaciones de la cuenca del Mantaro son los mostrados en la Tabla 6.14.

Tabla 6.14
Precipitaciones (mm) para Diferentes Períodos de Retorno

Estación	20 años	50 años
Morococha	63	81
Pomacocha	52	73
Huallacocha	116	142
San Cristobal	77	114
Pachacayo	40	45
Mantaro	50	56
Angasmayo	38	40
Colpa	35	39
Casaracra	39	43
Curipata	50	60
La Oroya	37	44
Yauricocha	37	42
Ingenio	51	58

Los valores de precipitación máxima para períodos de diseño de 20 y 50 años se han afectado por un factor 1.13 que toma en cuenta el número de lecturas en el pluviómetro/día que se asume por seguridad de 1 vez/día, ver tabla 6.15.

Tabla 6.15
Relación entre La Precipitación Máxima Verdadera y Precipitación en Intervalos (*)

N° de observaciones / día	Relación
1	1.13
2	1.04
3-4	1.03
5-8	1.02
9-24	1.01

(*) "Hidrología para Ingenieros" de Linsley – Kohler – Paulus

Los resultados de Precipitación máxima corregidas se dan en la tabla 6.16. Con esta información se tiene las isoyetas para precipitaciones máximas de 20 y 50 años en los Planos M-1 y M-2 del Anexo M.

Tabla 6.16
Precipitaciones Máximas Corregidas (mm)

Estación	20 años	50 años
Morococha	72	92
Pomacocha	59	82
Huallacocha	131	160
San Cristobal	87	129
Pachacayo	46	51
Mantaro	57	63
Angasmayo	43	46
Colpa	40	44
Casaracra	45	49
Curipata	57	67
La Oroya	42	50
Quiulla	58	68
Yauricocha	41	47
Ingenio	58	66

El trazado de isoyetas se ha efectuado siguiendo la metodología siguiente:

En el plano de la cuenca, donde se ubican las estaciones pluviométricas con sus respectivos valores de precipitación (precipitación máxima en 24 horas, para un período de retorno dado), se realiza una interpolación lineal determinándose así los puntos de precipitación entera (50 mm, 60 mm, etc.). Uniendo estos puntos se tiene el trazo inicial de isoyetas.

Por la naturaleza de la interpolación (proceso geométrico) se hace necesario realizar una corrección teniendo en cuenta aspectos cualitativos, como el siguiente:

Las masas de aire caliente provenientes de la hoya amazónica ascienden hacia los andes a lo largo del río Mantaro, llevadas por las nubes que en las alturas se condensan y se producen las precipitaciones. Una muestra de la producción de precipitaciones es la vegetación natural que existe sobre todo en el Mantaro alto y medio. En consecuencia las isoyetas de mayores precipitaciones se concentran en los lugares de mayor altitud.

B.3 DESCARGAS DE DISEÑO PARA OBRAS DE CRUCE EN SUBCUENCAS

En la presente Tesis se determinó la descarga de diseño para la quebrada Colpa (Km. 32+854) con la aplicación de procedimientos Precipitación – Escorrentía.

B.3.1 TIEMPO DE RETORNO

Usualmente para el diseño de una alcantarilla se utiliza 20 años como periodo de recurrencia. Considerando que en la quebrada donde se encuentra la alcantarilla se presentan huaycos que detienen el tránsito de vehículos se estableció un período de recurrencia de 50 años para el diseño de la alcantarilla del Km. 32+854.

B.3.2 PARAMETROS FÍSICOS Y GEOMORFOLÓGICOS DE SUBCUENCAS

Se ha delimitado la extensión de la subcuenca que se analiza en la presente Tesis en la carta La Oroya 241 siguiendo la línea de cumbres para determinar el área drenante. Asimismo, se determinó la longitud del cauce principal desde sus nacientes hasta la intersección con la vía, el perímetro de la cuenca, las altitudes máxima y mínima del cauce principal para determinar la pendiente del curso hídrico.

Véase cuadro que sigue:

Tabla 6.17

Cuenca N°	Nombre	Progresiva	Área (km ²)	Long. Cauce (km)	Perímetro (km)	Cota max. (msnm)	Cota min. (msnm)	Pendiente (m/m)
11	Qda. Colpa	32+854.10	9.66	4.6	13.95	4345	3561	0.1704

PARAMETROS HIDROLÓGICOS

(1) Tiempo de concentración

Una de las variables que caracteriza la escorrentía superficial es el tiempo de concentración.

El tiempo de concentración mide el tiempo que se necesita para que toda la cuenca contribuya con escorrentía superficial. Para su determinación se utilizan las conocidas fórmulas planteadas por Kirpich y el US Corps. Of Engineers.

(a) Fórmula de Kirpich:

$$T_c = 0.06628 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \dots\dots\dots(6.10)$$

donde:

T_c = tiempo de concentración en horas

L = longitud del cauce principal en km

S = pendiente entre altitudes máximas y mínimas del cauce en m/m

(b) Fórmula del US Corps of Engineers:

$$T_c = 0.3 \frac{L^{0.76}}{S^{0.19}} \dots\dots\dots(6.11)$$

donde:

T_c = Tiempo de concentración en hs.

L = Longitud del cauce en km.

S = Pendiente en m/m.

La aplicación de las formulas indicadas se resume en el cuadro adjunto. Se eligió el T_c obtenido por el método de Kirpich, con el cual se obtiene mayor valor del caudal y de esta manera obtener un valor más conservador.

Tabla 6.18

Cuenca N°	Nombre	Longitud Cauce (km)	Pendiente (m/m)	Tiempo de concentración (horas)	
				Kirpich	Corps of Engineers
11	Qda. Colpa	4.60	0.1704	0.424	1.339

(2) Precipitación Máxima

La precipitación máxima caída sobre las subcuencas se determina con los planos de isoyetas trazadas para períodos de retorno de 20 y 50 años. La superposición de las isoyetas sobre el plano de subcuencas (ver anexo M, planos M-1 y M-2) permiten calcular en forma ponderada la lluvia promedio en el área drenante. Véase cuadro siguiente:

Tabla 6.19

Cuenca N°	Nombre	Progresiva	Período de retorno (años)	Precipitación (mm)
11	Qda. Jatunhuasi	32+854.10	50	65.30

B.3.3 ESTIMACIÓN DE DESCARGAS MÁXIMAS

B.3.3.1 DESCARGAS DE DISEÑO PARA CUENCAS PEQUEÑAS

Para cuencas pequeñas (Área < 2.5 Km²), donde predomina los fenómenos de concentración del caudal, se aplicó:

• **El Método Racional**

Cuya representación formal es $Q = CIA$, donde C es el coeficiente de escorrentía, I es la intensidad de la lluvia para una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca y A es el área de drenaje.

El coeficiente de escorrentía para las condiciones topográficas y de cobertura vegetal, está comprendida entre 0.20 y 0.40, según lo descrito en la Tabla 6.20

Tabla 6. 20
Coeficiente de Escorrentía C – Método Racional(*)

Características de la superficie	Período de retorno (años)						
	2	5	10	25	50	100	500
Áreas no desarrolladas							
Áreas de cultivos							
Plano 0-2%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.57
Promedio 2-7%	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
Pendiente superior a 7%	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
Pastizales							
Plano 0-2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Bosques							
Plano 0-2%	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Promedio 2-7%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
Pendiente superior a 7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

(*) Tomada de "Hidrología Aplicada" de Ven Te Chow

B.3.3.2 DESCARGAS DE DISEÑO PARA CUENCAS MEDIANAS

Para la determinación de descargas máximas en las cuencas medianas, donde aparecen efectos de difusión, que atenúan el caudal pico, se aplicó:

• **Método del Hidrograma Unitario**

Este método se usó para cuencas medianas $2.5 \text{ Km}^2 < \text{Área} < 10,000 \text{ Km}^2$. Para el análisis de la subcuenca elegida en la presente Tesis se utilizó el Software HEC – HMS Hydrologic Modeling System Version 2.0.3. [44], donde se utilizó las siguientes opciones:

- Determinación de la tormenta de diseño usando la opción del método del hidrograma (Ingreso de precipitación usando hidrograma, donde se consideró la duración de la lluvia en 8 horas)
- Determinación de la sustracción hidrológica usando el método de la Curva Número (CN) del Soil Conservation Service, SCS. Para determinar CN se usaron las Tablas 6.21, 6.22 y 6.23.
- Cálculo del hidrograma con el método del hidrograma unitario sintético del SCS.

Las corridas se efectuaron para las siguientes condiciones de humedad antecedente:

- Humedad Antecedente Tipo II, opción de condiciones normales de diseño.

En la Figura 6.1 se muestra un cuadro con resultados del modelamiento de la cuenca mediante el programa HMS, asimismo la Tabla 6.24 muestra un resumen de los datos ingresados al programa HMS y en la Tabla 6.25 se muestra los resultados obtenidos.

Tabla 6. 21
Grupo hidrológico del Suelo

Grupo	Velocidad de infiltración mm/h	Suelos
A	7.6 – 11.5	Estratos de arena profundos
B	3.8 – 7.6	Arena – limosa
C	1.3 – 3.8	Limos arcillosos, arenas limosas poco profundas
D	0.0 – 1.3	Suelos expansibles en condiciones de humedad, arcillas de alta plasticidad

Tabla 6.22
Número de curva de Escorrentía (condiciones antecedentes de humedad II)

Cobertura	A	B	C	D
Áreas irrigadas	65	75	85	90
Pastos	40	60	75	80
Cuencas forestadas	35	55	70	80
Cuencas desforestadas	45	65	80	85
Áreas pavimentadas	75	85	90	95

Tabla 6.23
Clasificación de Clases Antecedentes de Humedad (AMC) para el Método de Abstracciones de Lluvia del SCS

Condición de humedad antecedente	Precipitación acumulada de los 5 días previos al evento considerado
I	0 – 3.60 cms
II	3.60 – 5.30 cms
III	Más de 5.30 cms

Tabla 6.24
Resumen de Datos ingresados al Programa HMS

Cuenca Nº	Nombre	Progresiva	Area (Km ²)	Longitud Cauce (Km)	Pendiente (m/m)	Tc (Adoptado) (hr)	T Retraso (hr)	CN
11	Qda. Colpa	32+854.10	9.66	4.60	0.17	0.42	0.25	76

Tabla 6.25
Caudales en Cuencas Medianas - Resultados del Programa HMS

Cuenca N°	Nombre	Progresiva	Área (Km ²)	Caudal Pico (m ³ /s)
11	Qda. Colpa	32+854.10	9.66	15.34

Figura 6.1

Resumen del Resultado del Programa HMS en la Quebrada del Km. 32+854

The screenshot shows a window titled "HMS * Summary of Results". It contains the following information:

- Project: oroya-32+854-tesis
- Run Name: 50tt-SCS-8h-N
- Start of Run: 15Feb99 1400
- Basin Model: SCS 32+854N
- End of Run: 15Feb99 2200
- Met. Model: 50tr-8h-10
- Execution Time: 11Oct02 0638
- Control Specs: feb99-8h

Below this information is a table with the following columns: Hydrologic Element, Discharge Peak (cms), Time of Peak, Total Volume (1000 cu m), and Drainage Area (sq km).

Hydrologic Element	Discharge Peak (cms)	Time of Peak	Total Volume (1000 cu m)	Drainage Area (sq km)
Qda.Colpa	15.339	15 Feb 99 2200	279.02	9.660
alc.32+854	15.339	15 Feb 99 2200	279.02	9.660

At the bottom of the window are "Print" and "Close" buttons.

B.3.4 ESTIMACIÓN DEL FLUJO DE ESCOMBROS

Como se mencionó anteriormente en el Apartado 3.1.4.3, los flujos que se producen en numerosas quebradas del país son de tipos diferentes a los establecidos para el campo de la hidrología de avenidas y la hidráulica de los ríos, en la forma convencional que conocemos estas materias. Se trata de los flujos conocidos como flujos de barro (mudflow) y flujos de escombros (debris flow), cuya mecánica de movimiento es distinta de los flujos de avenida (flood flow). Por lo tanto, se debe diferenciar los métodos de cálculo del caudal en las quebradas, entre el caudal pico de aguas limpias y el caudal pico del flujo de escombros (flujo que generalmente se produce en las quebradas cuando suceden las lluvias).

En la Quebrada Colpa del Km. 32+854.10 se originan avenidas huaycos, tal como lo describe el estudio de Geología (ver Apartado 6.1.2.1-D), arrastrando abundante material de bolonería que obstruye y deteriora la alcantarilla existente, invadiendo la vía por desborde. Por lo tanto, en este caso se aproxima el caudal del flujo de escombros con la fórmula de "rotura de presa", la cual fue descrita en el Apartado 3.1.4.3 y se muestra a continuación:

$$Q = \frac{8}{27} b \sqrt{gh^3} \dots\dots\dots(6.12)$$

Donde g es la gravedad, y h y b son el alto y ancho de un reservorio hipotético, la expresión 6.12 se usa en el Sistema Internacional (SI).

Considerando h= 2.8m (altura de ribera de cauce) y b= 5.0m (ancho de cauce), dimensiones de un reservorio hipotético que estaría ubicado aproximadamente en la zona de transporte del cauce de la quebrada a una distancia de 60m del cruce de la quebrada con la carretera, y reemplazando en la formula 6.12, se obtiene Q=21.60 m³/s. Se puede apreciar que el valor del caudal de máximas avenidas (flujo de agua limpia) que se obtuvo anteriormente Q= 15.34 m³/s para un tiempo de retorno de 50 años es menor al caudal de flujo de escombros Q=21.60 m³/s que se estima con la formula 6.12.

En el diseño de la estructura de drenaje transversal del km. 32+854.10 que se analiza en la presente Tesis se considera el caudal Q= 21.60 m³/s.

6.1.3 DISEÑO HIDRÁULICO

Para mostrar la aplicación de la metodología propuesta para el control de erosión en las obras de drenaje transversal de las carreteras se analiza algunas estructuras que representen algunos de los problemas típicos de erosión en las carreteras. En este caso se analiza algunas estructuras de la carretera La Oroya – Pte. Matachico, para lo cual se hizo una inspección en campo, y luego en gabinete se determinó el diseño de las estructuras necesarias para controlar la erosión que presentan.

En el diseño hidráulico se consideró las descargas obtenidas en el estudio de Hidrología, también se necesitó de la topografía de la zona, el estudio de Suelos, Geotécnia, Geología y otros.

Se analiza 2 estructuras de drenaje transversal las cuales están ubicadas en Km. 13+327.7 y Km. 32+854.10

6.1.3.1 ALCANTARILLA DEL KM. 13+327.70

A. EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO HIDRÁULICO DE LA ALCANTARILLA EN CONDICIÓN INICIAL

Se observó que la alcantarilla recibe solo escorrentía del sistema de drenaje longitudinal (flujo proveniente de cuneta) que se considera igual a $0.5 \text{ m}^3/\text{s}$ y no está ubicada en una quebrada. La alcantarilla es de sección rectangular $1 \times 1 \text{ m}$ y se encuentra en buenas condiciones.

La estructura de entrada es alero y se encuentra en buenas condiciones pero se recomienda reemplazar por un alero con entrada de cuneta para permitir un mejor ingreso del flujo que lleva la cuneta.

En la salida de alcantarilla se observa canal en terreno natural el cual no se encuentra protegido y presenta poca socavación, ya que la vegetación que se observa ayuda a que la erosión no progrese (ver foto 6.1).

Utilizando el software HEC-RAS Versión 3.0.1, desarrollado por el U. S. Corps of Engineers [43]; se evaluó los tirantes y velocidades del flujo en la estructura, se observó que el nivel de agua llega aproximadamente a 0.3 m por encima del fondo de la alcantarilla y con velocidades aproximadas de 1.7 m/s en el ingreso de la alcantarilla y 2.59 m/s en la salida de la alcantarilla, también se presenta una velocidad de 2.55 m/s en la estación "2" (sección aguas abajo de la alcantarilla). Más detalle de este análisis se puede ver en Anexo C. En las figuras 6.2 y 6.3 se observan el perfil del nivel del flujo en la estructura y un esquema en 3D (3 dimensiones).

De lo anotado en la estación "2" se observó que la velocidad es 2.56 m/s , el cual causa ligera socavación aguas abajo de la salida de la alcantarilla ya que el suelo es GM (ver estudio de Suelos en Anexo L) suelo que soporta aproximadamente velocidades entre 1.7 m/s a 2.1 m/s como se observa en la tabla de máximas velocidades permitidas en salida de alcantarilla (ver tabla 2.1 de Capítulo 2).

Por lo tanto se determinó la profundidad de la socavación que se presenta con las características hidráulicas del flujo en la estación "2" (sección aguas abajo de la alcantarilla) y con las características del tipo de suelo sobre el que llegara el flujo. Para

este análisis se utilizó el software HY8 Energy Beta Ver. 2.0 (ver Anexo E), donde se encontró que la profundidad de la máxima profundidad de la socavación es 0.36 m. Por lo tanto en el diseño de la alcantarilla propuesta, se ubica una estructura de protección en la salida.

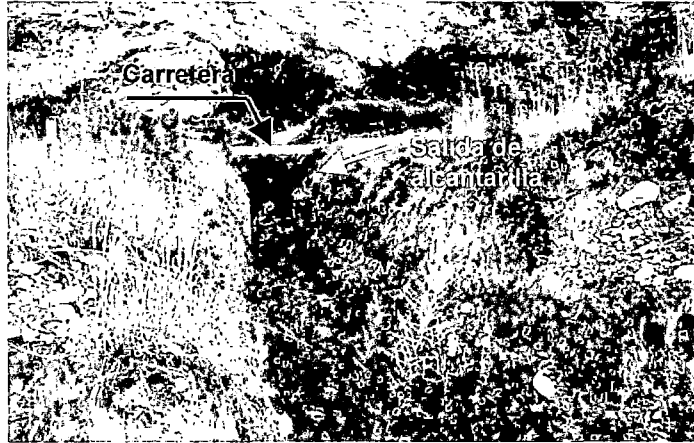


Foto 6.1 Vista en la salida de la Alcantarilla del Km. 13+327.70 de la Carretera La Oroya – Pte. Matachico, se observa que el canal de terreno natural se encuentra relativamente en buenas condiciones.

Figura 6.2

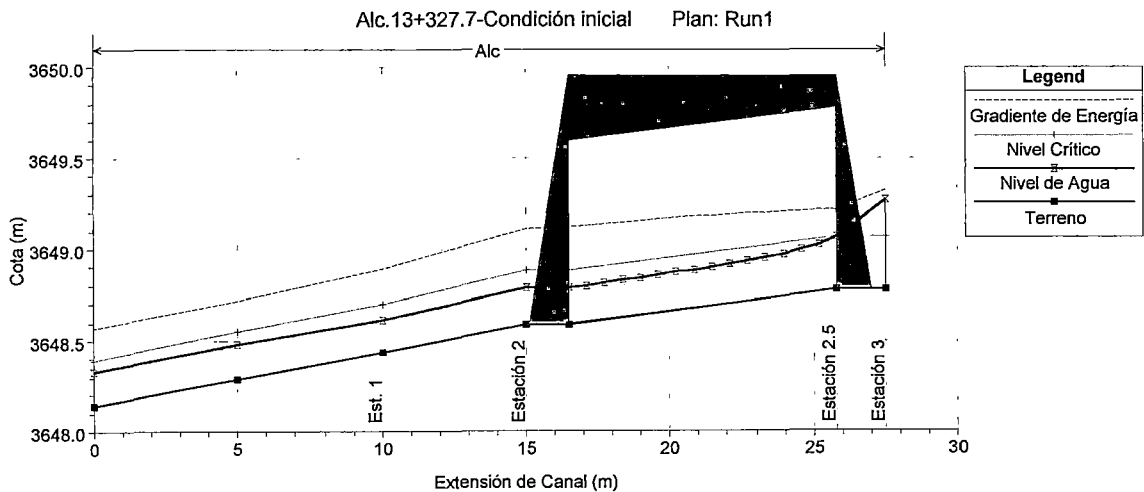
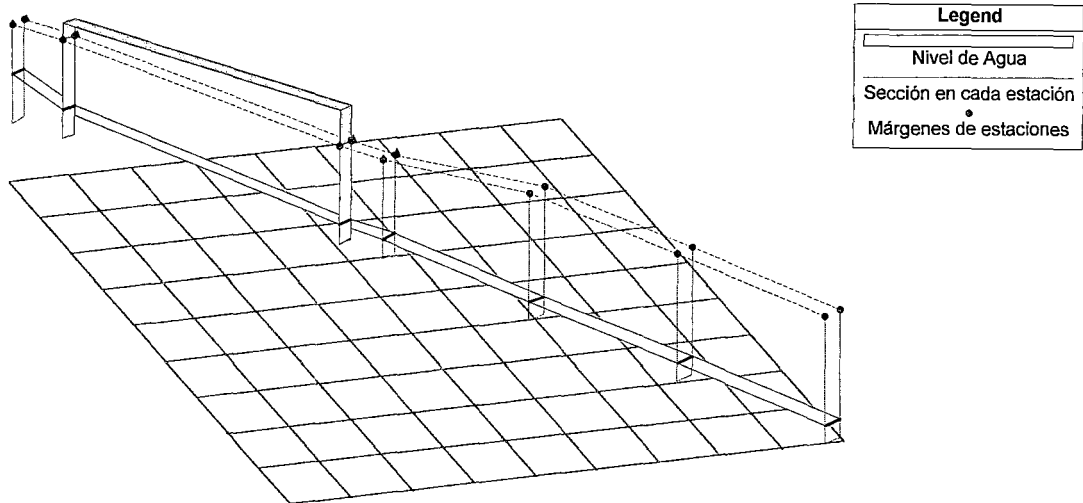


Figura 6.3

Alc.13+327.7-Condición inicial Plan: Run1



B. DISEÑO HIDRÁULICO DE LA ALCANTARILLA PROPUESTA

B.1 ANÁLISIS DE LA ALCANTARILLA

Por lo analizado anteriormente, la dimensión de la alcantarilla es adecuada para permitir pasar el flujo que llegará a la alcantarilla; por lo tanto, se propone no reemplazar la alcantarilla.

Para revisar el comportamiento hidráulico de la alcantarilla después de algunos cambios que se propone en la estructura de salida de la alcantarilla se usó el software HEC-RAS Versión 3.0.1 (ver Anexo C), de donde se obtiene lo siguiente:

- El tirante del flujo en el ingreso y salida de la alcantarilla son aproximadamente 0.29 m y 0.2 m respectivamente.
- La velocidad en la entrada y salida de la alcantarilla son 1.7m/s y 2.59m/s respectivamente; lo cual demuestra que no causará erosión en la alcantarilla de concreto que soporta velocidades hasta 3.0 m/s.

En las figuras 6.4 y 6.5 se pueden observar el perfil del nivel del flujo obtenido.

B.2 ANÁLISIS AGUAS ARRIBA DE LA ALCANTARILLA

Como se mencionó anteriormente, es importante llevar el flujo proveniente del sistema de drenaje longitudinal (cuneta, bordillo, etc.) en forma ordenada hacia la alcantarilla y así evitar posible erosión en las proximidades del ingreso o salida de la alcantarilla. En esta zona la carretera se encuentra en corte por lo tanto se necesitará ubicar cuneta y debido a que no hay suficiente espacio para entregar el flujo de la cuneta a terreno natural y luego llevar el flujo hacia el alero en la entrada de la alcantarilla se optó por ubicar como estructura de entrada de la alcantarilla un alero con abertura para la llegada de la cuneta. No se escogió como estructura de entrada el buzón porque cerca de la entrada de la alcantarilla el talud del terreno se encuentra ligeramente alejado observándose zona de empozamiento del flujo, el cual no podría ser captado con un buzón mientras que con un alero si es posible.

El detalle respectivo del diseño de esta estructura se muestra en el Plano M-4, de Anexo M.

B.3 ANÁLISIS AGUAS ABAJO DE LA ALCANTARILLA

La estructura de salida de la alcantarilla no se reemplazará, en este caso es un alero recto (ver foto 6.1).

Anteriormente se encontró que si no hay protección aguas abajo de la salida de la alcantarilla se presenta erosión de aproximadamente 0.36 m de profundidad, por lo tanto, se ubicará un canal revestido, con uña de 1.0 m de profundidad en la salida de la alcantarilla; el canal será revestido con roca acomodada de $\varnothing = 0.2$ m, de longitud aproximada de 15 m y pendiente 2%. La sección geométrica del canal es trapezoidal de base 1.00 m y talud 1:1. La dimensión del enrocado se obtuvo según "Design of Roadside Drainage Channels" publicada por U.S. Department of Commerce, Bureau of Public Roads; el análisis se encuentra detallado en el Anexo G.

Debajo de la roca se instala un manto de geotextil cuyas características se encuentran establecidas en el Anexo K para evitar el arrastre del material fino.

El detalle respectivo del diseño de la estructura aguas abajo de la alcantarilla se muestra en el Plano M-4, de Anexo M.

B.4 INFLUENCIA DEL SISTEMA DE DRENAJE LONGITUDINAL EN LA EROSIÓN EN LA ENTRADA Y SALIDA DE LA ALCANTARILLA

Observando el perfil longitudinal de la carretera y la topografía del terreno en los alrededores de la alcantarilla se concluye que:

- En el lado derecho de la carretera (lado donde se encuentra la salida de la alcantarilla) no se necesita estructura de drenaje longitudinal porque la carretera no se encuentra en corte y el terreno al costado de la carretera se encuentra a una cota ligeramente menor a la rasante de la carretera.

También se observó que no hay peralte de la carretera hacia el lado derecho de ésta, lo que favorecería que no se acumule la escorrentía superficial de la superficie de rodadura de la carretera en una zona cercana a la estructura de salida de la alcantarilla.

- En el lado izquierdo de la carretera (lado donde se encuentra la entrada de la alcantarilla) se observa que la carretera está en corte y conforme avanza la progresiva de la carretera la cota de la rasante disminuye, por lo tanto la escorrentía superficial de la superficie de rodadura de la carretera que llega cerca de la estructura de entrada de la alcantarilla será la que se acumula desde el km. 13+236 lugar donde se encuentra la alcantarilla más cercana.

Por lo tanto se entregará el flujo hacia el alero con abertura donde llega la cuneta, de esta forma el flujo del drenaje longitudinal no será un peligro de erosión en los alrededores de la estructura de entrada de la alcantarilla.

Ver Plano M-4, de Anexo M.

Figura 6.4

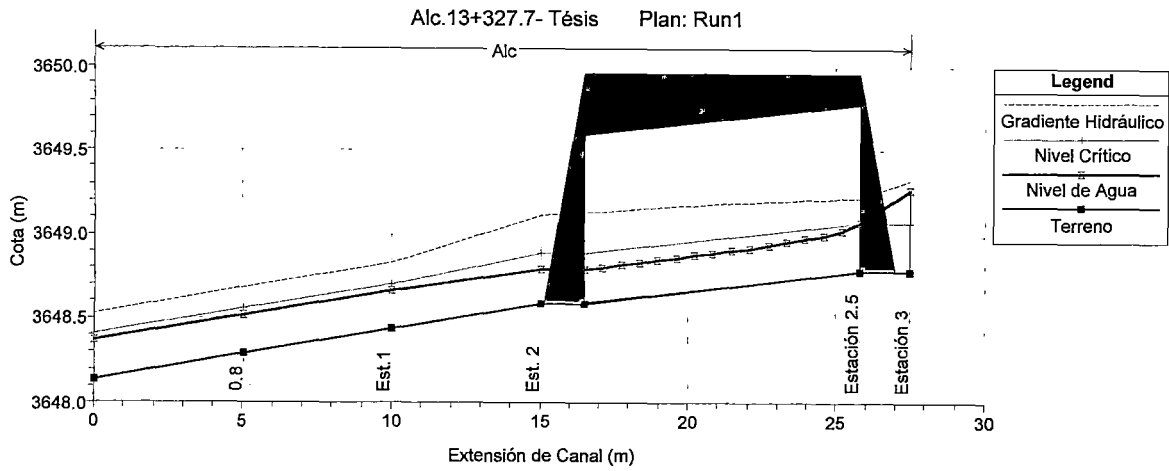
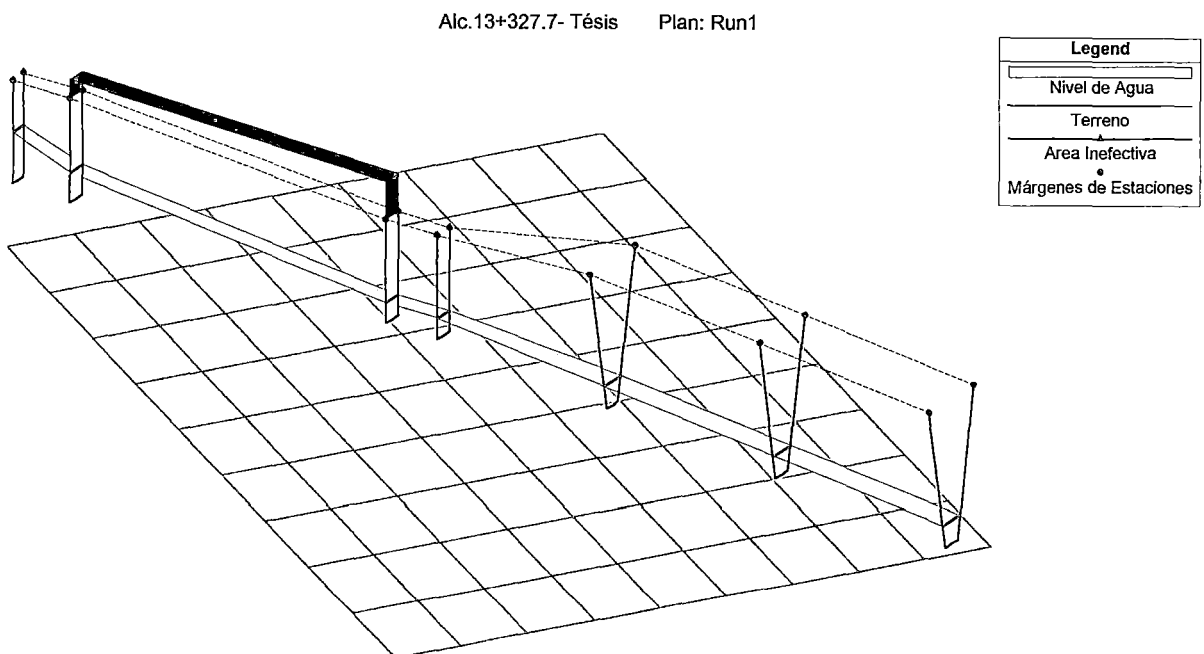


Figura 6.5



6.1.3.2 ALCANTARILLA DEL KM. 32+854.10

Se observó que esta alcantarilla está subdimensionada debido a que en los eventos del fenómeno el Niño, el flujo proveniente de la quebrada Colpa (Km 32+854.10) sobrepasa el nivel de la carretera como lo establece el estudio geológico-geotécnico (ver Apartado 6.1.2.1).

La alcantarilla es de 2 ojos de 18", la cual no tiene estructura de protección en la entrada (aleros), también se observó que en la salida no se encuentra una estructura de protección y necesita limpieza del cauce (ver fotos 6.2 y 6.3).

Por lo tanto, se tiene que modificar la dimensión de la alcantarilla y ubicar estructuras de protección tanto aguas arriba como aguas abajo de la alcantarilla.



Foto 6.2 Vista hacia aguas arriba de la Alcantarilla del Km. 32+854.10 de la Carretera La Oroya – Pte. Matachico, se observa arrastre de materiales (canto rodado) en la quebrada (Abril del 2 002).

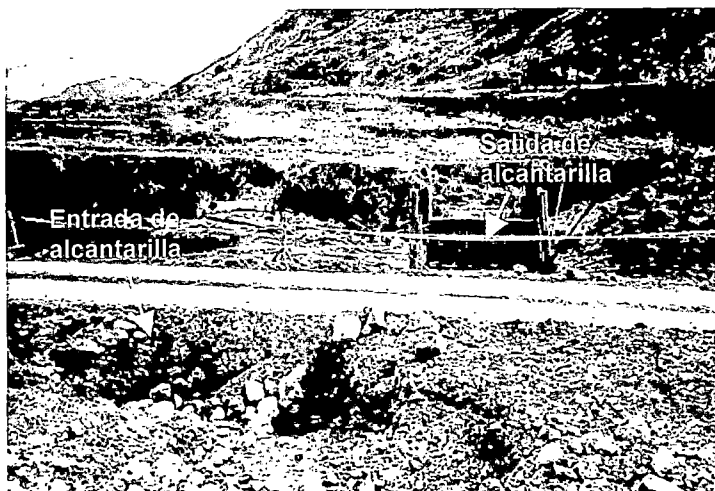


Foto 6.3 Vista hacia aguas abajo de la Alcantarilla del Km. 32+854.10 de la Carretera La Oroya – Pte. Matachico, se observa que la entrada de la alcantarilla se encuentra obstruida y hay poca diferencia de niveles entre la rasante de carretera y el fondo de la quebrada en el ingreso de la alcantarilla (Abril del 2 002).

A. EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO HIDRÁULICO DE LA ALCANTARILLA EN CONDICIÓN INICIAL

Por el análisis hidrológico que se describió anteriormente, se consideró que el caudal del flujo de escombros que lleva la quebrada a la estructura de drenaje transversal es aproximadamente 21.60 m³/s (ver Apartado 6.1.2.3-B3).

Utilizando el software HEC-RAS Versión 3.0.1 se determinó los tirantes y velocidades en las estructuras, se observó que el nivel del flujo llega aproximadamente 1.30 m por encima del nivel de la rasante de la carretera (ver figuras 6.6 y 6.7) y con velocidades de 3.11 m/s tanto en el ingreso de la alcantarilla como en la salida de alcantarilla (ver anexo C). Por lo tanto, el canal natural que se encuentra en la salida de la alcantarilla que no tiene estructura de protección presenta erosión ya que el suelo es GC (ver estudio de Suelos en Anexo L), suelo que soporta aproximadamente velocidades entre 1.5 m/s a 2.0 m/s como se observa en tabla de máximas velocidades permitidas en salida de alcantarilla de capítulos anteriores (ver tabla 2.1)

Figura 6.6

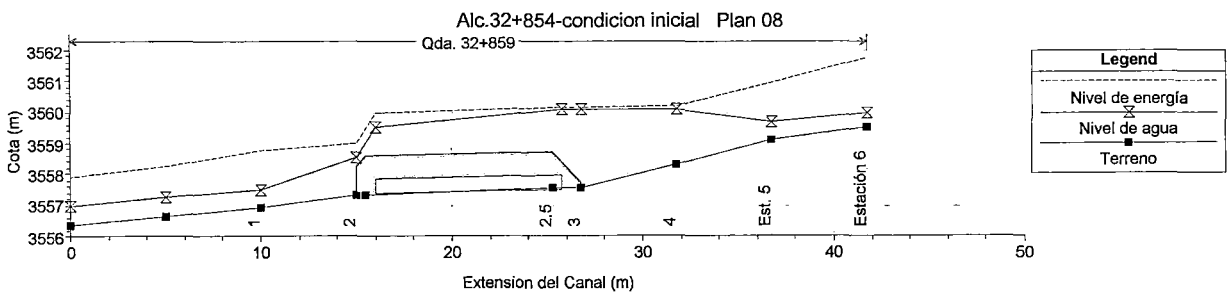
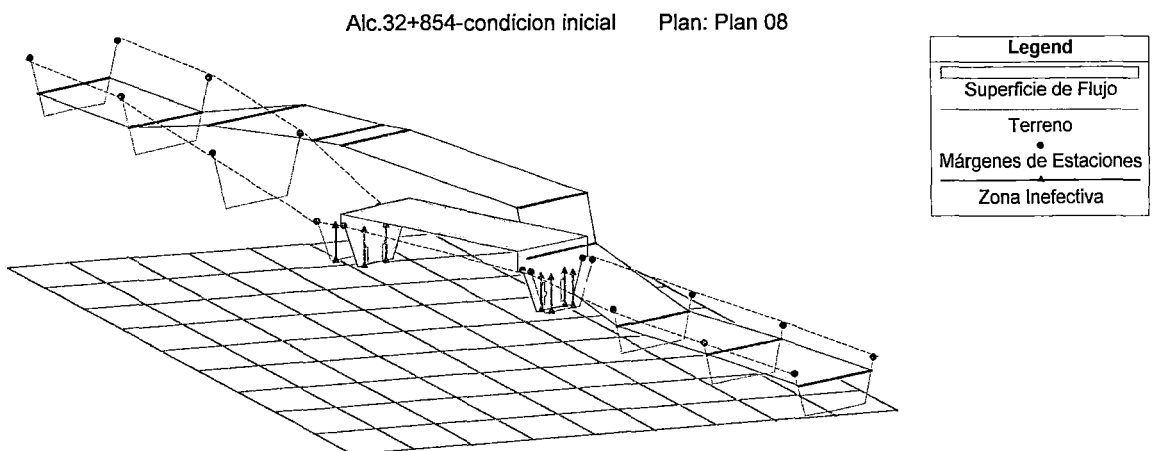


Figura 6.7



B. DISEÑO HIDRÁULICO DE LA ALCANTARILLA PROPUESTA

B.1 ANÁLISIS DE LA ALCANTARILLA

Dimensionamiento de la Alcantarilla

Se observó que cerca de la carretera, la quebrada se encuentra en la zona de deyección, ya que el terreno tiene inclinación aproximada de 5° (en longitud de 33 m) y 10° (en longitud de 32 m) como se observa en el plano M-5 del anexo M. Cabe mencionar que se han establecido variados rangos de inclinación del cauce de la quebrada, donde se podrían producir la deposición del material que arrastra la quebrada, este rango dependen de las características de las quebradas. Por ejemplo, según Hungr (1984) este rango estaría entre $10^\circ - 12^\circ$; según Van Dine para la región Howe Sond de Canadá este rango sería entre $8^\circ - 18^\circ$.

En la quebrada del km. 32+854.10, se observó que cerca de la carretera hay acumulación de abundante material de bolonería que arrastra la quebrada y poca pendiente del caucé ($5^\circ-10^\circ$) en el cruce de la quebrada con la carretera (ver fotos 6.4, 6.5 y 6.6), se podría decir que la carretera cruza a la quebrada en el cono de deyección donde hay acumulación del material que arrastra.

Comparando las cotas del cauce de la quebrada y la rasante de la carretera, se observó que debido a la acumulación de material de arrastre de la quebrada, la carretera se encuentra aproximadamente 1 m bajo la cota del cauce de la quebrada. Por lo tanto, para poder solucionar este problema, se plantea la ubicación de un cuenco abierto para la acumulación del flujo de escombros (de profundidad 3 m, ver plano M-5 del anexo M), el cual estaría ubicado aguas arriba de la estructura de cruce entre la quebrada y la carretera y requerirá limpieza después de cada avenida de flujo de escombros. Se habilitará un camino de acceso de vehículos para poder realizar los trabajos de limpieza, ver plano M-5.

Asimismo, se considera la ubicación de una alcantarilla tipo losa de sección 4.5 m de ancho, 2.0 m de alto y pendiente 2%; el cual servirá para el pase de flujos menores, aunque en el análisis de las características hidráulicas del flujo con el software HEC-RAS Versión 3.0.1, se consideró $Q = 21.60 \text{ m}^3/\text{s}$ que fue obtenido con el análisis hidrológico considerando el flujo de escombros, para así obtener cierto grado de seguridad. En el análisis hidráulico del flujo (ver anexo C) se observó:

- El tirante del flujo en la alcantarilla es aproximadamente 1.33 m en el ingreso y 1.03 m en la salida, por lo tanto se puede obtener como borde libre aproximadamente 0.6 m para dejar pasar materiales de arrastre (arbustos, etc.). Aunque lo más conveniente, es realizar limpieza del cuenco que se ubicará aguas arriba, el cual almacenará el material de arrastre de los huaycos.
- La velocidad en la entrada y salida de alcantarilla son 3.61 m/s y 4.66 m/s respectivamente, lo cual demuestra que se necesitará de estructuras de protección tanto en el ingreso como en la salida.

En las figuras 6.8 y 6.9 se pueden observar el perfil del nivel de agua obtenido con el HEC-RAS.



Foto 6.4 Vista aguas arriba de la alcantarilla ubicada en el Km. 32+854 donde se observa gran cantidad de flujo de escombros acumulados en la quebrada Colpa, por lo que la alcantarilla ha sido enterrada (Abril del 2 003).



Foto 6.5 Vista aguas arriba de la alcantarilla ubicada en el Km. 32+854, se observa acumulación de material en la zona de deyección de la quebrada Colpa. La alcantarilla sigue enterrada (Enero del 2 004).

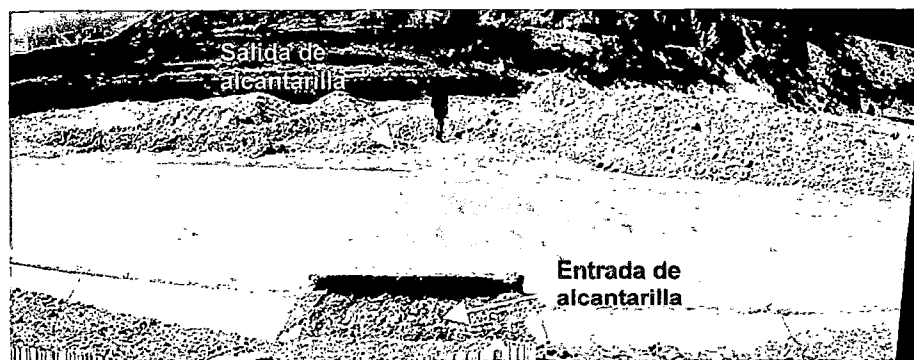


Foto 6.6 Vista aguas abajo de la alcantarilla ubicada en el Km. 32+854 donde se observa que la entrada y salida de la alcantarilla se encuentran enterradas (Enero del 2 004).

B.2 ANÁLISIS AGUAS ARRIBA DE LA ALCANTARILLA

Como se mencionó anteriormente el estudio Geológico-Geotécnico califica a la quebrada Colpa ubicada en el Km 32+854.10 como de riesgo alto (ver apartado 6.1.2.1), con relación a la aparición de huaycos (flujo de escombros). También se anotó anteriormente que en las proximidades del cruce entre la carretera y la quebrada, la quebrada se encuentra en la zona del cono de deyección por las pendientes bajas que varían entre 5° (en una longitud de 33m) y luego 10° (en una longitud de 32m) tal como se

observa el plano M-5 del anexo M. Por lo tanto, se cree por conveniente ubicar un cuenco abierto que almacene el material de arrastre de los huaycos; este cuenco se excavará en una profundidad de 3 m revestido con roca de $\varnothing=0.5$ m asentada en concreto de $f'c=210$ kg/cm², debajo del revestimiento se ubica un manto de geotextil para evitar que los finos sean arrastrados. Este cuenco tiene que ser limpiado después de cada avenida de flujo de escombros (huaycos), para lo cual se ubica un camino de acceso para las maquinarias pesadas, tal como se observa en el plano M-5.

En el tramo entre el cuenco y la alcantarilla, se ubica un canal trapezoidal revestido con roca de $\varnothing=0.3$ m asentada en concreto $f'c=210$ kg/cm², de base 8.1 m, altura 2 m y talud 1.5:1 (H:V); en este tramo según el análisis hidráulico (ver anexo C), se presenta velocidad relativamente baja de aproximadamente 1.13 m/s.

B.3 ANÁLISIS AGUAS ABAJO DE LA ALCANTARILLA

En el análisis hidráulico de la alcantarilla se observó que la velocidad en la estación "2" (sección aguas abajo de la alcantarilla) es 4.64 m/s con # de Froude 1.45, y conforme el canal se aleja de la alcantarilla la velocidad tiende a ser 3.27 m/s que es la del flujo con tirante normal. En la estación "2" con la velocidad que soporta el canal sin revestimiento se presentaría erosión ya que este tipo de suelo GC (ver Anexo M) soporta aproximadamente velocidades entre 1.5 m/s a 2.0 m/s, como se observa en cuadros de máximas velocidades permitidas en salida de alcantarilla (ver tabla 2.1).

Por lo expuesto anteriormente, se opta por escoger como estructura de protección un canal revestido con roca acomodada de $\varnothing=0.3$ m, de longitud aproximada de 20 m y pendiente 4%. La sección geométrica del canal es 8.13 m de base y talud 1.5:1 (H:V) y altura 1.5 m. La dimensión del enrocado se obtuvo después del análisis según "Design of Roadside Drainage Channels" publicada por U.S. Department of Commerce, Bureau of Public Roads (ver Anexo H)

Para evitar el arrastre de material fino, debajo de la roca se instala un manto de geotextil cuyas características se encuentran presentadas en Anexo K.

El detalle respectivo del diseño de la estructura aguas abajo de alcantarilla se muestra en el Plano M-5 de Anexo M.

B.4 INFLUENCIA DE DRENAJE LONGITUDINAL EN LA EROSIÓN EN LA ENTRADA Y SALIDA DE LA ALCANTARILLA

Observando el perfil longitudinal de la carretera y la topografía del terreno en los alrededores de la alcantarilla se concluye que:

- En el lado derecho de la carretera (siguiendo la dirección de La Oroya al Pte. Matachico) no se necesita estructura de drenaje longitudinal porque la carretera no se encuentra en corte y el terreno al costado de la carretera se encuentra a una cota ligeramente menor a la rasante de la carretera. También se observa que el terreno es casi horizontal y hay espacio entre el extremo de la carretera y la orilla del río Mantaro.

Se observó que no hay peralte de la carretera hacia el lado derecho de ésta, lo que favorecería que no se acumule la escorrentía superficial de la superficie de rodadura de la carretera hacia una zona cercana a la estructura de salida de alcantarilla, ya que si fuera este el caso la concentración de flujo perjudicaría la estructura de salida de la alcantarilla.

- En el lado izquierdo de la carretera se observa que la carretera está en corte y conforme avanza la progresiva de la carretera la cota de rasante aumenta, por tanto la escorrentía superficial de la superficie de rodadura de la carretera que llega cerca de la estructura de entrada de alcantarilla será la que se acumula desde la progresiva Km. 33+052 donde se encuentra la alcantarilla más cercana.

Por lo tanto, es importante que la entrega de flujo de la cuneta sea ordenada hacia la quebrada en esta progresiva y no dañe la estructura de entrada de alcantarilla, de lo contrario se ocasionaría erosión en el terraplén cercano a la alcantarilla.

La entrega que se propone es a través del cambio de sección de la cuneta triangular a una de sección trapezoidal de concreto en una transición que se logra con un radio mínimo de 10 m (ver figura 5.4 de Cap.5). Obtenida esta sección se construye zanja con roca asentada y emboquillada de diámetro nominal 0.30 m. en longitud suficiente hasta entregar al cauce de la quebrada, ver Plano M-5 de Anexo M.

Figura 6.8

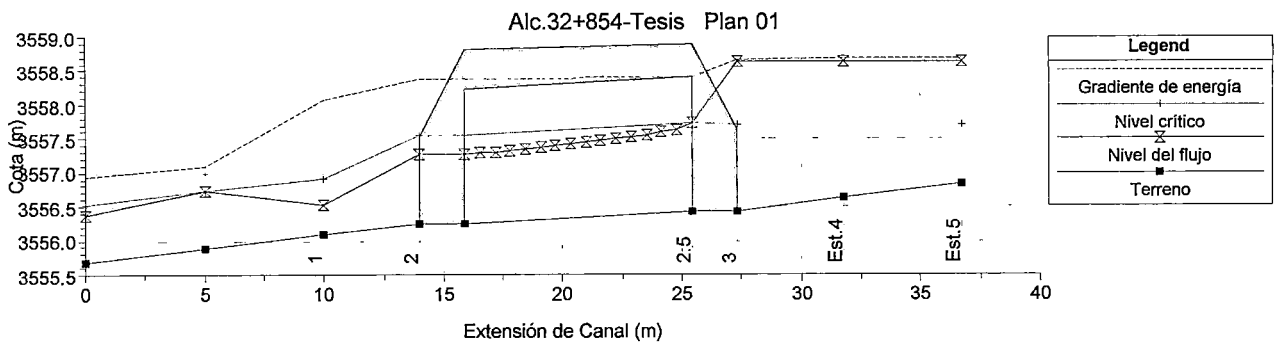
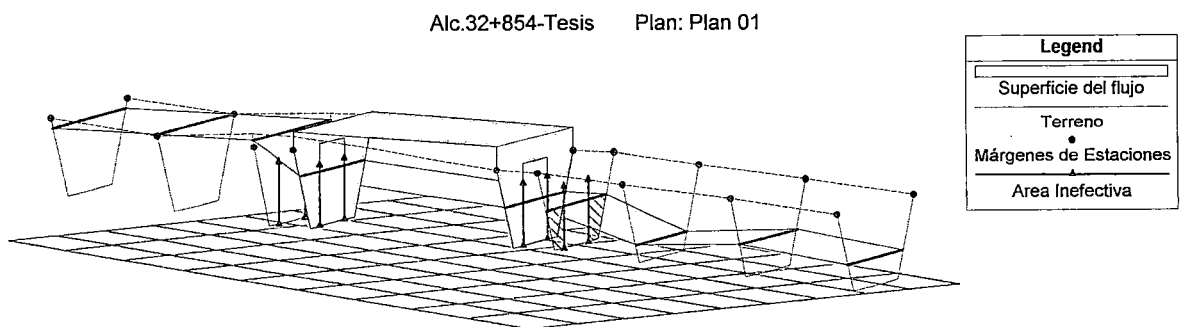


Figura 6.9



6.2 ESTRUCTURAS DE DRENAJE TRANSVERSAL EN LA CARRETERA LIMA-CANTA

6.2.1 GENERALIDADES

El tramo de la carretera Lima-Canta de donde se analiza algunas estructuras de drenaje transversal se encuentra enmarcado entre las coordenadas geográficas: 11° 25' a 11° 50' Latitud Sur y 76° 35' a 77° 02' Longitud Oeste.

Políticamente el tramo abarca los Cuadrangulares de Chancay, Chosica y Canta (Escala 1:100,000 del IGN).

El área estudiada limita por el Norte con el Cuadrángulo de Oyón, por el Este con el Cuadrángulo de Ondores, por el Sur con el Cuadrángulo de Lurín y por el Oeste con el Océano Pacífico.

La longitud total del tramo estudiado es de 81 kilómetros. Las altitudes varían desde los 70 m.s.n.m. hasta los 2 870 m.s.n.m.

La principal ruta de acceso es la carretera Lima - Cerro de Pasco, que tiene su inicio en el distrito de Comas (continuación de la Av. Túpac Amaru, aproximadamente Km. 22)

El tramo se desarrolla a lo largo de un gran sector del Valle del río Chillón.

La carretera Lima - Canta se encuentra asfaltada, existiendo en la actualidad numerosos sectores, que se han visto afectados por eventos geodinámicos incrementados por el fenómeno de El Niño (1998).

Se cuenta también con numerosas carreteras afirmadas secundarias que se desarrollan en las principales quebradas afluentes al río Chillón, tales como Santa Rosa de Quives - Arahua, la de Canta - Huamantanga, Estación - San Lorenzo entre otros.

Distancias aproximadas desde el Centro de Lima a Yangas: 54 Km.
a Santa Rosa : 64 Km.
a Yaso: 76 Km.
a Canta: 102 Kms.

6.2.2 INFORMACIÓN BÁSICA

Se trata del análisis de la información básica y así fijar los parámetros necesarios para el diseño de las estructuras que se seleccionaron de la Carretera Lima - Canta, las cuales representan algunos problemas típicos de erosión en obras de drenaje transversal de carreteras ubicadas en zonas Andinas.

Para realizar el presente trabajo, se ha utilizado el estudio Geológico y de Climatología del "Estudio De Ingeniería e Impacto Ambiental Para La Rehabilitación y Mejoramiento de la Carretera Lima - Canta" [4].

6.2.2.1 ESTUDIO GEOLÓGICO DE LA CARRETERA LIMA - CANTA

A. INTRODUCCIÓN

Para desarrollar un diseño de Ingeniería adecuado es necesario realizar los estudios básicos de las condiciones del suelo y roca donde se emplazarán las obras, correspondiendo al presente mostrar las características geológicas del área.

Se ha tomado como referencia los términos relacionados a los estudios geológicos y geotécnicos, acondicionándolos con las Normas para "Estudios Ingeniero Geológicos" publicado por la Asociación Peruana de Ingeniería Geológica (APIG) y en las últimas experiencias en trabajos similares.

B. DRENAJE

La zona está cortada por el río Chillón, de naturaleza joven y torrentosa, característico de la faja occidental de los Andes. El río Chillón cuya descarga es permanente corre en dirección Nor este a Sur oeste, siendo su valle angosto en la parte alta y amplio en la parte baja.

En el tramo el río Chillón recibe constantes aportes de riachuelos que descienden de los flancos del Valle, siendo sus afluentes principales Arahuary, Viscas, Pocta, Condorpampa, Huancho entre otros.

El caudal del río Chillón puede llegar a 494'722,339 m³/año.

C. GEOMORFOLOGIA

Los rasgos geomorfológicos más importantes son:

- Valles y Quebradas
- Estribaciones de la Cordillera Occidental
- Zona Andina.

A continuación pasamos a describirlos:

Valles y Quebradas .-

Esta unidad comprende el Valle del río Chillón así como las quebradas afluentes.

Desde Canta (2 870 m.s.n.m.) hasta Yangas (95 m.s.n.m.) el valle se caracteriza por presentar un perfil transversal en "V", algunas veces con flancos casi verticales, se pueden observar encañonamientos sucesivos en el valle y esporádicos ensanchamientos.

Numerosos afluentes desembocan en el río Chillón por ambas márgenes presentando conos de deyección de gran actividad dinámica.

Desde Yangas el Valle empieza a ensancharse progresivamente hasta la altura de la antigua hacienda Punchauca, lugar donde se inicia el cono de deyección del río Chillón, llegando así a Carabaylo (50 - 70 m.s.n.m.), se observan en el trayecto depósitos

proliviales de considerable extensión que inclusive son utilizados como tierras de cultivo, es el caso de la C.C. Trapiche, pero que en el año 1998 se han visto afectados por huaycos que han destruido importantes sectores de dichas tierras.

Estribaciones de la Cordillera Occidental .-

Esta unidad corresponde a las laderas y crestas marginales de la Cordillera Andina de topografía abrupta formada por plutones y stock del Batolito Costanero, emplazado con rumbo NO-SE, el mismo que ha sido disectado por ríos y quebradas que se abren camino hacia la costa formando valles profundos con flancos de fuerte inclinación.

Son ejemplos las intrusiones Santa Rosa que van desde dioritas a granodioritas; Patap compuesto de tonalitas - dioritas; las adamelitas Santa Rosa de Quives; entre otros.

Zona Andina .-

Se extiende al sector Este del área estudiada, comprendiendo una serie de mesetas. El relieve presenta superficies suaves y onduladas con contornos irregulares y cotas hasta 2 800 m.s.n.m., donde sobresalen picos o cumbres en rocas volcánicas-sedimentarias.

Estas planicies labradas presentan una ligera inclinación al Oeste. En esta zona en las inmediaciones de Buena Ventura se observan cicatrices de antiguos deslizamientos, el material deslizado en ambos sectores se viene reactivando debido al corte de la carretera a Canta. Un ejemplo típico se encuentra en el Km 76+570.

C.1 ESTRATIGRAFÍA

Desde el inicio del tramo se encuentran las siguientes unidades :

Rocas

Volcánicos Quilmana (Kms - q).-

Se presentan desde el distrito de Carabayllo hasta la Qda. Huanchipuquio frente a la zona de la Qda. Trapiche. Son rocas de origen volcánico, andesitas masivas poco estratificadas, de textura porfirítica de color gris a gris verdosa.

La roca se presenta fracturada de intenso a moderado, se considera roca con un RMR de 60 a 80 (regular a buena). No presentando problemas en los cortes de carretera.

Intrusiones Patap.- (Ks - gbdi-pt)

Aparecen instruyendo al volcánico Quilmaná, en pequeños stock, son rocas de grano medio a grueso, de color oscuro por los ferromagnesianos que contienen; forman cerros masiformes así como grandes cuerpos de formas prismáticas y tabulares. La roca puede ser clasificada con un RMR de 60 a 80 (regular a buena). No presenta problemas en los cortes.

Formación Atocongo y Formación Pamplona.- (Ki - at- pa)

Se observan nítidamente en el Cerro Templador y Cerro San Agustín, frente a la Hda. Huachipuquio y Cerro Vellis.

La formación Atocongo consiste de calizas margosas, en capas delgadas hasta bancos gruesos intercalados con lutitas y margas grises.

La formación Pamplona está constituida por lutitas y margas en capas delgadas, calizas bituminosas y niveles de areniscas.

En cuanto a su RMR está en el orden de 60 a 80, clasificándola como roca de buena calidad, con pendientes favorables al corte.

Formación Yangas.- (Ki - y)

Se localiza desde Cocayalta encontrándose en Hornillos, Yangas, Magdalena, hasta el Cerro Pucará.

Son rocas volcánicas andesíticas, afaníticas, moderadamente meteorizadas, resistentes al golpe del martillo, moderadamente fracturadas, de color verde grisáceo, con pendiente favorable al corte. Se le clasifica con un RMR de buena calidad.

Intrusivo Santa Rosa.- (Kg - g - sr)

Aparecen en las inmediaciones de la localidad de Santa Rosa de Quives hasta Panizo.

Son rocas granitos de color blanco grisáceo, de grano medio a grueso, por tanto de textura fanerítica, de moderadamente meteorizada a muy meteorizada, se presenta con estructura blocosa. Su RMR la clasifica como roca de regular calidad.

Intrusivo Paccho.- (Ks - Tdi - pa)

Son notables entre las localidades de Panizo y Yani.

Son tonalitas gradando a dioritas, de colores que van del blanco grisáceo a gris oscura, son rocas de grano grueso, de textura por tanto fanerítica, poco meteorizada, resistente al golpe del martillo, moderadamente fracturada, con pendiente desfavorable al trazo.

Intrusivo Adamelita Santa Rosa de Quives.- (Ts - a)

Se trata de 2 cuerpos adamelíticos que intruyen a la formación Arahuy en forma de pequeña stock; uno entre tierras Amarilla y Pacaybamba y otro entre Vallecito y Qda. Shuyuo (al pie de la localidad de San José).

Son rocas de color blanco ligeramente grisáceo, de grano grueso, textura fanerítica, muy poco meteorizada, muy resistente al golpe del martillo, masiva, moderadamente fracturada en bloques grandes, pendiente favorable a los cortes de carreteras. Se le considera de un RMR de muy buena calidad.

Volcánico Calipuy .- (KTI-vca)

Es apreciado desde la Qda. Shuyuo hasta las inmediaciones de Canta.

Son rocas andesitas de color verde grisáceo, de textura porfírica, moderadamente meteorizada, moderadamente resistente, estructura blocosa, fracturada, con pendiente desfavorable. El RMR da una roca de regular calidad y su fracturamiento origina caída de bloques en ciertos sectores.

Ya que la roca se presenta en estructura blocosa, origina que en ciertos sectores se produzcan desprendimiento de roca hacia la carretera.

En calidad RMR se le considera como buena. Dentro de esta unidad, entre la Qda. Condorpampa y la Qda. Condorhuacho aparece el Intrusivo tonalítico - granodiorítico Santa Rosa, son de color blanco grisáceo, textura fanerítica, holocristalina, poco meteorizada, resistente al golpe del martillo, presentan topografía aguda, con estructuras tabulares.

Si bien es cierto el RMR la presenta como de buena calidad, su fracturamiento ocasiona caídas de bloques que afectan algunos tramos de la carretera.

Formación Arahua.- (J - ar)

Se encuentra representada entre las localidades de Yani y Retamas (Estación desvío hacia Apio).

Son rocas volcánicas andesíticas que varían de gris mesócrata a verde grisácea por efecto de la cloritización, de textura porfírica, poco meteorizada, resistente al golpe del martillo, en algunos sectores aparece en estructura tabular y en otras blocosa. El RMR indica roca de buena calidad, pero sus sistemas de fracturamiento es causa de caídas de bloques hacia la carretera.

Suelos

Están representados por depósitos Cuaternarios entre los que se cuentan:

Aluvial (al) .- Son materiales depositados por corrientes de ríos principales y permanentes, transporte de fragmentos rocosos a larga distancia, bien trabajados, depositados en capas formando terrazas. Se caracterizan por ser gravas areno limosas a gravas limo arenoso, mal graduadas, medianamente densa a densa, de húmeda a seca, de color marrón a gris. Los fragmentos son redondeados a sub-redondeados, presencia de bolas y bloques, de naturaleza mayormente ígnea.

Proluvial (pl) .- Materiales provenientes de corrientes temporales de aguas de lluvia, transporte violento de fragmentos de rocas y lodos. En las desembocaduras forman los abanicos deyectivos. Están conformadas por gravas areno limosas o gravas limo arenosas también se presentan como flujos de lodo limo arenosos. Los fragmentos gruesos son angulosos a subangulosos, presencia de bolos y bloques en ocasiones de gran tamaño.

Coluvial (cl) .- Materiales depositados por gravedad o por movimientos sísmicos, acumulaciones de fragmentos rocosos en las laderas de los cerros, conos de derrubios.

Deluvial (dl) .- Materiales ocasionados por el intemperismo químico, vientos, lluvias, gravedad. Son capas de suelos areno limosos, gravas limo arenosas medianamente densa a suelta que cubren las laderas de los cerros.

Depósitos de deslizamiento.- Se deben a la saturación del depósito, gravedad, movimientos sísmicos, remisión de masas en grandes volúmenes con velocidades variables de movimientos (deslizamientos, derrumbes, movimientos complejos, etc).

C.2 GEOLOGÍA ESTRUCTURAL

Fallas

En cuanto a fallas en el ámbito regional, en el tramo existe una con dirección Sur - Noroeste a la altura de Huarangal.

También se observa una segunda, longitudinal a la Qda. Río Seco por donde se encuentra ubicada la Avícola Yangas, con dirección Sur oeste - Nor este.

A unos 600 m. aguas arriba de Yani es inferida una falla con dirección Nor oeste - Sur este y una paralela a un kilómetro y medio aguas arriba que pone en contacto la formación Arahuay y el intrusivo adamelita Santa Rosa de Quives (Cerca a la denominada zona de Tierra Amarilla).

Numerosas fallas locales cortan las rocas volcánicas e intrusivas del tramo siendo su sistema principal Rumbo S80°E y buzamiento 80°NE, no se ha apreciado que estas fallas afecten mayormente a los taludes del trazo.

Fracturas

Numerosas fracturas o juntas se presentan en las rocas intrusivas con sistemas de Rumbo NW y buzamientos que van desde verticales y hacia el SW; otro sistema es el de Rumbo NE y buzamiento vertical.

En cuanto a las rocas volcánicas sus tendencias son:

1 er. Sistema : NW y buzamiento vertical.

2 do. Sistema : NE y buzamiento hacia el NW.

Las rocas sedimentarias se caracterizan por tener:

1er Sistema NW y buzamiento vertical.

2do. Sistema NE y buzamiento vertical.

Las fracturas en las rocas originan que en taludes con pendientes empinadas se produzcan desprendimientos de bloques que afectan la carpeta asfáltica.

C.3 GEODINÁMICA

C.3.1 GEODINÁMICA INTERNA

Los elementos principales del régimen sísmotectónico que afectan el área de Estudio son:

La zona de subducción a lo largo de la Costa del Perú, por interacción entre la Placa Oceánica de Nazca con la Placa Continental Sudamericana y

Fallas tectónicas continentales activas que afectan la Cordillera de los Andes.

Dentro del Mapa de riesgo sísmico del Instituto Geofísico del Perú, el área de estudio se encuentra en una zona de sismos probables de VIII a VI en la escala de Mercalli Modificada (Intensidad).

C.3.2 GEODINÁMICA EXTERNA

Se ha observado en el tramo Lima - Canta, los siguientes eventos geodinámicos:

Deslizamientos : Que son rupturas o desplazamientos pendientes abajo y hacia afuera, de pequeñas a grandes masas de suelos, rocas, rellenos artificiales, en un talud natural o artificial.

Se caracterizan por presentar necesariamente un plano de deslizamiento o falla a lo largo del cual se produce el movimiento que puede ser lento o violento.

Ejemplo Típico.- El deslizamiento de Tierra Amarilla en el Km. 62+570 de la Carretera Lima - Canta.

Derrumbes : Caída repentina de una porción de suelo o roca por pérdida de la resistencia al esfuerzo cortante. No presenta planos o superficies de deslizamiento. Un ejemplo típico se encuentra, cerca de la localidad de Apán (Km. 51+570 aproximadamente).

Huaycos.- Son corrientes de lodo de ocurrencia eventual, que consisten de flujos rápidos o avenidas intempestivas de aguas turbias que arrastran a su paso materiales de diferentes tamaños desde suelos finos hasta enormes bloques de rocas, así como maleza desplazándose a lo largo de un cauce definido con desbordes laterales. En su parte terminal se aparece conformando un cono o abanico. Un ejemplo típico se encuentra en la Qda. Huerta Vieja (Km. 38 + 070).

Inundaciones.- Son desbordes laterales de las aguas de los ríos que cubren temporalmente terrenos bajos, adyacentes a sus riberas y que ocurren en época de intensas precipitaciones pluviales. Un ejemplo, se encuentra en la zona del Pte. Trapiche (Km. 11+570).

Erosión fluvial.- Es el desgaste que producen las fuerzas hidráulicas de un río que actúa sobre sus márgenes y en el fondo de los cauces con variados efectos colaterales. Un ejemplo típico se observa en la zona del Puente Verde (Km. 72+070).

Desprendimiento de rocas.- Son caídas violentas de fragmentos rocosos de diversos tamaños, en forma libre, saltos, rebotes y rodamientos por pérdida de cohesión. Ocurren en pendientes empinadas, de afloramientos rocosos muy fracturado y/o meteorizados, así como en taludes de suelos que contengan fragmentos rocosos en

bloques sueltos sobre laderas. Ejemplos típicos se observan en el Km. 58+570, cerca a Apán.

Erosión de ladera.- Es un término bastante amplio que involucra varios fenómenos que pueden dividirse en erosión de zanjas profundas, remoción de escombros de talud, erosión de mantos. Un ejemplo típico existe enfrente del gran deslizamiento de Tierra Amarilla.

Hundimiento.- Es el movimiento vertical o descenso de una porción de suelo o roca que cede debido a deficiente drenaje, mala compactación diferencial, depresión de la napa freática entre otros. Ejemplo típico en el Km. 65 + 070 donde existe un muro de contención.

El área de estudio se puede dividir en 2 partes:

Una primera parte que comprende desde Lima (El Progreso) a Yangas que se puede considerar zona de baja a media sensibilidad ante los riesgos geológicos.

Una segunda parte comprende entre Yangas y Canta que la consideramos una zona de media a alta sensibilidad ante los riesgos geológicos.

Numerosos estudios han determinado zonas históricamente críticas en el tramo examinado entre los que destacan:

Sector Canta - Santa Rosa de Quives.- Las laderas ofrecen pendientes pronunciadas, escarpadas en las partes altas con desprendimientos de rocas, erosiones fluviales, deslizamientos, entre otros. Las quebradas tributarias muestran flujos de huaycos y acumulaciones de conos proluviales, que cortan normalmente la carretera en épocas de lluvia.

Sector Santa Rosa de Quives - desembocadura del río Chillón.- La morfología se presenta con laderas de pendientes moderadas y planicies de inundación. En las quebradas subsidiarias de este tramo, ocurren huaycos laminares, fuertes desbordamientos y erosiones en las márgenes del río Chillón que afectan seriamente las tierras de cultivo y obras de arte.

Estos estudios no se han equivocado tampoco al señalar que por las Quebradas como la de Arahuay, Pampacheta, Alcaparrosa, Pucará, Huerta Vieja entre otros, discurren huaycos en las épocas de lluvias que este año incrementado por el fenómeno del El Niño, han ocasionado destrozos de puentes, importantes tramos de carreteras, viviendas, tierras de cultivo, etc. También en el año 1998 el incremento descomunal del río Chillón ha causado en los sectores que la carretera se pega al río, destrozos de la misma por erosión, por lo que el tránsito vehicular se ha visto interrumpido, por varios días y se ha producido cuantiosa pérdidas de infraestructura vial.

Sectores característicos del Tramo

Km. 1+550 - Km. 9+550

Zona que se caracteriza por el ensanchamiento aún más notorio del Valle del río Chillón.

Se tiene que el trazo atraviesa rocas ígneas, sedimentarias y suelos deluviales.

No existe mayor problema en los cortes, aparecen cerros de rocas volcánicas que sirven como cantera de rocas. Las labores que se realizan a pulso en la explotación, están estabilizando las laderas de los cerros (Km. 6+550)

Km. 9+550 - Km. 25+550

Sector que comprende la Qda. Caballero a la altura del Km. 10+570 de la carretera Lima - Canta, este sector se caracteriza por presentar flujos de lodos en las épocas de lluvias que interrumpen la carretera y muchas veces destruye las viviendas aledañas al cauce. Hacia el Km. 11+570 existe una zona de inundación que afecta tierras de cultivo y a la vez a la carretera y en el Km. 18+550, está el Puente Trapiche cuyas zonas cercanas a sus estribos el río Chillón ha erosionado los taludes que conforman el terraplén hacia la margen izquierda del mismo (aguas abajo).

El trazo atraviesa rocas volcánicas que en muchos sectores son utilizadas como piedra para material de construcción y por rocas sedimentarias y suelos proluviales y deluviales constituidos por gravas arenosas limosas y arena limosas algo gravosa.

El trecho necesita de protección de la erosión del río en sectores como: Pte. Trapiche (Km. 18+550) y en el Km. 11+550.

Los cortes de carretera se ven estables, aún cuando se deben mejorar con un tratamiento adecuado de taludes.

Km. 25+550 - Km. 33+550

En la Qda. Cocayalta (aprox. Km. 28+550), no hay indicios de problemas de flujos de lodo. En la Qda. Hornillos se observan pequeños flujos de lodo en época de avenidas, lo mismo en la Qda. Chaqui (Km. 30+550 aproximadamente). Frente a Huarabí se aprecian hacia la izquierda de la carretera muros de piedra que están trabajando sobre materiales deluviales gravas limo arenosas sueltas que en algunos lugares se encuentran colgados.

La Qda. Río Seco, se activa en las épocas lluviosas trayendo flujos de lodo eventuales.

El trazo atraviesa rocas volcánicas moderadamente estables ante el corte y suelos proluviales y deluviales.

Se recomienda protección de las laderas del río, badenes para cruzar las quebradas mencionadas, peinado de los taludes (materiales sueltos), solucionar algunos problemas de hundimientos.

Km. 43+550 - Km. 63+550

El siguiente sector se inicia en la famosa Qda. Arahua, cortada en rocas intrusivas (granitos) esta Qda. queda al pie del Santuario de Santa Rosa de Quives. En esta quebrada se producen huaycos de proporciones como ocurrió en el año 1972 que dicho fenómeno hídrico apareció en forma intempestiva con olas de 5 a 10 m. de altura que cubrió la estructura del puente Santa Rosa de Quives destruyendo la losa y quedando solamente los estribos, en la actualidad se halla un puente "Bayley" en regular condición. El susodicho huayco también arrasó el fundo Mayupampa ubicado aguas abajo.

En el Km. 52+550, aparecen chorreras que vienen causando derrumbes o caídas de material a la carretera.

Entre el Km. 52+550 – 55+550 existen pequeñas quebradas por donde discurren flujos de lodo en épocas de lluvias.

A partir del Km. 55+550 se observan taludes inestables en materiales sueltos. A la altura del Km. 58+550, la carretera se pega al río existiendo problemas de erosión fluvial lo

mismo que en el Km. 60+00 (Qda. Viscas, ha erosionado badén), 60 + 270, 60 + 570, 61 + 350, 63 + 100, 63 + 570.

En este parte también hay taludes inestables, Km. 61+570. El trazo atraviesa rocas ígneas y suelos proluviales.

Km. 33+570 - KM. 43+570

Zona altamente sensible ante los riesgos geológicos.

El trazo atraviesa numeras quebradas que este año han traído huaycos y que han destruido varios intervalos de carretera (casi la totalidad del trecho) es el caso de las quebradas: Pucará, Pampa Checta, Cañón, Alcaparrosa y Huerta Vieja.

Este sector cruza rocas volcánicas, rocas intrusivas y suelos proluviales.

Se deben de tomar soluciones definitivas para evitar que la carretera se destruya cada época de lluvias persistentes. Recomendamos proyectar puentes para pasar las Qdas, drenes, encauzamientos, limpieza del cauce entre otros y así estabilizar el lugar. También a las pequeñas quebradas que existen proyectarles badenes, pontones o alcantarillas para que no causen interrupciones en la carretera.

Se recomienda: Protección de riberas, enrocados, encauzamientos, drenaje, gaviones, diseño de taludes convenientes, peinado de taludes, etc.

Km. 63+570 – 81+570.- Esta zona se considera de alta sensibilidad ante los riesgos geológicos.

En el Km. 63+570 aparece un antiguo deslizamiento denominado Tierra Amarilla, aún cuando se presenta aparentemente estable se debe tener cuidado si se decide con variantes del trazo en dicho lugar que pueden reactivarlo.

En el Km. 65+100 se detecta una parte de la carretera que se encuentra en proceso de hundimiento justo donde existe un muro de contención que al parecer ya no trabaja. En el Km. 65+550 aproximadamente se encuentra la Qda. Chaco que en épocas de lluvia su caudal se eleva y erosiona la cuneta construida para derivar sus aguas.

En el Km. 67 + 100 se presenta zonas de erosión fluvial; en el Km. 68+550 existe un derrumbe, cerca a Estación (desvío a Apio).

En el Km. 69 + 100 frente al Pte. Huamantanga se presenta un medio túnel en roca intrusiva, que necesita pernos de anclajes. La zona del puente está siendo erosionada considerablemente, que pone en peligro la carretera en este punto.

Entre el Km. 69+100 empieza una seguidilla de sectores donde la erosión fluvial ha destruido parte o totalmente la carretera en estudio siendo los puntos importantes: Km. 70 + 170, 70+770, 71 + 100, 71+550, 73 + 750, 74+550.

En el Km. 70 + 370 se presentan zonas de deslizamiento y en el K m. 74+550 – 75+570 la carretera se encuentra deteriorada por la acción de varios huaycos.

Desde el Km. 76+570 es evidente la desestabilización del pie de los taludes que conforman la nueva variante de la subida hacia Canta, taludes altos mayores de 6 m., con pendientes de 70° y sin banquetas.

En toda esta parte del trazo se recomienda:

Protección de las laderas del río, variación del trazo, diseño de puentes de mayor luz, encauzamiento, badenes, pontones o alcantarillas, diseño de taludes apropiados, etc.

En realidad en este sector es necesario una buena inversión en cuanto a infraestructura carretera.

D. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

D.1 CONCLUSIONES

- El tramo comprende 80 Km. de carretera entre el distrito de Comas y la ciudad de Canta.
- El tramo se divide en 2 zonas:
 - 1º zona entre Comas y Yangas de baja a media sensibilidad ante los riesgos geológicos.
 - 2º zona entre Yangas y Canta de media a alta sensibilidad ante los riesgos geológicos.
- El problema de geodinámica externa está referido a: caída de huaycos, erosión fluvial, desestabilización de taludes, erosión de laderas, hundimientos entre otros.
- Las rocas y suelos que afloran van desde el Jurásico hasta el Cuaternario reciente. Los tipos de roca van desde ígneas a sedimentarias y los suelos que conforman depósitos son: Aluviales, proluviales, deluviales, coluviales, de deslizamiento.
- La zona ha sufrido eventos importantes en cuanto a geodinámica como es el caso del deslizamiento Tierra Amarilla (Km. 63+570) y de Buenaventura (Km. 75+570)
- También mencionar los espectaculares huaycos durante épocas de lluvia a través de las innumerables quebradas que existen en la zona especialmente la Qda. Arahuay (al pie se encuentra el Santuario de Santa Rosa de Quives - Km. 43+570).
- La erosión fluvial es el mayor evento ocurrido luego de muchos años en este sector, tanto que ha destruido importantes intervalos de carretera (1998).
- El factor sísmico del área puede ejercer un rol importante en cuanto al comportamiento geodinámico, de la misma.
- Existen una serie de localidades que se encuentran en zonas bastantes inestables como: Alcaparrosa, Huerta Vieja, Huarabí bajos entre otras.
- Las pérdidas de cuantiosa infraestructura vial sigue produciéndose en este tramo al no tomar las medidas correctivas necesarias.
- El fenómeno meteorológico de El Niño es importante para esta área.
- La cuenca del río Chillón ha sido estudiada por diferentes especialistas, aún así no se hacen caso a las recomendaciones brindadas en cuanto a evitar los efectos devastadores del mismo.

- El tramo estudiado presenta innumerables defectos en cuanto al trazo, que se debe corregir con el proyecto en marcha.
- Zonas de canteras para materiales de construcción hay a lo largo de todo el tramo.

D.2 RECOMENDACIONES

- Si bien es cierto los riegos geológicos vinculados a fenómenos de geodinámica externa, que con reiterada frecuencia ocurren en diversas partes, del tramo, no pueden ser evitados, al menor pueden ser minimizados si se adoptan medidas de prevención.
- Difundir la información técnica existente sobre las medidas para evaluar y minimizar los efectos de los desastres naturales.
- Se recomienda la forestación intensiva y reforestación de las márgenes del río, laderas de los valles y cuencas de recepción de las quebradas para contrarrestar los efectos de la erosión fluvial, erosión de laderas, inundaciones, huaycos y deslizamientos.
- Construcción de cunetas y limpieza constante de las existentes es necesaria para un mejor drenaje de las quebradas.
- Deben realizarse progresivos desquiches de los suelos y/o rocas que amenazan precipitarse hacia la carretera.
- Construir badenes, pontones, alcantarillas, en las zonas de quebradas con diseños adecuados.
- Prohibir toda construcción de viviendas en las márgenes del trazo de la carretera.
- Construcción de enrocados pesados o ligeros, como defensa contra las inundaciones de las aguas del río Chillón, por ejemplo en la zona del puente Trapiche.
- Reubicación de varias localidades que se encuentran al pie de los conos deyectivos de las quebradas que atraviesan el tramo.
- Diseño apropiado de taludes, sobretodo en el sector del Km. 76+570, desvío hacia Canta.
- Señalar que en la mayoría de los casos en que se utilicen explosivos para el corte de las laderas en roca, será necesario una apropiada dosificación de carga, pues la roca se presenta fracturada y una excesiva dosificación puede producir desestabilización de las masas rocosas en las partes altas de los taludes.
- Obras de encauzamiento y limpieza del cauce del río Chillón y algunas quebradas tributarias.
- En algunos sectores del tramo existen taludes en roca donde es necesario colocar pernos de anclaje, como en la zona del medio túnel en el Puente Desvío a Huamantanga.
- Brindar mayor atención a los estudios geológicos durante el diseño de las diversas carreteras que se construyen en nuestro país.

6.2.2.2 CLIMATOLOGÍA

En el tramo hay notables variaciones en cuanto al clima: En la zona costera las temperaturas pueden llegar a 28°C y en la zona andina hasta inferiores a 5°C.

El clima en los sectores bajos es templado y húmedo y en las altas es frío y seco, en estas zonas entre los meses de Diciembre a Marzo se presentan abundantes precipitaciones pluviales que incrementan el caudal del río Chillón y sus afluentes que originan huaycos y crecidas que dañan en muchos sectores la carretera estudiada.

6.2.2.3 ESTUDIO HIDROLÓGICO

A. INTRODUCCIÓN

El presente Informe se refiere al estudio hidrológico de eventos máximos en algunas subcuencas del río Chillón. La escorrentía superficial que constituye riesgo para la seguridad de la carretera.

El estudio hidrológico consiste en estimar las descargas de los cursos de agua, a partir de un análisis estadístico de las precipitaciones máximas en 24 horas registradas en las estaciones seleccionadas.

El procedimiento seguido en el estudio es el siguiente:

- Selección de las estaciones pluviométricas.
- Recopilación de la información cartográfica y pluviométrica.
- Análisis de consistencia de la información.
- Determinación de las precipitaciones máximas en 24 horas para diferentes periodos de retorno.
- Cálculo de las descargas máximas en los lugares requeridos.

ÁREA DEL ESTUDIO

El trazo de la carretera que se encuentra situado en la margen izquierda del río Chillón, abarca un área que se encuentra comprendida entre las coordenadas geográficas 11°30' y 11°55' de latitud Sur y los 76°30' y 77°03' de longitud Oeste, las cuales se enmarcan dentro de los límites del departamento de Lima.

B. ANÁLISIS HIDROLÓGICO

B.1 RECOPIACIÓN DE LA INFORMACIÓN BÁSICA

B.1.1 INFORMACIÓN CARTOGRÁFICA

Para el estudio se cuenta con hojas de la carta nacional a la escala 1:100,000 del IGN.

La información cartográfica recopilada para la elaboración del presente estudio fue la siguiente:

Tabla 6. 26 Información Cartográfica Utilizada

Denominación	Hoja	Escala	Institución
Chosica	24 j	1:100 000	IGN
Chancay	24 i	1:100 000	IGN
Canta	23 j	1:100 000	IGN

B.1.2 INFORMACIÓN PLUVIOMÉTRICA

Los registros de precipitación para la elaboración del estudio son los de precipitación máxima en 24 horas.

Las estaciones consideradas son:

Tabla 6.27 Información Pluviométrica Utilizada

Estación	Tipo	Periodo	Lat. Sur	Long. Oeste
Canta	PLU	1964-80, 86-97	11°28'	76°37'
Lachaqui	PLU	1964-86,89-90,92-97	11°33'	76°37'
Carampoma	PLU	1965-97	11°39'	76°31'
Huamantanga	PLU	1965-97	11°30'	76°45'
Huaros	PLU	1964-97	11°24'	76°34'

La información pluviométrica existente fue recopilada del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrografía y se muestra en la Tabla 6.28.

La ubicación de las estaciones se pueden observar en el Plano M-3, de Anexo M.

B.2 ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN PLUVIOMÉTRICA E HIDROMÉTRICA

Para la estimación de caudales se efectuará un análisis de frecuencias de eventos hidrológicos máximos, aplicables a caudales de avenida y precipitación máxima. Se considera el siguiente procedimiento:

- Uso de registros de precipitación máxima en 24 hrs.
- Procesamiento de las distribuciones de frecuencia más usuales y obtención de la distribución de mejor ajuste a los registros históricos.
- Análisis estadístico de las precipitaciones máximas para periodos de retorno de 20 y 50 años.
- Estimación de caudales en los lugares requeridos.

B.2.1 ANÁLISIS DE FRECUENCIA

El procedimiento está basado en las diferentes distribuciones de frecuencia usadas en el análisis de eventos hidrológicos máximos.

Las distribuciones usuales de frecuencia son:

- Distribución normal (N).
- Distribución Gumbel (EV1).
- Distribución LogNormal de 2 Parámetros (LN).
- Distribución LogPearson III (LP 3).

El procedimiento que se usa para determinar la distribuciones mencionadas es descrito en el estudio hidrológico de carretera La Oroya – Pte. Matachico (ver Apartado 6.1.2.3 - B.2.2).

B.2.2 ANÁLISIS DE BONDAD DE AJUSTE

Para determinar cuál de las distribuciones estudiadas se adapta mejor a la información histórica, se tienen diferentes métodos:

- Análisis gráfico
- Método del error cuadrático mínimo
- Test de Kolmogorov – Smirnov.
- Test de Chi – Cuadrado X^2

En este caso se aplicará la prueba de Kolmogorov-Smirnov porque es aplicable a cualquier distribución, el procedimiento de este análisis es detallado en el estudio hidrológico de la carretera La Oroya – Pte. Matachico (ver Apartado 6.1.2.3 - B.2.3).

B.2.3 PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS

Las precipitaciones máximas en 24 horas se obtiene de las diferentes estaciones pluviométricas de la cuenca del río Chillón. Los datos hasta el año 1997 se obtuvieron del SENAMHI, mencionados en el “Estudio De Ingeniería e Impacto Ambiental Para La Rehabilitación y Mejoramiento de la Carretera Lima – Canta” [4]. Los datos desde el año 1998 hasta el año 2002 se obtuvieron del SENAMHI.

Tabla 6.28
Precipitación Máxima en 24 horas (mm) Cuenca Río Chillón (*)

Año	Canta	Lachaqui	Huaros	Huamantanga	Carampoma
1964	16.00	19.70	16.00		
1965	13.60	34.60	31.50	43.50	9.00
1966	14.70	29.70	31.40	17.60	10.60
1967	22.70	12.10	27.90	21.60	22.20
1968	12.10	17.30	13.00	6.70	15.50
1969	21.30	18.90	20.00	11.40	21.30
1970	51.20	59.50	25.00	20.20	30.20
1971	13.20	18.80	20.50	10.70	30.40
1972	25.70	40.70	19.70	19.20	27.50
1973	23.60	22.40	22.90	11.40	32.60
1974	16.90	19.40	15.20	12.30	28.20
1975	18.60	24.20	17.10	12.20	17.00
1976	18.20	28.30	18.40	10.40	24.50
1977	32.80	65.00	20.10	11.80	23.80
1978	17.60	18.90	12.10	5.70	14.80
1979	16.40	29.60	18.70	8.80	20.30
1980	14.60	27.10	26.50	16.90	20.60
1981		55.90	24.40	12.60	30.30
1982		28.00	20.50	9.30	15.50
1983		25.90	18.00	12.10	31.20
1984		32.10	27.80	16.60	20.80
1985		40.90	31.50	9.70	21.40
1986	23.40	29.90	18.00	9.90	33.30
1987	8.00		16.80	9.80	22.70
1988	9.00		11.10	8.20	31.50
1989	8.30	22.70	18.10	13.00	19.60
1990	2.00	19.20	14.70	14.20	25.60
1991	10.20		17.60	18.40	23.30
1992	0.90	20.00	11.70	19.40	19.20
1993	9.40	21.70	21.00	22.80	22.40
1994	15.50	30.90	26.40	22.00	17.90
1995	12.40	17.10	22.60	29.60	15.10
1996	16.70	17.70	23.60	19.50	15.40
1997	30.00	24.80	20.90	17.80	15.70
1998	27.50				
1999	24.10				
2000	19.20				
2001	33.50				
2002	18.00				

Fuente: SENAMHI, mencionado en el "Estudio De Ingeniería e Impacto Ambiental Para La Rehabilitación y Mejoramiento de la Carretera Lima – Canta" [4]

Se hicieron análisis estadísticos de las distribuciones probabilísticas de las precipitaciones máximas en 24 hrs. de las estaciones mencionadas donde se disponía de estos tipos de datos en una longitud de registro apropiada (33 a 34 años).

El análisis de bondad de ajuste en la cuenca del río Chillón se realizó con el test de Kolmogorov en las estaciones mencionadas (ver Anexo B). En resumen al aplicar el test de Kolmogorov se encontró que las distribuciones de mejor ajuste son variadas, así tenemos:

Tabla 6.29
Resultado de la prueba de Bondad de Ajuste por Kolmogorov

Estación	1ra. Distribución	2da. Distribución
Huaros	Log Normal	Log Pearson III
Huamantanga	Log Pearson III	Log Normal
Carampoma	Log Normal	Log Pearson III
Canta	Gumbel	Person III
Lachaqui	Log Pearson III	Log Normal

Los valores de precipitaciones para diferentes períodos de retorno en las estaciones de la cuenca del Chillón son los mostrados en la Tabla 6.30.

Tabla 6.30
Precipitaciones (mm) para Diferentes Períodos de Retorno

Estación	P20 (mm)	P50 (mm)
Huaros	31	35
Huamantanga	29	36
Carampoma	36	41
Canta	36	43
Lachaqui	53	66

La precipitación que se escogió es la mayor de las obtenidas en las estaciones en la cuenca del río Chillón, siendo este la precipitación de la estación Lachaqui; se escogió la mayor precipitación considerando los acontecimientos originados por el fenómeno "El Niño" y por tener pocas estaciones con las que no se podrían obtener el mapa de isoyetas en la zona de estudio.

B.3 DESCARGAS DE DISEÑO PARA OBRAS DE CRUCE EN SUBCUENCAS

En la presente Tesis se determinó la descarga de diseño de la quebrada con la aplicación de procedimientos Precipitación – Escorrentía.

B.3.1 TIEMPO DE RETORNO DE DISEÑO

En función de la importancia de la obra y del efecto de los daños que se producirían de fallar la estructura, se estableció un período de recurrencia de entre 20 años para el diseño de estructuras menores como alcantarillas y de 50 años para badenes.

B.3.2 PARAMETROS FÍSICOS Y GEOMORFOLÓGICOS DE SUBCUENCAS

Se ha delimitado la extensión de la quebrada que se analiza en la presente Tesis en las cartas Canta 23j, Chancay 24i y Chosica 24j siguiendo la línea de cumbres para determinar el área drenante. Asimismo, se determinó la longitud del cauce principal desde sus nacientes hasta la intersección con la vía, el perímetro de la cuenca, las altitudes máxima y mínima del cauce principal para determinar la pendiente del curso hídrico, ver tabla siguiente:

Tabla 6.31

Cuenca N°	Progresiva	Área (km ²)	Long. Cauce (km)	Perímetro (km)	Cota max. (msnm)	Cota min. (msnm)	Pendiente (m/m)
44	74+359	9.30	7.80	20.95	4025	2450	0.17

PARAMETROS HIDROLÓGICOS

- Tiempo de concentración

El detalle del cálculo fue descrito en el estudio hidrológico de la Carretera La Oroya – Pte. Matachico (ver Apartado 6.1.2.3 – B.3.2).

Tabla 6.32

Cuenca N°	Progresiva	Longitud Cauce (km)	Pendiente (m/m)	Tiempo de concentración (horas)	
				Kirpich	Corps of Engineers
44	74+359	7.80	0.17	0.64	2.0

- Precipitación Máxima

La precipitación máxima sobre las quebradas es la obtenida de la estación **Lachaquí**, se escogió la mayor precipitación considerando los acontecimientos originados por el fenómeno “El Niño” y por tener pocas estaciones con las que no se podrían crear el mapa de isoyetas en la zona de estudio.

Tabla 6.33

Cuenca N°	Progresiva	Período de retorno (años)	Precipitación (mm)
44	74+359	50	66.43

B.3.3 ESTIMACIÓN DE DESCARGAS MÁXIMAS

B.3.3.1 DESCARGAS DE DISEÑO PARA CUENCAS PEQUEÑAS

La descripción de estas cuencas fue realizada en el estudio de hidrología de la Carretera La Oroya Pte. Matachico (ver apartado 6.1.2.3 – B.3.3.1)

B.3.3.2 DESCARGAS DE DISEÑO PARA CUENCAS MEDIANAS

Para la determinación de las descargas máximas en las cuencas medianas, donde aparecen efectos de difusión, que atenúan el caudal pico, se aplicó:

- **Método del Hidrograma Unitario**

Para cuencas medianas $2.5 \text{ Km}^2 < \text{Área} < 10,000 \text{ Km}^2$. En el análisis de la subcuenca elegida en la presente Tesis se utilizó el Software HEC – HMS Hydrologic Modeling System Version 2.0.3, donde se utilizó las siguientes opciones:

- Determinación de la tormenta de diseño usando la opción del método del hietograma (Ingreso de precipitación usando hietograma, donde se consideró la distribución de intensidad de lluvia en un tiempo de 8 horas)
- Determinación de la sustracción hidrológica usando el método de la Curva Número (CN) del Soil Conservation Service, SCS. (Para determinar CN se usó las tablas 6.21, 6.22 y 6.23)
- Cálculo del hidrograma con el método del hidrograma unitario sintético del SCS.

Las corridas se efectuaron para las siguientes condiciones de humedad antecedente:

- Humedad Antecedente Tipo II, opción de condiciones normales de diseño.

En la Figura 6.10 se muestra un cuadro con resultado del modelamiento de la cuenca mediante el programa HMS, asimismo la Tabla 6.34 muestra un resumen de los datos ingresados al programa HMS y en la Tabla 6.35 se muestra los resultados obtenidos.

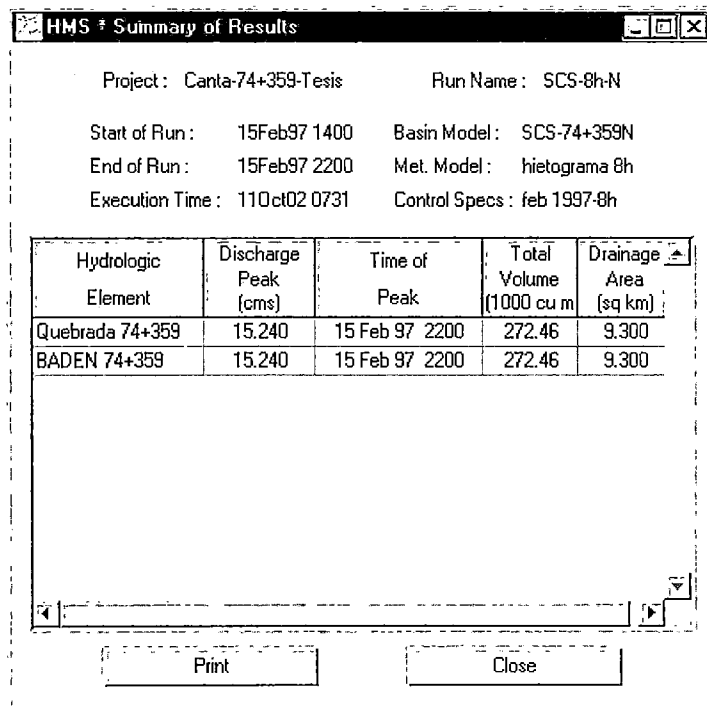
Tabla 6.34 Resumen de Datos ingresados al Programa HMS

Cuenca N°	Progresiva	Area (Km ²)	Longitud Cauce (km)	Pendiente (m/m)	Tc (Adoptado) (hr)	T retraso (hr)	CN
44	74+359	9.30	7.80	0.17	0.64	0.38	77

Tabla 6.35 Caudales en cuencas Medianas - Resultados del Programa HMS

Cuenca N°	Progresiva	Área (Km ²)	Caudal Pico (m ³ /s)
44	74+359	9.30	15.24

Figura 6.10
Resumen del Resultado del Programa HMS en Quebrada del Km. 74+359.00



B.3.4 ESTIMACIÓN DEL FLUJO DE ESCOMBROS

Como se mencionó anteriormente en el Apartado 3.1.4.3, los flujos que se producen en numerosas quebradas del país son de tipos diferentes a los establecidos para el campo de la hidrología de avenidas y la hidráulica de los ríos, en la forma convencional que conocemos estas materias. Se trata de los flujos conocidos como flujos de barro (mudflow) y flujos de escombros (debris flow), cuya mecánica de movimiento es distinta de los flujos de avenida (flood flow). Por tanto se debe diferenciar los métodos de calculo de caudal en las quebradas, entre el caudal pico de aguas limpias y el caudal pico del flujo de escombros (flujo que generalmente se produce en la quebrada cuando suceden las lluvias).

En la Quebrada del Km. 74+359 se originan avenidas huaycos, tal como lo describe el estudio de Geología (ver Apartado 6.2.2.1), arrastrando abundante material de bolonería. Por lo tanto, se aproximará el caudal de flujo de escombros con la fórmula de "rotura de presa" (ver fórmula 6.12), la cual fue descrita en el Apartado 3.1.4.

Donde g es la gravedad, y h y b son el alto y ancho de un reservorio hipotético, en el Sistema Internacional (SI).

Considerando $h = 3.0\text{m}$ (altura de ribera del cauce) y $b = 8.0\text{m}$ (ancho de cauce), dimensiones de un reservorio hipotético que estaría ubicado aproximadamente en la zona de transporte del cauce de la quebrada a una distancia de 60m del cruce de la quebrada con la carretera, y reemplazando en la formula anterior, se obtiene $Q = 38.58 \text{ m}^3/\text{s}$. Se puede apreciar que el valor del caudal de máximas avenidas (flujo de agua limpia) que se

obtuvo anteriormente $Q= 15.24 \text{ m}^3/\text{s}$ para un tiempo de retorno de 50 años es menor al caudal de flujo de escombros $Q= 38.58 \text{ m}^3/\text{s}$ que se estima con la anterior fórmula.

En el diseño de la estructura de drenaje transversal del km. 74+359 que se analiza en la presente Tesis se considera el caudal $Q= 38.58 \text{ m}^3/\text{s}$.

6.2.3 DISEÑO HIDRÁULICO

Para mostrar la aplicación de la metodología propuesta para el control de erosión en obras de drenaje transversal de carreteras se analiza algunas estructuras que representen algunos problemas típicos de erosión en las carreteras ubicadas en las zonas andinas; en este caso se analiza dos estructuras de la carretera Lima – Canta, para lo cual se hizo una inspección en campo, y luego en gabinete se determinó el diseño de las estructuras necesarias para controlar la erosión que presentan.

En el diseño hidráulico se consideró las descargas obtenidas en el estudio de Hidrología, también se necesitó de la topografía de la zona, el estudio de Suelos, Geotecnia, Geología, y otros.

Se analiza una alcantarilla ubicada en el Km. 70+374.71 y un badén ubicado en el Km 74+359.00

6.2.3.1 ALCANTARILLA Km. 70+374.71

A. EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO HIDRAULICO DE LA ALCANTARILLA EN CONDICIÓN INICIAL

Se observó que la alcantarilla recibe solo flujo del drenaje longitudinal (flujo proveniente de la cuneta), el caudal que se considera para este tipo de flujo es $0.4 \text{ m}^3/\text{s}$, la alcantarilla no se encuentra en una quebrada. La alcantarilla es de sección rectangular de $0.5 \times 0.5 \text{ m}$, la cual se encuentra en buenas condiciones.

La estructura de entrada es de forma de buzón y se encuentra en buenas condiciones, ver foto 6.7.

En la salida de la alcantarilla se observa que la estructura de salida se encuentra erosionada, una parte del alero se encuentra en el aire (ver fotos 6.8 y 6.9), esto se debe principalmente a que el terraplén de la carretera cerca de la salida de la carretera se encuentra erosionada debido a que:

- El cauce del río Chillón se encuentra en curva y va erosionando la ribera del río y el terraplén de la carretera (ver foto 6.8).
- Se observa ausencia de una estructura que lleve en forma ordenada el flujo proveniente del sistema de drenaje longitudinal de la carretera, además, se incrementa el problema debido a que la carretera se encuentra en peralte y hace que flujo se concentre y dañe la zona cercana a la salida de la alcantarilla.

Utilizando el software HEC-RAS Versión 3.0.1 (ver Anexo D), se obtuvo los tirantes y velocidades del flujo en la estructura, se observó que el nivel del agua en la entrada de alcantarilla llega aproximadamente a 0.5 m por encima del fondo de la alcantarilla y 0.25 m

en la salida, las velocidades son 1.6 m/s en el ingreso de la alcantarilla, 3.26 m/s en la salida de alcantarilla y 2.69 m/s en la estación "2" (sección ubicada aguas abajo de la alcantarilla), el esquema del nivel de agua en la alcantarilla se puede ver en las figuras 6.11 y 6.12.

Para obtener la profundidad de la socavación que se produce aguas abajo de la alcantarilla se usó el software HY8 Energy Beta Ver. 2.0 (ver Anexo E), donde se ingresó las características hidráulicas del flujo en la estación "2" (sección ubicada aguas abajo de la alcantarilla) y las características del suelo (ver Anexo L) sobre el que cae el flujo. Se observó que la profundidad de la máxima socavación que se produce es 0.45 m, por lo tanto se concluye que la velocidad del flujo en la salida de alcantarilla no es tan alto y no produce profunda socavación como se observa en la foto 6.9. Por lo tanto, el causante de la erosión en la salida de la alcantarilla es la acción erosiva del flujo en el tramo de curva del cauce del río Chillón como se anotó anteriormente.



Foto 6.7 Vista hacia la entrada de la Alcantarilla del Km. 70+374.71 de la Carretera Lima - Canta, se observa entrega ordenada del flujo de la cuneta a la Alcantarilla.

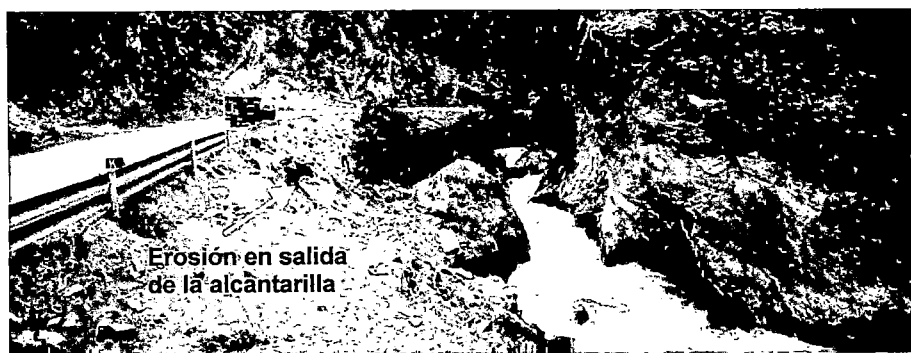


Foto 6.8 Vista Atrás (en dirección opuesta al avance de la progresiva de la carretera), se observa la salida de la Alcantarilla del Km. 70+374.71 de la Carretera Lima - Canta. Se observa erosión en la salida de la Alcantarilla por ausencia de protección en el terraplén ya que la carretera presenta peralte en esta zona y la escorrentía que fluye sobre la carretera llega a los alrededores de la salida de alcantarilla. También se observa la acción erosiva de río Chillón.



Foto 6.9 Vista hacia la salida de la Alcantarilla del Km. 70+374.71 de la Carretera Lima – Canta. Se observa erosión en la salida de la Alcantarilla.

Figura 6.11

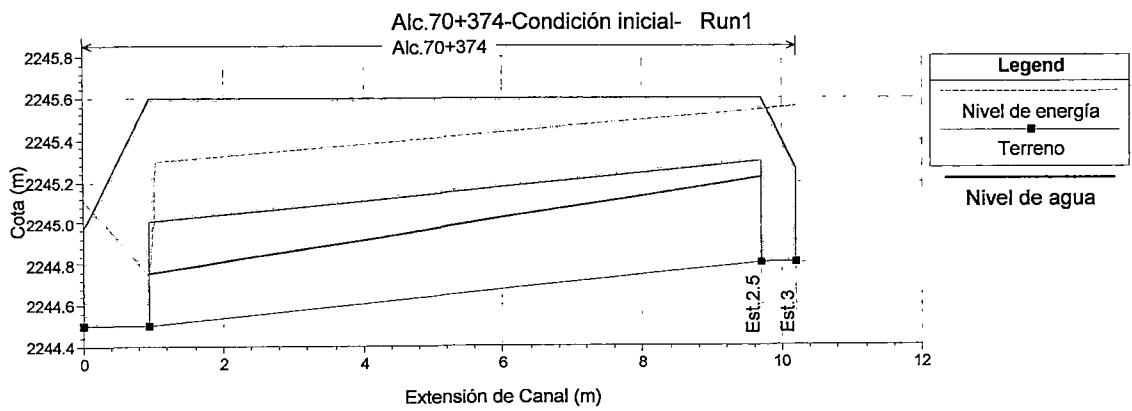
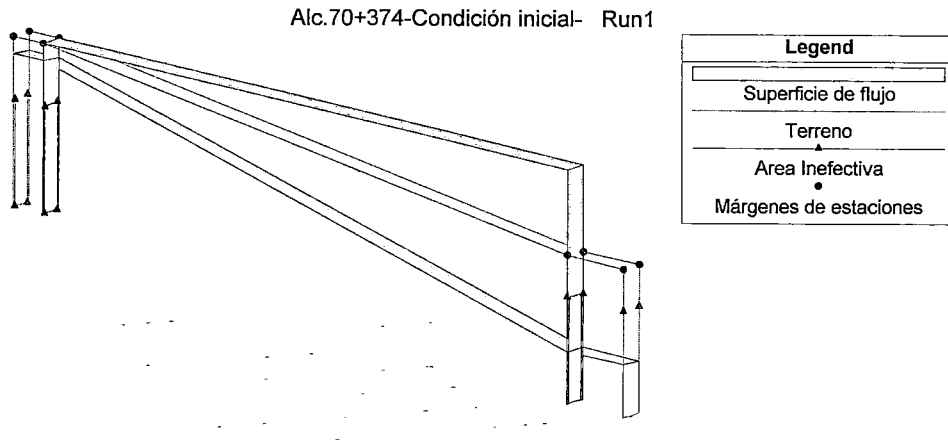


Figura 6.12



B. DISEÑO HIDRÁULICO DE LA ALCANTARILLA PROPUESTA

B.1 ANÁLISIS DE LA ALCANTARILLA

Según el análisis hidráulico de la alcantarilla en condición inicial, no es necesario reemplazar la alcantarilla; pero se recomienda reemplazar por una dimensión mínima necesaria para la limpieza y mantenimiento, siendo esta sección una TMC 36". Se eligió de sección circular porque es más fácil constructivamente extender la alcantarilla y de esta manera alejar el problema de erosión de la alcantarilla.

Para analizar el comportamiento hidráulico de la alcantarilla se usó el software HEC-RAS Versión 3.0.1 para evaluar los tirantes y velocidades del flujo, donde se **consideran pérdidas de carga locales** (ver Anexo D), de donde se observa que:

- El tirante del flujo en la alcantarilla es aproximadamente 0.37 m en la entrada y 0.33 m en la salida.
- La velocidad en la entrada y salida de alcantarilla son 1.64 m/s y 1.91 m/s respectivamente.

En la figura 6.13 se puede observar el perfil obtenido con el HEC-RAS

B.2 ANÁLISIS AGUAS ARRIBA DE LA ALCANTARILLA

Como se mencionó anteriormente el lado derecho de la carretera (donde se encuentra la entrada de la alcantarilla) se encuentra en corte, entonces el sistema de drenaje longitudinal será a través de cunetas. El flujo proveniente de la cuneta será entregado al buzón que se ubicará como estructura de ingreso de la alcantarilla.

Aguas arriba del buzón se ubicará roca asentada y emboquillada y de esta manera evitar que el terreno cercano al buzón pueda obstaculizar el ingreso del flujo al buzón.

El detalle respectivo del diseño de esta estructura se muestra en el Plano M-6, de Anexo M.

B.3 ANÁLISIS AGUAS ABAJO DE LA ALCANTARILLA

El flujo de la alcantarilla llegará a la estructura de protección de la ribera del río Chillón. Se ha elegido como protección de la ribera, defensa ribereña de riprap. La longitud de la alcantarilla se extenderá 1.0 m y de esta manera el flujo llegará a la defensa ribereña protegida. Entonces, la protección en la salida de la alcantarilla será con defensas ribereñas, para cuyo diseño se siguió las pautas que se presentan en "Design of Riprap Revetment U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration" (ver Anexo I).

Para evitar el arrastre de material fino debajo del riprap se instala un manto de geotextil cuyas características se pueden encontrar en el Anexo K.

El detalle respectivo del diseño de esta estructura se muestra en el Plano M-6, de Anexo M.

B.4 INFLUENCIA DEL DRENAJE LONGITUDINAL EN LA EROSIÓN EN LA ENTRADA Y SALIDA DE LA ALCANTARILLA

Observando el perfil longitudinal de la carretera y la topografía del terreno en los alrededores de la alcantarilla se concluye que:

- El lado izquierdo de la carretera se encuentra en relleno, entonces cerca de la salida de alcantarilla llegará el flujo proveniente de la plataforma de la carretera, el cual puede ser conducido ordenadamente por bordillos, para lo cual se tiene que tener en cuenta que:

El terraplén no se muestra muy estable y la carretera se encuentra en peralte lo cual incrementaría la posibilidad que se concentre el flujo en la zona cercana a la salida de alcantarilla.

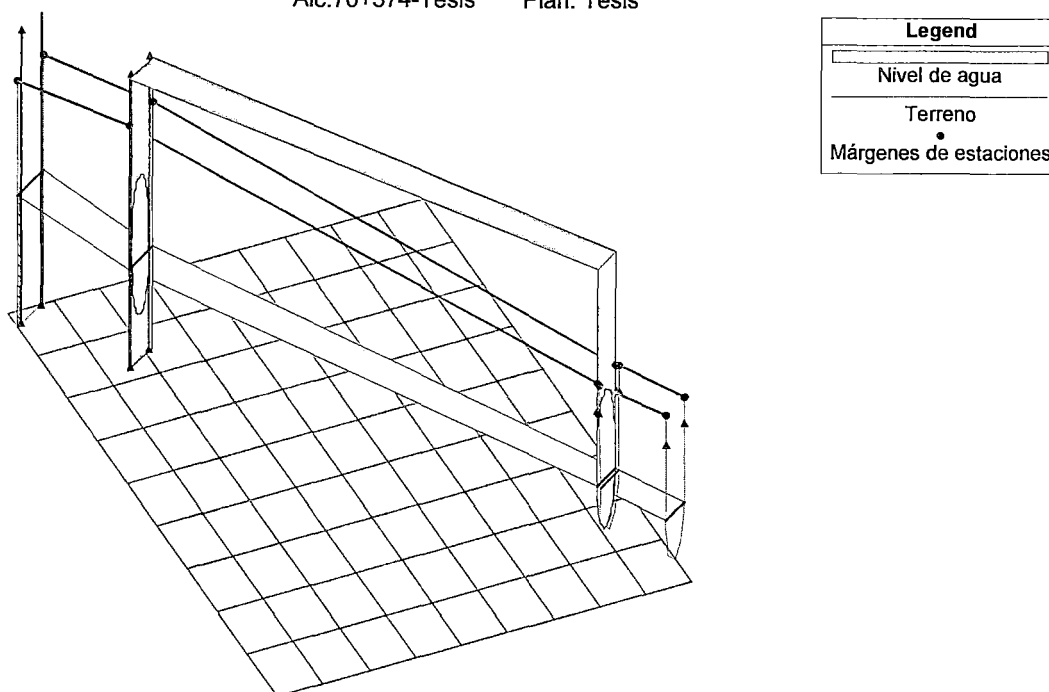
Por lo tanto, se solucionará este problema con la ubicación de protección en la ribera del río, y así el flujo llegará a terreno protegido (ver Plano M-6, de Anexo M)

- En el lado derecho de la carretera se observa que la carretera está en corte y conforme avanza la progresiva de la carretera la cota de la rasante aumenta, por lo tanto, la escorrentía superficial de la superficie de rodadura de la carretera que llega cerca de la estructura de entrada de la alcantarilla será la que se acumula desde la progresiva km. 70+576 donde se encuentra la alcantarilla más cercana.

Entonces, se entregará el flujo hacia el buzón y de esta forma el flujo del drenaje longitudinal no será un peligro de erosión en los alrededores de la estructura de entrada de la alcantarilla (ver Plano M-6, de Anexo M).

Figura 6.13

Alc.70+374-Tesis Plan: Tesis



6.2.3.2 BADÉN DEL Km. 74+359.00

A. EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO HIDRÁULICO DEL BADÉN EN CONDICIÓN INICIAL

Se observó que el badén está ubicado en una quebrada, en esta quebrada se presentan huaycos como lo describe el estudio de Geología (ver apartado 6.2.2.1). Se observó principalmente un problema de mala ubicación del badén, ya que el eje del badén no coincide con el eje del cauce de la quebrada como se observa en la foto 6.10, esto hace que el flujo que llega de la quebrada impacte sobre la losa del badén y por lo tanto lo dañe ocasionando erosión en los alrededores de la estructura.

Aguas arriba del badén no se observó estructuras de protección, mientras que en la salida se observó que se hizo trabajos de limpieza de escombros arrastrados por la quebrada formando de esta manera una zanja de ancho aproximado 10 m como se observa en la foto 6.10. También se observa que en la salida de badén la pendiente del terreno es suave y hay espacio aproximado de 20 m entre la salida de badén y la margen izquierda del río Chillón, ver foto 6.11; por lo tanto, se recomienda mejorar la estructura de protección aguas abajo del badén.

También se debe tomar en cuenta que el sistema de drenaje longitudinal afecta la entrada y salida de badén debido al flujo de la cuneta.

Para el análisis hidráulico se consideró el caudal del flujo de escombros obtenido por el análisis de hidrología, el cual es $38.58 \text{ m}^3/\text{s}$ (ver Apartado 6.2.2.3 – B.3.4).

Utilizando el software HEC-RAS Versión 3.0.1, se evaluó los tirantes y velocidades del flujo en las estructuras, se observó que el nivel del flujo llega aproximadamente 2.08 m

por encima del nivel de la rasante de la carretera y velocidad de 0.96 m/s sobre el badén (ver figuras 6.14 y 6.15). Velocidades aproximadas de 8.80 m/s aguas arriba del badén y 3.73 m/s aguas abajo del badén, el detalle del análisis con el HEC-RAS se presenta en el Anexo D.

Figura 6.14

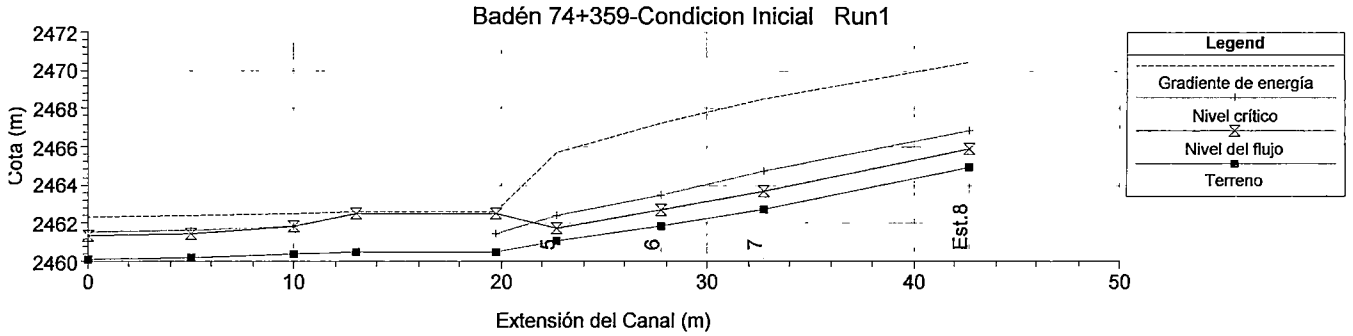


Figura 6.15

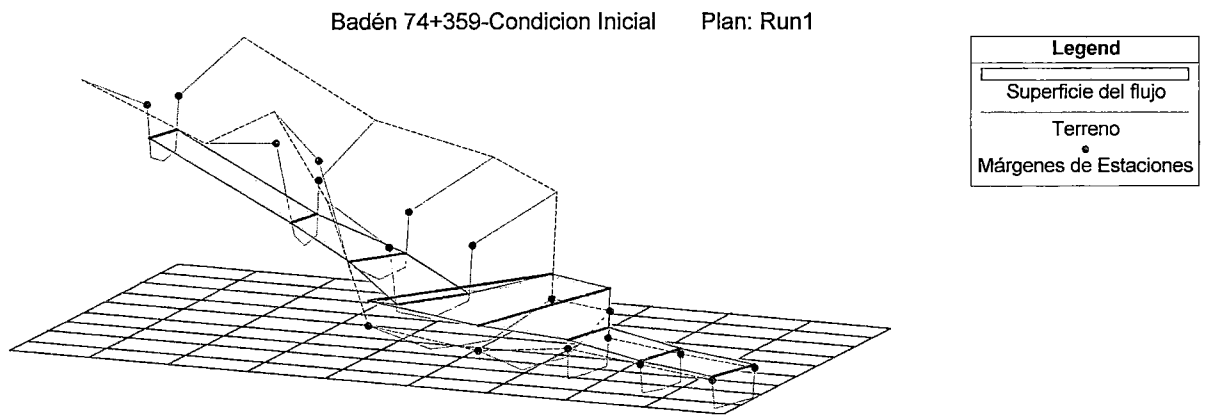


Foto 6.10 Vista hacia aguas arriba del Badén del Km. 74+359 de la Carretera Lima – Canta, se observa cambio de dirección del flujo proveniente de la quebrada cuando llega al Badén, también se observa que el flujo del Badén llega al canal natural de canto rodado.



Foto 6.11 Se observa la salida del Badén del Km. 74+359 de la Carretera Lima – Canta, se observa canal natural de canto rodado.

B. DISEÑO HIDRÁULICO DEL BADÉN PROPUESTO

B.1 ANÁLISIS DEL BADÉN

Siguiendo las recomendaciones de capítulos anteriores la idea que debe primar para el diseño de cualquier estructura de pase de quebradas es que la ubicación de la estructura debe adecuarse a la quebrada para tener éxito en el control de la misma. En caso contrario se continuará corriendo el riesgo que se produzcan interrupciones al tránsito y en algunos casos con lamentables pérdidas de vidas humanas. Por lo tanto, observando las características del cauce de la quebrada y la rasante de la carretera, se cree conveniente mantener el badén como estructura de drenaje transversal, ya que la cota del cauce de la quebrada en el cruce con la quebrada se aproxima a la cota de la rasante de la carretera, además el cauce tiene suficiente pendiente para permitir el arrastre del material que lleva, tal como se observó en eventos anteriores.

Sección de Conducción

Se ha adoptado una sección trapezoidal, la cual se adecua a la sección natural de la quebrada y no altera las condiciones geodinámicas de ésta.

Longitud de la base de la sección

La determinación de la longitud de la base de la sección del badén se ha realizado considerando los siguientes aspectos:

- El ancho del cauce natural de la quebrada evaluada en campo es aproximadamente 10 m. El concepto principal del diseño es no estrechar los cauces permitiendo la fluidez del flujo semisólido del huayco y/o avenida. Por lo tanto, la sección del badén propuesto es trapezoidal, de base 10 m, inclinación de los taludes H:V (20:1) y altura 0.65 m.
- El caudal determinado por el estudio de hidrología es para tiempo de retorno 50 años y considerando el flujo de escombros (ver apartado 6.2.2.3 – B.3.4)
- El cálculo hidráulico de la estructura del badén, se ha realizado con el software HEC-RAS Versión 3.0.1, desarrollado por el U. S. Corps of Engineers (ver Anexo D). Los tirantes obtenidos son 0.31 m en la entrada del badén y 0.41 m en la salida del badén. Pero, el flujo que escurre por las quebradas no solamente es agua limpia sino también material sólido en suspensión o llamado también "flujo

de escombros", por lo tanto se ha considerado como borde libre 0.25 m.

- De acuerdo a las dimensiones de los diferentes tipos de vehículos que transitan por dicha carretera, en especial los vehículos de carga, por lo que la longitud mínima debe ser de 10 m.

Talud

El talud de las secciones del badén es de 20:1 (H:V). Esta decisión se debe a los siguientes factores:

- Condición hidráulica, es decir permite captar los tirantes del caudal de diseño.
- Condición geométrica de la carretera, es decir optar por pendientes que permitan un funcionamiento normal del vehículo (no exigir demasiado al motor) y respetar las distancias de frenado y visibilidad.
- Los taludes empalmarán con el fondo del badén mediante curvas tipo "columpio" o cóncavas, con un radio apropiado que permita que los vehículos no golpeen su carrocería en el talud cuando entren o salgan del badén.

Asimismo, los taludes empalmarán con la carretera mediante curvas verticales que también permitan satisfacer las condiciones del tránsito vehicular.

Estructura del Piso del Badén

Tanto longitudinal como transversalmente se ha previsto que la sección de soporte o piso del badén tenga condiciones de drenabilidad y de capacidad portante, es decir que soporte las cargas que transmitirán los vehículos y que permita un tránsito permanente.

Para lograrlo se ha previsto la sección transversal que se muestra en el Plano M-8 de Anexo M.

A continuación describimos las componentes de la estructura:

Base Granular

Sobre la subrasante existente o mejorada se ha colocado una cama o capa de material granular, compuesta especialmente de arena gravosa del material conformante de sub-base; con el objeto de dar condiciones de drenabilidad a la losa de mampostería que se colocará encima de ella. Asimismo, se ha instalado tubos de PVC perforados de 6" (152.4 mm) de diámetro, con el fin de facilitar la acción de drenabilidad de la capa granular, dicho tubo irá instalado en la parte más baja del badén. Se le revistará con geotextil con el fin de impedir que los finos sean arrastrados hacia la tubería (ver Plano M-8 de Anexo M).

Piso o solado de mampostería

Con el fin de mantener un elemento que a la vez de soportar el tráfico vehicular también resista el efecto abrasivo que tiene el flujo de sólidos (rocas, lodo y agua) que arrastran las quebradas y que también presente flexibilidad; por lo que se ha diseñado una estructura de mampostería compuesta de rocas del tipo volcánico de 0.50 m. de diámetro nominal, la cual será asentada en una capa de concreto de $f'c=210 \text{ Kg/cm}^2$, con espesor de 0.30m, luego se completará los vacíos con concreto de segunda fase de iguales características técnicas que la primera.

En el asentado de la roca siempre se buscará que no deje planos de fallas longitudinales y que las juntas no superen mas de 12.7mm de separación entre rocas.

En la dirección transversal se ha colocado dos uñas con el fin de alargar el camino de percolación de las aguas superficiales y de este modo evitar la tubificación.

El acabado superficial queda en roca con cierta rugosidad, ver Plano M-8, de Anexo M.

B.2 ANÁLISIS AGUAS ARRIBA DEL BADÉN

Utilizando el software HEC-RAS Versión 3.0.1, se observó que la velocidad en el ingreso del badén es 7.6 m/s (ver Anexo D) y en la estación "5" (sección aguas arriba de badén) es 7.23 m/s, por lo tanto se presentará erosión si no hay una estructura de protección.

Como se mencionó anteriormente en la quebrada donde se ubica el badén se presenta huaycos, como lo establece el estudio Geológico, entonces para disminuir la energía del flujo, disminuir el ingreso de material sólido que ocasiona obstrucción en la estructura de entrada del badén y proteger contra la erosión en la quebrada, se propone la ubicación de diques de gaviones como se muestra en el Plano M-7 de Anexo M.

Los diques tendrán una altura de 5.5 m y base 4.5 m, estas dimensiones fueron establecidas verificando la estabilidad de la estructura, el análisis se encuentra detallado en el Anexo J. El detalle respectivo del diseño de esta estructura se muestra en el Plano M-7 de Anexo M.

Para el contacto del gavión con el terreno se recubrirá el gavión con geotextil para evitar que los materiales finos sean arrastrados, ver Anexo K

Es importante tener en cuenta que el cauce de la quebrada siempre necesitará limpieza, (ver apartado 5.2.3) previsto por las autoridades pertinentes, especialmente en épocas de avenidas.

También es importante tratar de controlar la erosión que se presenta aguas arriba del badén con trabajos de reforestación (ver apartado 5.4.3.7).

El acondicionamiento del cauce es un trabajo complementario que se tiene que considerar tal como se describe en lo siguiente.

Acondicionamiento del cauce

Es necesario que se realice una limpieza o remoción del material existente aguas abajo y aguas arriba del enrocado de protección del badén, para permitir un flujo libre de las aguas y sólidos que arrastra la quebrada en su recorrido natural.

Es necesario la colocación de enrocados de protección aguas arriba y aguas abajo, para proteger el camino de la acción regresiva del flujo en su dirección al río. Por lo tanto, en el tramo aguas arriba del badén y el primer dique que se aproxime al badén se ubicará una capa de protección de espesor 1.1 m con roca asentada en concreto de diámetro medio 0.7 m el cual es diseñado en el Anexo F, considerando que la máxima velocidad que soportará es aproximadamente 7.6 m/s, ver detalle de esta estructura en Plano M-7, de Anexo M.

B.3 ANÁLISIS AGUAS ABAJO DEL BADÉN

Se observó que la velocidad en la salida del Badén es 5.22 m/s y en la sección "2" (sección aguas abajo del badén) es 4.25 m/s, en esta sección el suelo es GC-GM (ver Anexo L) suelo que soporta aproximadamente velocidades entre 1.5 m/s a 2.1 m/s como se observa en tabla de máximas velocidades permitidas en salida de alcantarilla de capítulos anteriores (ver tabla 2.1). Entonces, se determinó la profundidad de la socavación que podría haber debajo de la salida del badén, considerando las características del terreno natural. La profundidad máxima obtenida es aproximadamente 2.2 m, como se observa en el Anexo E.

En un inicio para poder controlar este problema de socavación se pensó en ubicar un cuenco disipador de energía de riprap. El cuenco tendría una longitud aproximada de 20 m y 38 m de canal aguas abajo del cuenco protegido con riprap, de esta manera el flujo tendría una velocidad de 3.0 m/s en la salida del canal, tal como se observa en el Anexo E. Considerando que la extensión de terreno aguas abajo del badén es aproximadamente 30 m, no se creyó por conveniente ubicar un cuenco disipador porque no hay suficiente espacio para su construcción.

Por lo tanto, se diseñó una canal con las mismas dimensiones del badén, el cual es revestido y así proteger el terreno aguas abajo del badén, para lo cual se siguió las pautas e diseño de revestimiento en ribera de un cauce con roca asentada en concreto según "Design of Riprap Revetment" publicado por U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration (ver anexo F), de donde se calculó un revestimiento de espesor 0.5 m, con roca de $\varnothing = 0.35$ m asentada en concreto de $f'c=210$ Kg/cm² y de longitud 20 m. Para evitar el arrastre del material fino, debajo del asentado y emboquillado se instala un manto de geotextil cuyas características se pueden encontrar en el Anexo K.

El detalle de la estructura se puede ver en el Plano M-7, de Anexo M.

B.4 INFLUENCIA DEL DRENAJE LONGITUDINAL EN LA EROSIÓN EN LA ENTRADA Y SALIDA DE BADÉN

Se observó que conforme avanza la progresiva aumenta la cota de rasante de la carretera, entonces el flujo que llega de la cuneta al badén es el acumulado desde la alcantarilla de Km. 74+550, entonces el flujo recorre aproximadamente 180 m.

En lado izquierdo de la carretera (lado donde se encuentra la salida del badén) se necesita evacuar ordenadamente el flujo de la cuneta hacia el río Chillón a través del cambio de sección de la cuneta triangular a una de sección trapezoidal de concreto en una transición que se logra con un radio mínimo de 10 m (ver figura 5.4 de Capítulo 5). Obtenida esta sección se construye zanja con piedra asentada y emboquillada de diámetro nominal 0.30 m. en longitud suficiente hasta entregar al canal revestido que se ubicará en aguas abajo del badén (ver Plano M-7).

El lado derecho la carretera se encuentra en corte entonces se ubicará cuneta como estructura de drenaje longitudinal, el flujo de la cuneta se deja al badén a través del cambio de sección de la cuneta triangular a una de sección trapezoidal de concreto en una transición que se logra con un radio mínimo de 10 m (ver figura 5.4 de Capítulo 5). Obtenida esta sección se construye zanja con roca asentada y emboquillada de diámetro nominal 0.30 m. en longitud suficiente hasta entregar al cauce de la quebrada (ver Plano M-7).

Figura 6.16

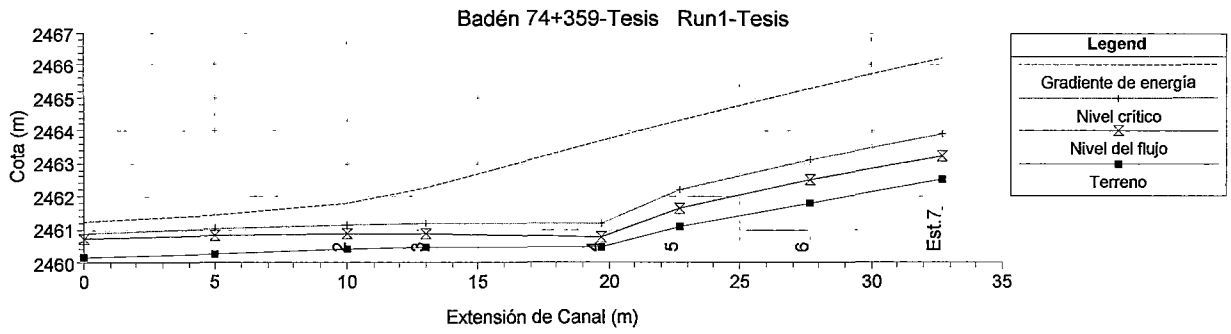
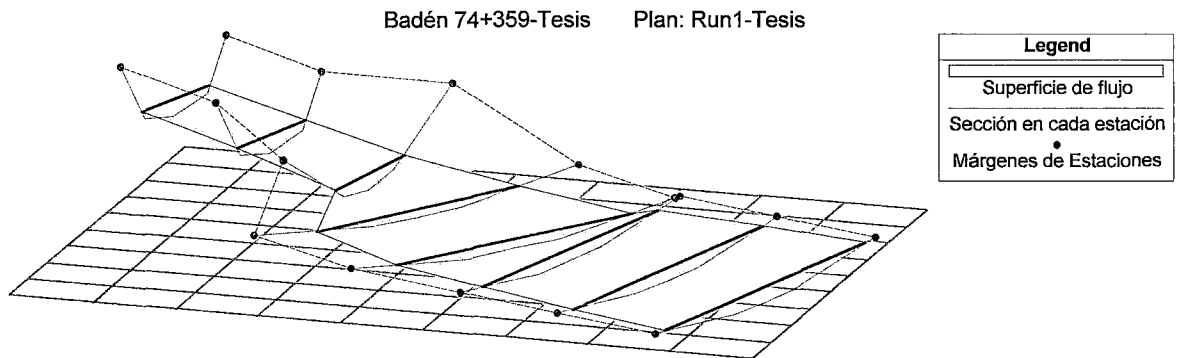


Figura 6.17



CAPÍTULO 7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Generalmente, el deterioro de una carretera se debe a los problemas de erosión que se presenta en la carretera y en las estructuras de drenaje que se ubican en ella. Considerando que nuestro país no puede darse el lujo de construir carreteras que tengan poco tiempo de servicio se debe prevenir los problemas de erosión en las carreteras o ubicar estructuras adecuadas de control de erosión.
- Por su topografía accidentada, gran parte del territorio peruano está expuesto a la erosión de suelos, y particularmente a la erosión por lluvia. Estimándose una proporción superior al 90% de las tierras del territorio nacional afectadas por el agua. (INRENA, 1996).
- Las zonas del país que afrontan los más graves problemas de erosión están ubicadas en la región de la Sierra, mayormente en los valles encañonados interandinos y en las cuencas torrenciales occidentales del sector central del país.
- **Generalmente en la fase de la construcción de la carretera se realizan esfuerzos para el control de erosión y sedimentación. Sin embargo, un exitoso programa tiene que dirigirse también a un control de erosión y sedimentación durante la planeación, ubicación, diseño y mantenimiento de la carretera. El mantenimiento preventivo de la carretera en la fase de ubicación, diseño y construcción ahorrará mucho dinero en el costo del mantenimiento. Así por ejemplo, dentro de las medidas de control de erosión antes de la construcción se encuentra el planeamiento que considere estudios básicos de tipo multidisciplinario (Geología, Geomorfología, Geodinámica, Hidrología, Hidráulica Fluvial, etc.), así como la elección de la ruta de la carretera que presente menor potencial de erosión (evitar secciones de corte y relleno, de deslizamientos naturales, evitar invasiones en cauces fluviales, etc.)**
- Son necesarios inspecciones periódicas de al menos cada 2 años y después de cada avenida del sistema de drenaje y de las medidas de control de erosión luego de completar la construcción. Así las deficiencias pueden ser ubicadas y corregidas antes que ellos desarrollen mayores problemas. Los daños de las avenidas deberían ser reparados rápidamente como sea posible para prevenir daños adicionales.
- Las obras de drenaje transversal que se han analizado en la presente tesis se refieren a obras menores (alcantarillas, badenes, etc.); no se considera a los puentes porque son obras mayores que requieren un análisis más extenso y detallado relacionado con

la hidráulica de ríos y difieren en su planeamiento con respecto a los de una alcantarilla. En cualquier caso, la idea es efectuar el cruce tratando de no modificar las condiciones originales del flujo en el río o quebrada.

- En la erosión que se presenta en la obra de drenaje transversal o en las proximidades a ésta intervienen varios factores como: análisis hidrológico, análisis hidráulico, estabilidad de la quebrada (hidráulica fluvial), geometría y ubicación de la estructura de drenaje transversal, características de la entrada y salida de la estructura de drenaje transversal, influencia de las estructuras adyacentes a la obra de drenaje transversal, características de las obras de drenaje longitudinal alrededor de las obras de drenaje transversal y características del lugar (clima, geología, topografía, suelo, vegetación etc.) donde está ubicada la estructura de drenaje transversal.
- Los flujos que se producen en numerosas quebradas del país son flujos de escombros, los cuales están relacionados con la erosión que sufre la quebrada. El caudal del flujo de escombros es mayor al caudal del flujo convencional que se obtiene en el campo de la hidrología de avenidas y la hidráulica de los ríos. Los flujos de escombros son importantes desde el punto de vista de prevención de desastres, puesto que ocurren frecuentemente y muchas veces causan pérdidas de vidas y propiedades.
- **Considerando que usualmente la inversión en los trabajos de regulación y control del flujo es alto; muchas veces es prudente tomar la actitud de "ESPERAR Y OBSERVAR". El conocimiento de la quebrada y su respuesta a inundaciones es la mejor guía para determinar que trabajos de protección deberían ser instalados.**
- El manejo del flujo de escombros puede ser dividido en medidas de prevención (prevención geomorfológica, suelo bioingeniería, manejo de quebrada, etc.) y medidas de control del flujo de escombros. El control del flujo de escombros es dividido en control activo y pasivo. El control pasivo se refiere a medidas de manejo de deslizamiento, medidas agrícolas y económicas, manejo de forestación y de elaboración de mapas de zonas de riesgo y peligro. Las medidas activas tratan de modificar el fenómeno y su impacto, de tal manera que el posible daño pueda ser controlado. Dentro de las medidas activas se encuentran las medidas estructurales e ingenieriles, las que asimismo se pueden dividir en: estructuras disipadoras de energía, sistemas de presas y estructuras de regulación (encauzamiento).
- La socavación total en una obra de drenaje transversal que se encuentra en la zona de contacto entre la quebrada y la carretera tiene 3 componentes principales. Estos componentes son:
 - Degradación o agradación a largo plazo
 - Socavación por contracción
 - Socavación local

También se debe considerar el movimiento lateral del cauce.

- El lecho de una quebrada puede estar agradando, degradando o estar en relativo equilibrio en las cercanías de la estructura de cruce. La tendencia a largo plazo puede cambiar durante la vida de la estructura de cruce. Los cambios pueden ser el resultado de procesos naturales o actividades del hombre. Las medidas de control de la degradación del lecho consideran la ubicación de diques (check dams) y revestimiento del cauce. El sólo revestimiento del cauce no es una medida de control exitosa contra los problemas de degradación. Actualmente las medidas usadas en intentar aliviar los problemas de agradación en la carretera incluyen: canalización, estanque de escombros, modificación de la estructura de cruce y/o continuo mantenimiento. Asimismo, se puede considerar la combinación de estas medidas.

- La socavación por contracción puede deberse a la aceleración del flujo debido a causas naturales y/o a la contracción del flujo debido a la forma de ubicación de la estructura de cruce. Por ejemplo, en la ubicación de la estructura en un tramo en curva del cauce de la quebrada, ya que estos tramos son naturalmente inestables. También se presenta erosión en el terraplén cerca de la estructura de cruce por efectos del remanso debido al alineamiento de la estructura de cruce con respecto a la quebrada.
- Los diseños alternativos para lograr el decrecimiento de la socavación por contracción, incluyen la ubicación de grandes estructuras de cruce, incrementar las estructuras de cruce, ubicar la superestructura (losa) de la estructura de cruce a una cota superior al nivel de inundación de los eventos máximos. La contracción del flujo puede ser reducida con el uso de espigones sobre el terraplén de la carretera para evitar que el flujo discurra paralelamente a la carretera. Los Diques guías en los estribos tienen similares propósitos. La principal medida de control usada para reducir los efectos de contracción es revestir las riberas del cauce y los taludes del relleno en los estribos de la estructura de cruce.
- También se ha observado que se presenta erosión en las zonas cercanas al ingreso o salida de las obras de drenaje transversal, ya sea por una inadecuada entrega del flujo proveniente del sistema de drenaje longitudinal o ausencia de las estructuras de entrada y/o salida (aleros, muros, etc.). Asimismo, en algunos casos, la estructura de salida de la obra de drenaje transversal se encuentra sobre la ribera de un río que se encuentra erosionando; por lo tanto, es necesario tomar las medidas adecuadas para proteger las proximidades de la obra de drenaje transversal, ya sea evitando la ubicación de estructuras en zonas peligrosas o el uso de defensas ribereñas, espigones, etc.
- Se debe ubicar una adecuada estructura de protección en la salida de la obra de drenaje transversal, que permita llevar en forma ordenada el flujo hacia un dren natural (río, quebrada, etc.), y así alejar el problema de erosión de las obras de drenaje transversal. Se debe buscar que **la velocidad en el cauce aguas abajo fuese la misma que antes de construir la obra de drenaje transversal**. En el caso que la velocidad en la salida de la obra de drenaje transversal sobrepase los límites admisibles, será necesario ubicar una protección de acuerdo a la topografía del terreno, tipo de suelo, características hidráulicas del flujo y el costo de la estructura. Estas estructuras pueden ser disipadores de energía; canales con revestimiento rígido o flexible (dependiendo de la estabilidad del terreno y la velocidad del flujo); rocas descargadas; uso de geosintéticos (geomantas, biomantas, geoceldas), etc.
- Debido a la topografía de la zona Andina del país, muchas veces el trazo de las carreteras presenta curvas de vuelta, donde el flujo que sale de una obra de drenaje transversal llega a otra obra de drenaje transversal que se encuentra aguas abajo (sistema de estructuras conectadas), entonces las obras de drenaje transversal llevan un caudal acumulativo que incrementa el problema de erosión. Por lo tanto, si el terreno es estable (presenta vegetación) y el suelo puede soportar las velocidades del flujo se podría dejar que el flujo discurra libremente en forma laminar evitando que se concentre la erosión en una zona determinada. Si el terreno no es estable y no puede soportar altas velocidades, se debe llevar el flujo de una estructura a otra en forma ordenada a través de rápidas, tuberías, sistema de andenería, o el uso de geosintéticos (geomantas, biomantas, geoceldas), etc.
- Algunas veces cerca de las estructuras de drenaje transversal se producen los fenómenos de tubificación y erosión interna, donde el suelo o las rocas muy intemperizadas son fácilmente erosionados por la fuerza que produce el agua al fluir a través de ellos. Por lo tanto, es importante la ubicación de un adecuado sistema de subdrenaje.

- La experiencia ha demostrado el efecto positivo de la vegetación, para evitar problemas de erosión, reptación y fallas subsuperficiales. La vegetación es probablemente el método más importante para proteger riberas de quebradas porque es relativamente fácil de establecer y mantener; es visualmente atractivo y medioambientalmente deseable. Se ha encontrado que donde hay árboles altos la erosión es menor que en el caso de arbustos. Además, se ha encontrado que las hierbas o maleza protegen generalmente mejor contra la erosión que los pastos.
- La Ingeniería biotécnica necesita ser aplicada de manera prudente, considerando las características geotécnicas del lugar, la geomorfología de la cuenca, tipo de suelo, biología de las plantas (tipo de plantas que pueden sobrevivir a varias sumersiones durante el ciclo normal, mediano y alto del flujo en las quebradas), características hidrológicas e hidráulicas. Finalmente, los programas para monitoreo y mantenimiento son esenciales para el éxito y efectividad de algún proyecto de ingeniería biotécnica; por lo tanto, estos programas tienen que ser incluidos en el proyecto.
- También se debe utilizar como medida de control de erosión el sistema de andenería que hemos heredado de nuestros antepasados y ha demostrado su eficiencia, el cual es la expresión de una cultura caracterizada por el trabajo organizado, para la conservación del agua, el suelo y para la producción agropecuaria eficiente.
- Dentro de otros materiales que se pueden utilizar para el control de erosión se encuentran los geosintéticos. Se puede encontrar una variedad de ellos de acuerdo al tipo de protección que se requiere. Por ejemplo para control de erosión superficial se encuentran las geomantas, biomantas, geoceldas, gaviones, etc. Algunos de los productos son completamente biodegradables, mientras que otros son sólo parcialmente.
- En cuanto a las obras de drenaje transversal que se analizaron como ejemplos de aplicación de la metodología propuesta para el control de erosión, se puede decir que la alcantarilla del km. 13+327 de la Carretera La Oroya – Pte. Matachico sólo recibe flujo del sistema de drenaje longitudinal (cuneta). Se presenta poca erosión aguas abajo de la alcantarilla, ya que la velocidad del flujo no es alta, el terreno es estable y presenta vegetación; sin embargo, se creyó conveniente proyectar como protección un canal revestido con roca.
- La alcantarilla del Km. 32+854 de la carretera la Oroya – Pte. Matachico, esta ubicada en la zona de contacto entre la quebrada Colpa y la carretera. Se observó que esta zona es parte del cono de deyección de la quebrada ya que el cauce presenta pendientes bajas que oscilan entre 5° y 10°, también se observó la acumulación de materiales que han sido arrastrados por el flujo de escombros. En la quebrada se presentan huaycos que obstruyen el paso de los vehículos por la carretera especialmente en los eventos del fenómeno “El Niño”. La alcantarilla que existe ha sido cubierta completamente por los escombros que arrastra la quebrada. Por lo tanto, se proyectó como medida de control un cuenco abierto de acumulación de escombros y la ubicación de un camino de acceso para la limpieza después de cada huayco. También se proyectó reemplazar la alcantarilla por una de mayor sección. Se proyectó como estructura de protección aguas abajo de la obra de drenaje transversal un canal revestido de roca acomodada.
- La alcantarilla ubicada en el Km. 70+374.71 de la carretera Lima – Canta sólo recibe flujo proveniente del sistema de drenaje longitudinal (cuneta); sin embargo, se ha observado erosión en la salida de la obra de drenaje transversal. Esto se debe a que la estructura de salida de la alcantarilla se encuentra cerca del tramo en curva del cauce del río Chillón y la ribera del cauce en esta zona se encuentra erosionando. A este efecto se agrega la concentración del flujo proveniente de la plataforma de la carretera, incrementando la erosión en la salida de la alcantarilla. Por lo tanto, se proyectó como

medida de control en la salida de la alcantarilla la ubicación de defensa ribereña de rip rap.

- El badén ubicado en el Km. 74+ 359 de la carretera Lima – Canta se encuentra en la zona de contacto entre una quebrada y la carretera, se ha observado que la dirección del eje del cauce de la quebrada en el cruce con la carretera no coincide con el eje del badén; por lo tanto, el flujo que lleva la quebrada no ingresa directa y libremente sobre el badén sino ocasiona daño y erosión al badén. Para controlar el problema de erosión aguas arriba del badén se proyectó diques de gaviones y protección con enrocado y así evitar la erosión en las proximidades al badén. Se ha considerado elegir como obra de cruce el badén porque la cota de la rasante de la carretera y el lecho del cauce de la quebrada son aproximadamente iguales y la pendiente del cauce de la quebrada cerca al cruce oscila entre 9° y 19°, lo cual permite que el flujo discurra libremente. También se ha proyectado reubicar el eje del badén, de tal manera que coincida con el eje de la quebrada. Se proyectó como protección aguas abajo del badén un canal revestido con roca acomodada. En un principio se pensó en ubicar una poza disipadora de energía; sin embargo, no se encontró el espacio requerido para ubicar la poza. Es importante considerar la ubicación de una adecuada señalización en las proximidades al badén, de esta manera se evita poner en peligro a los vehículos que se encuentren transitando cuando aparecen los huaycos.
- Es importante tener en cuenta que hay una significativa necesidad de tener un registro de la información acerca de las características de la erosión que se presenta en las obras de drenaje transversal en las épocas de máximas avenidas o huaycos, antes que las huellas dejadas por las avenidas sean modificadas por los trabajos de mantenimientos u otras actividades humanas. De esta manera se podrá estudiar y predecir el comportamiento de cada quebrada, ya que esto varía de acuerdo a las condiciones del clima, características de los suelos, la geomorfología de la zona, etc.
- También hay una significativa necesidad de tener un registro de la información acerca de la inestabilidad de las quebradas, así como de las medidas de control de erosión en las estructuras de drenaje, su instalación y mantenimiento. La investigación es necesaria para mejorar métodos actuales y proporcionar maneras más económicas y efectivas para prevenir la erosión. Se requieren estudios en muchas áreas del país ya que las condiciones del clima, características de los suelos y los tipos de las medidas de control de erosión son variables.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. American Association Of State Highway And Transportation Officials (AASHTO). **"Highway Drainage Guidelines"**. Task Force on Hydrology and Hydraulics AASHTO Highway Subcommittee on Design. Washington, D.C. 1987.
2. American Iron and Steel Institute. **"Manual de Productos de Acero para Drenaje y Construcción Vial"**. Manual publicado por: Armco International Division. Ohio, 1981.
3. Arancibia Samaniego, Ada Liz. **"Criterio Para El Manejo De Quebradas Aplicado A La Ingeniería Civil"**. Tesis Profesional, Facultad de Ingeniería Civil – UNI. Lima, 1998.
4. Asociación Ayesa - Alpha Consult S.A. **"Estudio De Ingeniería e Impacto Ambiental Para La Rehabilitación y Mejoramiento de la Carretera Lima – Canta"**. 1998.
5. Asociación Ayesa - Alpha Consult S.A. **"Estudio De Ingeniería e Impacto Ambiental Para La Rehabilitación y Mejoramiento de la Carretera La Oroya – Huancayo"**. 1998.
6. Barriga – Dall'Orto S.A. Ingenieros Consultores. **"Especificaciones Generales para Construcción de Carreteras (EG 2000)", Segunda Edición**. Ministerio de Transportes, Comunicaciones, Vivienda y Construcción de la República del Perú. Proyecto Especial de Rehabilitación Infraestructura de Transportes (PERT). Programa Rehabilitación de Transportes (PRT). Lima, Diciembre del 2000.
7. Benites Pazos, Víctor Hugo. **"Metodologías para el Control de la Erosión en Valles Altoandinos"**. Tesis Profesional, Universidad Nacional Agraria. Lima, 2000.
8. Brian C. Roberts, P.E. **"Best Management Practices for Erosion and Sediment Control"**. FHWA-FLP-94-005, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, D.C. 1995.
9. Brown, S.A. y E.S. Clyde. **"Design of Riprap Revetment"**. Hydraulic Engineering Circular No. 11, FHWA-IP-89-016. Washington, D.C. 1989.
10. Carhual Ramirez, Raúl Francisco. **"Estudio del Método de Corrección de Drenaje para Evitar los Huaycos y su Aplicación en la Quebradas"**. Tesis Profesional, Facultad de Ingeniería Civil-UNI. Lima

11. Chow V. T. **"Hidráulica de Canales Abiertos"**. Mc Graw Hill. New York. 1994.
12. Chow Ven Te, Maidment R. David, Mays W. Larry. **"Applied Hydrology"**. Mc Graw Hill. 1988.
13. Corry, M.L, P.L Thompson, F.J Watts y D.L. Richards. **"Hydraulic Design of Energy Dissipators for Culverts"**. Hydraulic Engineering Circular 14, FHWA EPD-86, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, D.C. 1983.
14. Ibáñez, Petronila. **"Control de Erosión en Obras Hidráulicas"**. Diseño de Obras Hidráulicas publicado por el A.C.I., Capítulo de Estudiantes, Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, 1994.
15. Ingenieros Consultores Luis Erazo N. y Asociados. **"Manual De Carreteras - Hidrología y Drenaje"**. Ministerio de Obras Públicas, Dirección General de Obras Públicas, Dirección de Vialidad. Chile. 1981.
16. Instituto Nacional de Recursos Naturales (INRENA). **"Mapa de Erosión de Suelo del Perú"**. Lima, 1996.
17. Internacional Erosión Control Association. **"Erosion Control at water crossings"**. Professional Development Course, Training Manual. 2000.
18. James P. Arnoult. **"Culvert Inspection Manual" supplement to the "Bridge Inspector's Training Manual"**. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, McLean Virginia, 1986.
19. James k. Searcy. **"Design of Roadside Drainage Channels"**. Hydraulic Engineering Circular 4, U.S. Department of Commerce, Bureau of Public Roads, Washington, D.C. 1965.
20. Koerner, Robert M. **"Designing with Geosynthetics"**. Fourth Edition. New Jersey, 1999.
21. Lagasse, P.F., J.D. Schall y E.V. Richardson. **"Stream Stability at Highway Structures"** Hydraulic Engineering Circular 20, Third Edition, FHWA NHI 01-002, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, D.C. 2001.
22. Lagasse, P.F., L.W. Zevenbergen, J.D. Schall, y P.E. Clopper. **"Bridge Scour and Stream Instability Countermeasures - Experience, Selection, and Design Guidelines"** Hydraulic Engineering Circular No. 23, Second Edition, Report FHWA NHI 01-003, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, D.C. 2001.

23. Leopold, L. B., M. G. Wolman y J. P. Miller, **"Fluvial Processes in Geomorphology"**. San Francisco, California. 1964.
24. Macaferri. **"Diques Flexibles"**. 1995.
25. Mansen Valderrama, Alfredo. **"Apuntes del Curso de Drenaje"**. Dpto. de Hidráulica e Hidrología. Facultad de Ingeniería Civil – UNI. Lima-1998.
26. Mansen Valderrama, Alfredo. **"Problemas en el Manejo de Quebradas"**. Diseño de Obras Hidráulicas publicado por el A.C.I., Capítulo de Estudiantes, Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, 1994.
27. Mansen Valderrama, Alfredo. **"Análisis y Alternativas de Manejo de Quebradas en Obras Hidráulicas"**. Exposición del Departamento Académico de Hidráulica e Hidrología, Facultad de Ingeniería Civil – UNI. Lima-2002.
28. Mansen + Kuroiwa Ingenieros Asociados S.A.C. **"Evaluación de las Condiciones Postconstrucción de los Sistemas de Drenaje de la Carretera La Oroya – Huancayo, Tramo 1: La Oroya – Pte. Matachico"**. Abril del 2003.
29. Minaya Espinoza, Elsa. **Planteamiento Y Desarrollo De Un Esquema De Drenaje Vial En El Ambito Del Fenómeno "El Niño" Carretera Panamericana Norte: Sullana – Aguas Verdes**. Tesis Profesional, Facultad de Ingeniería Civil – UNI. Lima, 1996.
30. Oldrich. Hungr, G.C. Morgan y R. Kellerhals. **"Quantitative Analysis of Debris Torrent Hazards for Design of Remedial Measures"**. Literature Search on Debris Flows Collected for Chris Robertson by Judy Ann Davis For Dodson Debris Flow. Oregon, 1996.
31. Oldrich Hungr, G.C. Morgan, D. F. VanDine, D.R. Lister. **"Debris flow Defenses in British Columbia"**. Literature Search on Debris Flows Collected for Chris Robertson by Judy Ann Davis For Dodson Debris Flow. Oregon, 1996.
32. Pacific Consultants International Ingenieros - CESEL Ingenieros S.A. **"Proyecto de Rehabilitación y/o Mejoramiento de Carreteras y La Construcción De Puentes Afectados Por El Fenomeno Del Niño Zona 2 : La Oroya-Huancayo, Tramo 1: La Oroya - Puente Matachico"**. 2 000
33. Peterka A.J. **"Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators"**. Engineering Monograph No. 25, Water and Power Resources, U. S. Bureau of Reclamation. Denver Colorado. 1980.
34. Quijano Calle, Alfonso Daniel. **"Técnicas de Conservación de Suelos en Condiciones Altoandinas con Énfasis en Agroforestería"**. Tesis Profesional, Universidad Nacional Agraria. Lima, 2000

35. Reynel R., Carlos. **"Agroforestería Tradicional en los Andes del Perú"**. 1987.
36. Rico Rodriguez, Alfonso y Hermilo del Castillo. **"La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres"**. México 1994.
37. Richardson, E.V., D.B. Simons y P.Y. Julien. **"Highways in the River Environment"**. Report FHWA – HI-90-016, Federal Highway Administration. McLean, Virginia. 1990.
38. Richardson, E.V. y S.R. Davis. **"Evaluating Scour at Bridges"** Hydraulic Engineering Circular No 18, Fourth Edition, FHWA NHI 01-001, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, D.C. 2001.
39. Rocha Felices, Arturo. **"Introducción a la Hidráulica Fluvial"**. Libro publicado por la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, 1998.
40. Sotelo Gilberto A. **"Drenaje en Carreteras y Aeropuertos"**. Universidad Nacional de México 1973.
41. Suarez Díaz, Jaime. **"Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Andinas y Tropicales"**. Instituto de Investigaciones sobre Erosión y Deslizamientos, Colombia 2000.
42. Torres Guevara, Juan. **"La Gestión de Microcuencas"**. Coordinadora de Ciencia y Tecnología en los Andes. Lima, 1999.
43. U.S Army Corps Of Engineering Institute For Water Resources. **"River Analysis System" HEC – RAS, User's Manual Version 3.0.1**, Hydrologic Engineering Center, March 2001.
44. U.S Army Corps Of Engineering Institute For Water Resources. **"Hydrologic Modeling System" HEC – HMS, User's Manual Version 2.0.3**. Hydrologic Engineering Center, June 2000.
45. Vásquez Villanueva, Absalon. **"Manejo de Cuencas Altoandinas"**. Escuela Superior de Administración de Aguas. Lima-Perú, 1997.
46. Villón, Máximo B. **"Hidráulica de Canales"**. Instituto Tecnológico de Costa Rica, Departamento de Ingeniería Agrícola, Cartago, Costa – Rica, 1985.

ANEXOS

- ANEXO A** ANÁLISIS DE BONDAD DE AJUSTE TEST DE KOLMOGOROV – SMIRNOV EN ESTACIONES DE LA CARRETERA LA OROYA – PTE. MATACHICO.
- ANEXO B** ANÁLISIS DE BONDAD DE AJUSTE TEST DE KOLMOGOROV – SMIRNOV EN ESTACIONES DE LA CARRETERA LIMA - CANTA.
- ANEXO C** ANÁLISIS HIDRÁULICO DE ALGUNAS OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL DE LA CARRETERA LA OROYA – PTE. MATACHICO.
- ANEXO D** ANÁLISIS HIDRÁULICO DE ALGUNAS OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL DE LA CARRETERA LIMA - CANTA.
- ANEXO E** SOCAVACIÓN AGUAS ABAJO DE LAS OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL.
- ANEXO F** DISEÑO DE LA PROTECCIÓN CON ENROCADO ASENTADO EN CONCRETO EN EL BADÉN DEL KM. 74+359 DE LA CARRETERA LIMA – CANTA.
- ANEXO G** DISEÑO DEL CANAL DE PROTECCIÓN AGUAS ABAJO DE LA ALCANTARILLA DEL KM. 13+327.70 DE LA CARRETERA LA OROYA – PTE. MATACHICO.
- ANEXO H** DISEÑO DEL CANAL DE PROTECCIÓN AGUAS ABAJO DE LA ALCANTARILLA DEL KM. 32+854.10 DE LA CARRETERA LA OROYA – PTE. MATACHICO.
- ANEXO I** DISEÑO DE LA DEFENSA RIBEREÑA COMO ESTRUCTURA DE PROTECCIÓN EN LA SALIDA DE LA ALCANTARILLA DEL KM. 70+374.71 DE LA CARRETERA LIMA – CANTA.
- ANEXO J** DISEÑO DE LA PROTECCIÓN CON DIQUES DE GAVIONES AGUAS ARRIBA DEL BADÉN DEL KM. 74+359 DE LA CARRETERA LIMA – CANTA.
- ANEXO K** DISEÑO DEL GEOTEXTIL.
- ANEXO L** ESTUDIO DE SUELOS.
- ANEXO M** PLANOS.

ANEXO A

**ANÁLISIS DE BONDAD DE AJUSTE TEST KOLMOGOROV – SMIRNOV (ESTACIONES
DE CARRETERA LA OROYA – PTE. MATACHICO)**

A.1 PRECIPITACION MÁXIMA EN 24 HORAS (mm) EN CUENCA DEL RÍO MANTARO

Tabla A.1.1

Año	Pomacocha	Huallacocha	San Cristobal	Yauricocha	La Oroya	Casaracra	Curipata
1953	27.2		30.2		19.4		17.6
1954	29.2	23.4	24.4		34.2		57.5
1955	22.4	18.5			17.8		24.9
1956	19.1	19.3	26.3		34.3		26.4
1957	18.6	17.8	16.3		28.5		15.0
1958	19.7	20.3	14.2		20.7	21.8	14.7
1959	31.1	31.2	11.3		25.1	27.9	32.9
1960	20.3	18.0			19.9	27.9	12.2
1961	29.2	22.9			23.2	25.4	
1962	23.4	21.8			21.9	24.1	18.5
1963	36.6	41.4			19.2	21.6	10.5
1964	24.6	22.9			23.6	27.3	47.8
1965	21.1	28.7	23.0	18.0	19.7	34.3	15.1
1966	26.9	52.1	33.7	29.6	19.9	31.8	28.7
1967	31.2	36.8	28.2	25.0	20.0	33.0	20.0
1968	26.7	25.4		22.2	20.5	55.9	32.3
1969	34.0	33.0		21.8	25.4	27.9	21.4
1970	22.9	31.8		32.1	27.4	29.2	31.2
1971	25.9	25.2		22.4	20.3	27.3	32.0
1972	21.6	41.2		19.0	17.0	27.9	33.3
1973	26.7	164.3		23.0	22.2	29.5	25.4
1974	31.0	56.4	22.5	28.0	18.2	24.1	20.3
1975	22.1	66.8	26.0	19.5	28.5	26.7	40.6
1976	24.1	73.4		20.0	23.9	26.9	26.7
1977	29.0	76.2	36.7	32.8	25.3	19.1	33.0
1978	16.5	45.2	25.8	17.3	19.9	32.0	30.9
1979	24.5	63.5	112.7	17.7	18.4	30.6	24.5
1980	24.2	61.5	24.6	18.7	22.0	23.3	17.9
1981	120.0	49.6	121.3	22.9	31.8	31.4	34.3
1982	47.1	115.3	28.7	30.2	23.9	18.5	26.2
1983	30.5	50.3	50.8	25.3	17.8		58.0
1984	22.6	92.0	24.9	25.8	15.3		22.9
1985	14.5	51.6	22.9	31.0	30.4		28.2
1986	23.4	96.0	27.9	38.7	25.9		31.8
1987	22.6	67.1	24.4	19.7	21.2		35.6
1988	54.9	54.6	38.1	20.8	21.2		23.1
1989	34.5	54.1	25.2	23.3	25.0		14.9
1990	26.7	44.5	21.7	21.0	19.9		21.6
1991	22.4	59.7	42.0	15.0	33.8		29.2
1992	35.9	42.9	30.5	13.0	55.0		15.6
1993	32.3	104.1		43.5	20.3		49.9
1994	30.5	130.3		25.9	30.5		16.5
1995	19.1	71.8		26.3			56.9
1996	19.1	57.9		18.3	30.5		21.6
1997	21.1				24.0		27.9
1998	21.6				33.4		29.7
1999	23.6				19.8		34.4

Fuente: SENAMHI, mencionado en el "Proyecto de Rehabilitación y/o Mejoramiento de la Carretera La Oroya - Puente Matachico" [32]

Tabla A.1.2 Precipitación Máxima en 24 horas (mm) Cuenca Río Mantaro

Año	Pachacayo	Mantaro	Angasmayo	Colpa	Ingenio	Morococha
1953						29.8
1954						19.2
1955						29.9
1956						41.4
1957						75.1
1958						19.6
1959						27.6
1960						31.6
1961						40.1
1962						43.1
1963						16.1
1964			27.7		25.8	23.7
1965			28.6		31.1	25.4
1966	22.3	32.7	28.2		24.7	29.7
1967	25.6	54.5	32.3		36.4	24.9
1968	44.3	30.5	16.1		28.0	20.7
1969	30.6	27.9	18.8	14.2	29.6	28.2
1970	25.9	17.1	19.7	29.8	34.4	24.4
1971	31.2	22.5	30.8	30.4	28.8	38.9
1972	25.3	29.5	34.9	25.3	38.3	25.7
1973	27.8	19.0	39.1	22.4	35.6	78.7
1974	20.1	52.3	27.0	19.1	36.0	29.2
1975	37.8	40.8	30.5	24.3	25.3	23.4
1976	32.2	30.7	31.2	20.5	28.9	87.6
1977	29.8	31.5	21.6	37.9	22.7	25.7
1978	32.8	26.4	35.9	28.7	30.3	36.3
1979	23.0	30.0	25.9	19.0	31.8	40.6
1980	25.0	43.5	36.5	15.6	23.3	41.2
1981	33.5	21.0	31.7	19.5	64.7	19.1
1982	19.2	24.5	31.0	32.0	31.0	21.3
1983	20.8	37.8	23.1	15.8		29.7
1984	22.5	31.3	35.8	26.5	33.1	33.0
1985	39.3	32.5	22.9	31.4		30.5
1986	17.2	18.0	31.9	28.3	51.2	38.1
1987	18.0	40.4	32.1	24.5	26.0	31.5
1988			23.6	23.1	28.4	33.5
1989			22.3	25.7	14.0	66.0
1990			15.8	17.1	21.1	22.9
1991			31.0	17.6	3.0	27.9
1992			31.0		4.1	39.4
1993			18.0		21.2	24.6
1994			11.3		12.6	17.3
1995			19.5		28.4	
1996			10.5		18.2	
1997					54.0	35.6
1998						38.1
1999						

Fuente: SENAMHI, mencionado en el "Proyecto de Rehabilitación y/o Mejoramiento de la Carretera La Oroya - Puente Matachico" [32]

A.2 ESTACION CURIPATA

Tabla A.2.1 Parámetros de la Muestra- Estación Curipata

Nº	P (x _o)	Ln P (y _o)
1	58.00	4.06
2	57.50	4.05
3	56.90	4.04
4	49.90	3.91
5	47.80	3.87
6	40.60	3.70
7	35.60	3.57
8	34.40	3.54
9	34.30	3.54
10	33.30	3.51
11	33.00	3.50
12	32.90	3.49
13	32.30	3.48
14	32.00	3.47
15	31.80	3.46
16	31.20	3.44
17	30.90	3.43
18	29.70	3.39
19	29.20	3.37
20	28.70	3.36
21	28.20	3.34
22	27.90	3.33
23	26.70	3.28
24	26.40	3.27
25	26.20	3.27
26	25.40	3.23
27	24.90	3.21
28	24.50	3.20
29	23.10	3.14
30	22.90	3.13
31	21.60	3.07
32	21.60	3.07
33	21.40	3.06
34	20.30	3.01
35	20.00	3.00
36	18.50	2.92
37	17.90	2.88
38	17.60	2.87
39	16.50	2.80
40	15.60	2.75
41	15.10	2.71
42	15.00	2.71
43	14.90	2.70
44	14.70	2.69
45	12.20	2.50
46	10.50	2.35
Media	28.03	3.25
Desv. Est.	11.63	0.40
CS	1.05	0.01
Var (Cs)	0.13	1.26
CS-1.96(Var CS)0.5	0.34	-2.18
CS-1.96(Var CS)0.5	1.76	2.21

Tabla A.2.2 Prueba de Bondad de Ajuste Kolmogorov – Smirnov- Estación Curipata

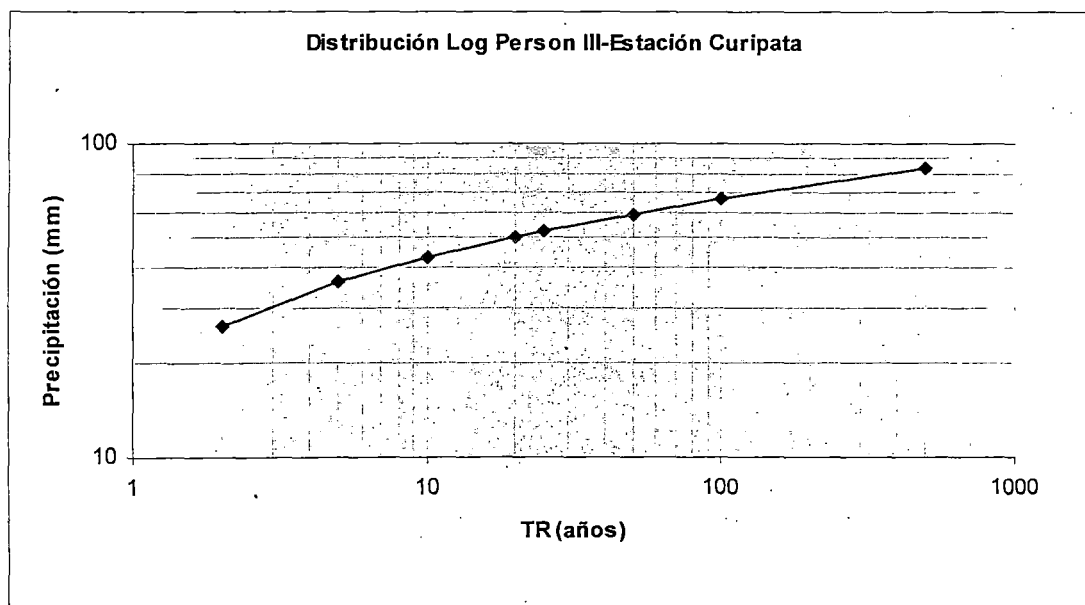
m	x_m	$F_o(x_m)$	F(x _m) Normal	$ F_o(x_m)-F(x_m) $ Normal	F(y _m) Log - Normal	$ F_o(y_m)-F(y_m) $ Log - Normal	F(y _m) Pearson III	$ F_o(y_m)-F(y_m) $ Pearson III	F(y _m) Log Pearson III	$ F_o(y_m)-F(y_m) $ Log Pearson III	F(x _m) GEV I	$ F_o(x_m)-F(x_m) $ GEV I
1	58.00	0.9787	0.9950	0.0163	0.9772	0.0016	0.9803	0.0016	0.9767	0.0020	0.9796	0.0009
2	57.50	0.9574	0.9944	0.0369	0.9760	0.0185	0.9791	0.0217	0.9755	0.0181	0.9785	0.0210
3	56.90	0.9362	0.9935	0.0573	0.9745	0.0383	0.9776	0.0414	0.9740	0.0379	0.9770	0.0408
4	49.90	0.9149	0.9700	0.0551	0.9480	0.0331	0.9499	0.0350	0.9475	0.0326	0.9509	0.0360
5	47.80	0.8936	0.9554	0.0618	0.9356	0.0420	0.9368	0.0432	0.9352	0.0416	0.9385	0.0449
6	40.60	0.8723	0.8601	0.0123	0.8675	0.0049	0.8640	0.0084	0.8674	0.0050	0.8690	0.0034
7	35.60	0.8511	0.7423	0.1087	0.7849	0.0662	0.7774	0.0737	0.7853	0.0658	0.7837	0.0674
8	34.40	0.8298	0.7079	0.1218	0.7593	0.0705	0.7510	0.0788	0.7597	0.0700	0.7571	0.0727
9	34.30	0.8085	0.7050	0.1035	0.7570	0.0515	0.7487	0.0598	0.7575	0.0510	0.7548	0.0537
10	33.30	0.7872	0.6746	0.1126	0.7335	0.0537	0.7246	0.0626	0.7341	0.0531	0.7304	0.0568
11	33.00	0.7660	0.6653	0.1007	0.7261	0.0399	0.7171	0.0489	0.7267	0.0392	0.7227	0.0432
12	32.90	0.7447	0.6622	0.0825	0.7236	0.0211	0.7146	0.0301	0.7242	0.0204	0.7201	0.0245
13	32.30	0.7234	0.6431	0.0803	0.7081	0.0153	0.6989	0.0245	0.7089	0.0145	0.7041	0.0193
14	32.00	0.7021	0.6334	0.0687	0.7001	0.0020	0.6908	0.0113	0.7009	0.0012	0.6959	0.0062
15	31.80	0.6809	0.6270	0.0539	0.6947	0.0138	0.6854	0.0045	0.6955	0.0147	0.6903	0.0094
16	31.20	0.6596	0.6073	0.0523	0.6780	0.0184	0.6686	0.0090	0.6789	0.0193	0.6730	0.0134
17	30.90	0.6383	0.5973	0.0410	0.6693	0.0310	0.6599	0.0216	0.6702	0.0319	0.6641	0.0258
18	29.70	0.6170	0.5569	0.0601	0.6331	0.0160	0.6238	0.0068	0.6340	0.0170	0.6267	0.0097
19	29.20	0.5957	0.5399	0.0558	0.6171	0.0214	0.6081	0.0123	0.6182	0.0224	0.6103	0.0146
20	28.70	0.5745	0.5228	0.0517	0.6007	0.0262	0.5919	0.0174	0.6018	0.0273	0.5935	0.0190
21	28.20	0.5532	0.5057	0.0475	0.5838	0.0306	0.5753	0.0221	0.5849	0.0317	0.5762	0.0230
22	27.90	0.5319	0.4954	0.0365	0.5734	0.0415	0.5652	0.0333	0.5745	0.0426	0.5656	0.0337
23	26.70	0.5106	0.4543	0.0563	0.5303	0.0197	0.5233	0.0126	0.5314	0.0208	0.5218	0.0111
24	26.40	0.4894	0.4441	0.0453	0.5192	0.0298	0.5124	0.0231	0.5202	0.0309	0.5105	0.0211
25	26.20	0.4681	0.4373	0.0308	0.5117	0.0436	0.5052	0.0371	0.5127	0.0446	0.5029	0.0348
26	25.40	0.4468	0.4104	0.0364	0.4810	0.0342	0.4756	0.0288	0.4820	0.0352	0.4720	0.0252
27	24.90	0.4255	0.3937	0.0318	0.4614	0.0359	0.4568	0.0312	0.4623	0.0368	0.4523	0.0268
28	24.50	0.4043	0.3806	0.0237	0.4455	0.0413	0.4416	0.0373	0.4463	0.0421	0.4364	0.0322
29	23.10	0.3830	0.3356	0.0473	0.3887	0.0057	0.3872	0.0042	0.3890	0.0060	0.3800	0.0030
30	22.90	0.3617	0.3294	0.0323	0.3805	0.0188	0.3793	0.0176	0.3807	0.0190	0.3719	0.0102
31	21.60	0.3404	0.2900	0.0504	0.3267	0.0137	0.3278	0.0126	0.3282	0.0142	0.3193	0.0212
32	21.60	0.3191	0.2900	0.0291	0.3267	0.0076	0.3279	0.0087	0.3282	0.0071	0.3193	0.0001
33	21.40	0.2979	0.2841	0.0137	0.3184	0.0206	0.3199	0.0220	0.3178	0.0199	0.3112	0.0134
34	20.30	0.2766	0.2530	0.0236	0.2733	0.0033	0.2766	0.0000	0.2718	0.0048	0.2677	0.0089
35	20.00	0.2553	0.2448	0.0105	0.2612	0.0059	0.2649	0.0096	0.2594	0.0041	0.2561	0.0008
36	18.50	0.2340	0.2081	0.0279	0.2025	0.0316	0.2076	0.0264	0.1991	0.0350	0.2005	0.0336
37	17.90	0.2128	0.1917	0.0210	0.1802	0.0326	0.1856	0.0272	0.1760	0.0368	0.1796	0.0332
38	17.60	0.1915	0.1848	0.0067	0.1694	0.0221	0.1749	0.0166	0.1648	0.0267	0.1695	0.0220
39	16.50	0.1702	0.1606	0.0096	0.1321	0.0381	0.1371	0.0331	0.1259	0.0443	0.1348	0.0354
40	15.60	0.1489	0.1425	0.0065	0.1047	0.0443	0.1085	0.0405	0.0970	0.0519	0.1094	0.0395
41	15.10	0.1277	0.1330	0.0053	0.0908	0.0389	0.0937	0.0340	0.0823	0.0454	0.0965	0.0312
42	15.00	0.1064	0.1312	0.0248	0.0881	0.0183	0.0908	0.0156	0.0795	0.0269	0.0940	0.0124
43	14.90	0.0851	0.1293	0.0442	0.0855	0.0004	0.0880	0.0029	0.0767	0.0084	0.0916	0.0065
44	14.70	0.0638	0.1257	0.0619	0.0804	0.0166	0.0824	0.0186	0.0713	0.0075	0.0868	0.0230
45	12.20	0.0426	0.0866	0.0441	0.0311	0.0114	0.0266	0.0160	0.0196	0.0229	0.0400	0.0026
46	10.50	0.0213	0.0658	0.0445	0.0127	0.0086	0.0053	0.0159	0.0029	0.0184	0.0206	0.0007

Δ max	0.1218	0.0705	0.0788	0.0700	0.0727
--------------	--------	--------	--------	--------	--------

Tabla A.2.3 Distribución Log Person III - Estación Curipata

T (años)	P (mm)
2	25.87
5	36.35
10	43.46
20	50.38
25	52.60
50	59.51
100	66.51
500	83.34

Gráfico A.2.1



A.3 ESTACION LA OROYA

Tabla A.3.1 Parámetros de la Muestra- Estación La Oroya

Nº	P (x _o)	Ln P (y _o)
1	55.00	4.01
2	34.30	3.54
3	34.20	3.53
4	33.80	3.52
5	33.40	3.51
6	31.80	3.46
7	30.50	3.42
8	30.50	3.42
9	30.40	3.41
10	28.50	3.35
11	28.50	3.35
12	27.40	3.31
13	25.90	3.25
14	25.40	3.23
15	25.30	3.23
16	25.10	3.22
17	25.00	3.22
18	24.00	3.18
19	23.90	3.17
20	23.90	3.17
21	23.60	3.16
22	23.20	3.14
23	22.20	3.10
24	22.00	3.09
25	21.90	3.09
26	21.20	3.05
27	21.20	3.05
28	20.70	3.03
29	20.50	3.02
30	20.30	3.01
31	20.30	3.01
32	20.00	3.00
33	19.90	2.99
34	19.90	2.99
35	19.90	2.99
36	19.90	2.99
37	19.80	2.99
38	19.70	2.98
39	19.40	2.97
40	19.20	2.95
41	18.40	2.91
42	18.20	2.90
43	17.80	2.88
44	17.80	2.88
45	17.00	2.83
46	15.30	2.73
Media	24.26	3.16
Desv. Est.	6.85	0.24
C_S	2.23	1.08
Var (C_S)	0.13	0.32
C_S-1.96(Var C_S)^{0.5}	1.52	-0.04
C_S+1.96(Var C_S)^{0.5}	2.94	2.19

Tabla A.3.2 Prueba de Bondad de Ajuste Kolmogorov – Smirnov- Estación La Oroya

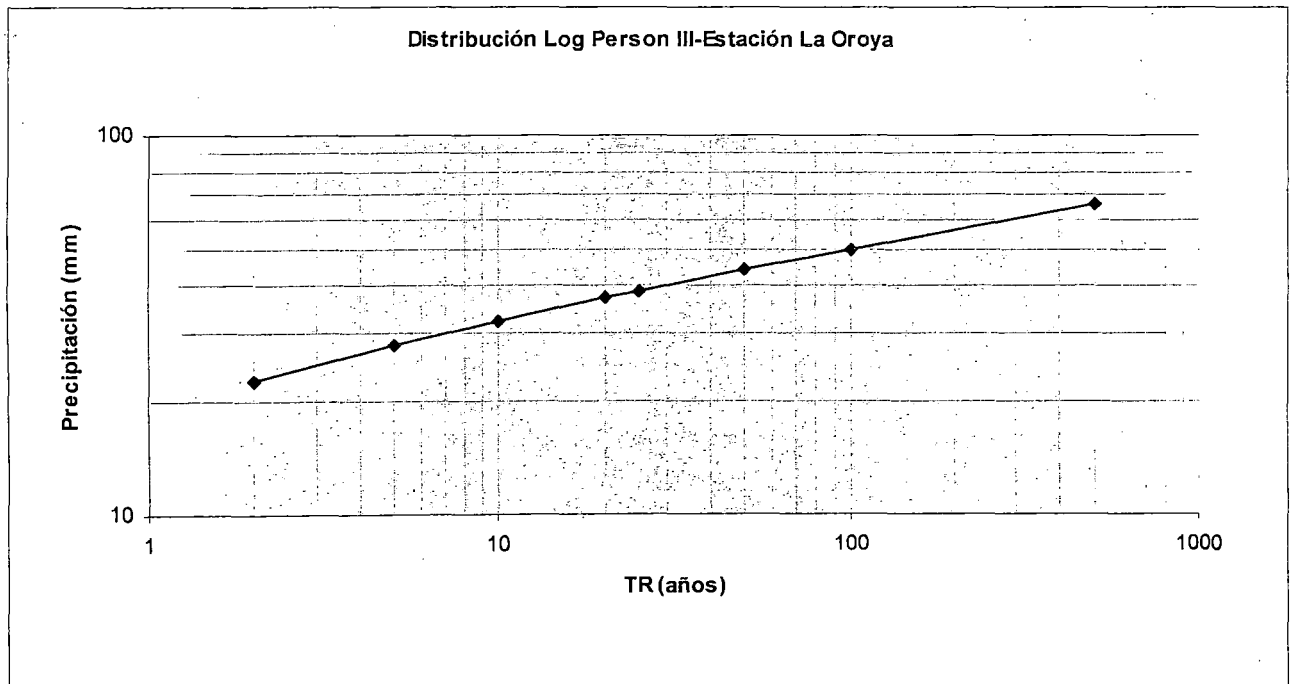
m	x_m	$F_o(x_m)$	F(x _m) Normal	$ F_o(x_m)-F(x_m) $ Normal	F(y _m) Log Normal	$ F_o(y_m)-F(y_m) $ Log - Normal	F(y _m) Pearson III	$ F_o(y_m)-F(y_m) $ Pearson III	F(y _m) Log Pearson III	$ F_o(y_m)-F(y_m) $ Log Pearson III	F(x _m) GEV I	$ F_o(x_m)-F(x_m) $ GEV I
1	55.00	0.9787	1.0000	0.0213	0.9998	0.0211	0.9949	0.0162	0.9945	0.0158	0.9982	0.0195
2	34.30	0.9574	0.9287	0.0288	0.9405	0.0170	0.9184	0.0390	0.9242	0.0332	0.9179	0.0395
3	34.20	0.9362	0.9267	0.0095	0.9390	0.0029	0.9172	0.0189	0.9231	0.0131	0.9164	0.0197
4	33.80	0.9149	0.9182	0.0033	0.9330	0.0181	0.9124	0.0025	0.9183	0.0034	0.9102	0.0047
5	33.40	0.8936	0.9090	0.0154	0.9263	0.0327	0.9073	0.0137	0.9131	0.0195	0.9036	0.0100
6	31.80	0.8723	0.8645	0.0078	0.8937	0.0213	0.8834	0.0110	0.8887	0.0163	0.8721	0.0002
7	30.50	0.8511	0.8189	0.0322	0.8586	0.0075	0.8592	0.0082	0.8632	0.0121	0.8399	0.0112
8	30.50	0.8298	0.8189	0.0109	0.8586	0.0288	0.8592	0.0294	0.8632	0.0334	0.8399	0.0101
9	30.40	0.8085	0.8150	0.0065	0.8555	0.0470	0.8572	0.0487	0.8610	0.0525	0.8371	0.0286
10	28.50	0.7872	0.7320	0.0552	0.7864	0.0009	0.8113	0.0241	0.8110	0.0237	0.7758	0.0114
11	28.50	0.7660	0.7320	0.0339	0.7864	0.0204	0.8113	0.0453	0.8110	0.0450	0.7758	0.0098
12	27.40	0.7447	0.6766	0.0681	0.7361	0.0086	0.7779	0.0332	0.7736	0.0289	0.7320	0.0127
13	25.90	0.7234	0.5945	0.1289	0.6550	0.0684	0.7219	0.0015	0.7100	0.0134	0.6615	0.0619
14	25.40	0.7021	0.5660	0.1362	0.6249	0.0772	0.7000	0.0021	0.6850	0.0171	0.6352	0.0669
15	25.30	0.6809	0.5602	0.1207	0.6187	0.0621	0.6955	0.0146	0.6798	0.0010	0.6298	0.0510
16	25.10	0.6596	0.5487	0.1109	0.6062	0.0534	0.6861	0.0265	0.6691	0.0095	0.6188	0.0408
17	25.00	0.6383	0.5429	0.0954	0.5998	0.0385	0.6813	0.0430	0.6636	0.0253	0.6132	0.0251
18	24.00	0.6170	0.4847	0.1323	0.5336	0.0835	0.6286	0.0116	0.6038	0.0133	0.5544	0.0626
19	23.90	0.5957	0.4789	0.1169	0.5267	0.0690	0.6228	0.0271	0.5973	0.0015	0.5483	0.0475
20	23.90	0.5745	0.4789	0.0956	0.5267	0.0478	0.6228	0.0484	0.5973	0.0228	0.5483	0.0262
21	23.60	0.5532	0.4614	0.0918	0.5059	0.0473	0.6050	0.0518	0.5773	0.0241	0.5295	0.0236
22	23.20	0.5319	0.4383	0.0936	0.4778	0.0541	0.5798	0.0479	0.5492	0.0173	0.5040	0.0279
23	22.20	0.5106	0.3816	0.1291	0.4061	0.1046	0.5088	0.0018	0.4724	0.0382	0.4376	0.0730
24	22.00	0.4894	0.3705	0.1189	0.3916	0.0977	0.4932	0.0038	0.4560	0.0334	0.4240	0.0653
25	21.90	0.4681	0.3650	0.1031	0.3844	0.0837	0.4851	0.0170	0.4476	0.0205	0.4172	0.0509
26	21.20	0.4468	0.3273	0.1195	0.3343	0.1125	0.4246	0.0222	0.3867	0.0601	0.3691	0.0777
27	21.20	0.4255	0.3273	0.0982	0.3343	0.0912	0.4246	0.0009	0.3867	0.0388	0.3691	0.0564
28	20.70	0.4043	0.3014	0.1029	0.2993	0.1050	0.3765	0.0277	0.3412	0.0631	0.3347	0.0696
29	20.50	0.3830	0.2913	0.0917	0.2855	0.0975	0.3560	0.0269	0.3226	0.0604	0.3210	0.0620
30	20.30	0.3617	0.2813	0.0804	0.2719	0.0898	0.3347	0.0270	0.3038	0.0579	0.3074	0.0543
31	20.30	0.3404	0.2813	0.0591	0.2719	0.0685	0.3347	0.0057	0.3038	0.0366	0.3074	0.0331
32	20.00	0.3191	0.2667	0.0524	0.2519	0.0673	0.3012	0.0180	0.2754	0.0437	0.2871	0.0320
33	19.90	0.2979	0.2620	0.0359	0.2453	0.0526	0.2895	0.0084	0.2659	0.0320	0.2804	0.0175
34	19.90	0.2766	0.2620	0.0146	0.2453	0.0313	0.2895	0.0129	0.2659	0.0107	0.2804	0.0038
35	19.90	0.2553	0.2620	0.0066	0.2453	0.0100	0.2895	0.0342	0.2659	0.0106	0.2804	0.0251
36	19.90	0.2340	0.2620	0.0279	0.2453	0.0113	0.2895	0.0555	0.2659	0.0319	0.2804	0.0464
37	19.80	0.2128	0.2572	0.0445	0.2388	0.0261	0.2776	0.0649	0.2564	0.0437	0.2737	0.0610
38	19.70	0.1915	0.2525	0.0610	0.2324	0.0409	0.2655	0.0740	0.2469	0.0555	0.2671	0.0756
39	19.40	0.1702	0.2387	0.0685	0.2135	0.0433	0.2274	0.0572	0.2186	0.0483	0.2475	0.0773
40	19.20	0.1489	0.2298	0.0808	0.2012	0.0523	0.2005	0.0515	0.1998	0.0509	0.2346	0.0857
41	18.40	0.1277	0.1959	0.0682	0.1556	0.0279	0.0728	0.0549	0.1278	0.0001	0.1856	0.0580
42	18.20	0.1064	0.1879	0.0815	0.1450	0.0386	0.0265	0.0799	0.1110	0.0046	0.1741	0.0677
43	17.80	0.0851	0.1726	0.0875	0.1251	0.0400	0.0163	0.0688	0.0796	0.0055	0.1519	0.0668
44	17.80	0.0638	0.1726	0.1087	0.1251	0.0613	0.0163	0.0475	0.0796	0.0157	0.1519	0.0881
45	17.00	0.0426	0.1444	0.1018	0.0902	0.0476	0.0332	0.0094	0.0288	0.0137	0.1120	0.0695
46	15.30	0.0213	0.0952	0.0739	0.0380	0.0167	0.0518	0.0305	0.0187	0.0026	0.0493	0.0280

Δ max	0.1362	0.1125	0.0799	0.0631	0.0881
--------------	--------	--------	--------	--------	--------

Tabla A.3.3 Distribución Log Person III - Estación La Oroya

T (años)	P (mm)
2	22.55
5	28.18
10	32.54
20	37.19
25	38.78
50	43.99
100	49.74
500	65.55

Gráfico A.3.1



A.4 ESTACION CASARACRA

Tabla A.4.1 Parámetros de la Muestra- Estación Casaracra

Nº	P (x _o)	Ln P (y _o)
1	55.90	4.02
2	34.30	3.54
3	33.00	3.50
4	32.00	3.47
5	31.80	3.46
6	31.40	3.45
7	30.60	3.42
8	29.50	3.38
9	29.20	3.37
10	27.90	3.33
11	27.90	3.33
12	27.90	3.33
13	27.90	3.33
14	27.30	3.31
15	27.30	3.31
16	26.90	3.29
17	26.70	3.28
18	25.40	3.23
19	24.10	3.18
20	24.10	3.18
21	23.30	3.15
22	21.80	3.08
23	21.60	3.07
24	19.10	2.95
25	18.50	2.92
Media	28.22	3.32
Desv. Est.	7.09	0.22
C_s	2.44	1.02
Var (C_s)	0.24	0.51
C_s-1.96(Var C_s)^{0.5}	1.48	-0.37
C_s+1.96(Var C_s)^{0.5}	3.40	2.42

Tabla A.4.2 Prueba de Bondad de Ajuste Kolmogorov – Smirnov- Estación Casaracra

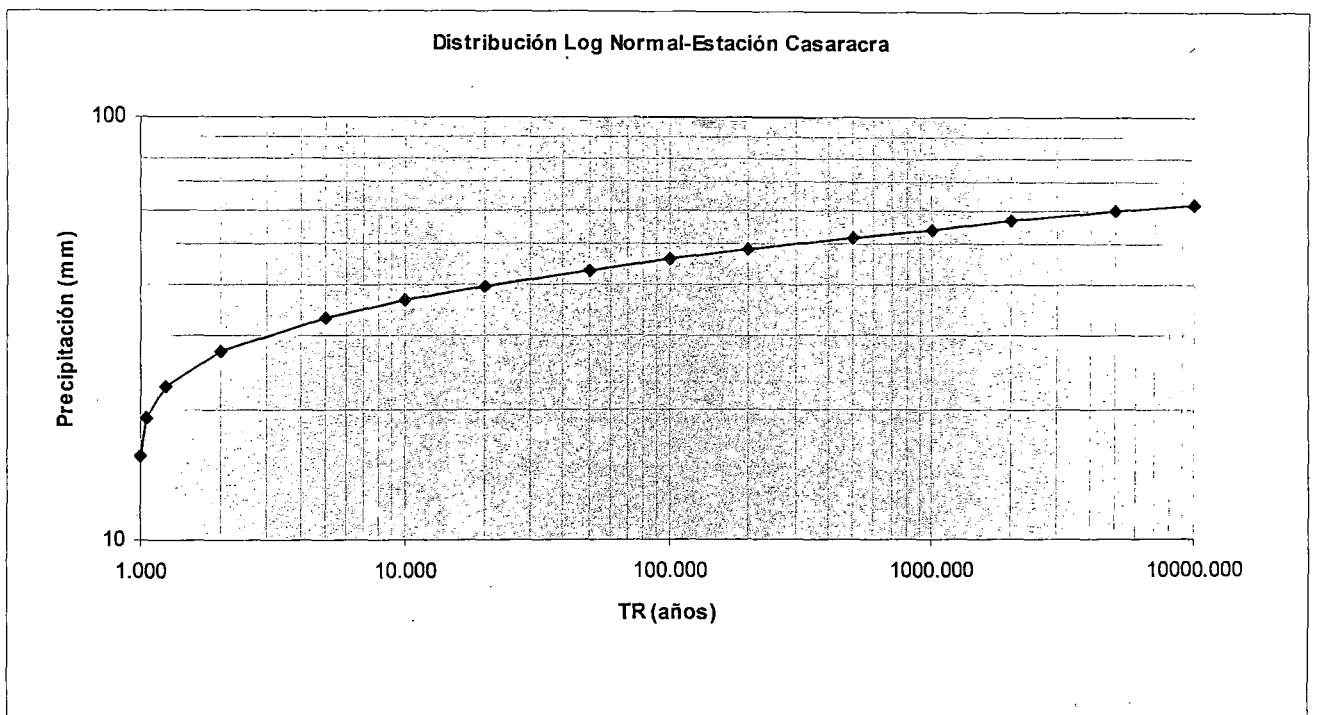
m	x_m	$F_o(x_m)$	$F(x_m)$ Normal	$ F_o(x_m)-F(x_m) $ Normal	$F(y_m)$ Log Normal	$ F_o(y_m)-F(y_m) $ Log - Normal	$F(y_m)$ Pearson III	$ F_o(y_m)-F(y_m) $ Pearson III	$F(y_m)$ Log Pearson III	$ F_o(y_m)-F(y_m) $ Log Pearson III	$F(x_m)$ GEV I	$ F_o(x_m)-F(x_m) $ GEV I
1	55.90	0.9615	1.0000	0.0384	0.9994	0.0379	0.9907	0.0292	0.9925	0.0310	0.9963	0.0347
2	34.30	0.9231	0.8046	0.1185	0.8435	0.0796	0.8566	0.0665	0.8515	0.0715	0.8296	0.0935
3	33.00	0.8846	0.7501	0.1345	0.7972	0.0874	0.8281	0.0565	0.8176	0.0670	0.7895	0.0951
4	32.00	0.8462	0.7032	0.1429	0.7550	0.0911	0.8020	0.0442	0.7861	0.0601	0.7534	0.0928
5	31.80	0.8077	0.6934	0.1143	0.7459	0.0618	0.7963	0.0114	0.7791	0.0286	0.7456	0.0621
6	31.40	0.7692	0.6733	0.0959	0.7269	0.0423	0.7843	0.0150	0.7645	0.0047	0.7293	0.0399
7	30.60	0.7308	0.6317	0.0991	0.6862	0.0446	0.7578	0.0271	0.7326	0.0018	0.6943	0.0364
8	29.50	0.6923	0.5719	0.1205	0.6244	0.0679	0.7155	0.0232	0.6817	0.0106	0.6408	0.0515
9	29.20	0.6538	0.5552	0.0987	0.6065	0.0473	0.7026	0.0487	0.6663	0.0124	0.6251	0.0288
10	27.90	0.6154	0.4822	0.1332	0.5244	0.0909	0.6382	0.0229	0.5916	0.0238	0.5518	0.0635
11	27.90	0.5769	0.4822	0.0947	0.5244	0.0525	0.6383	0.0614	0.5916	0.0147	0.5518	0.0251
12	27.90	0.5385	0.4822	0.0562	0.5244	0.0140	0.6383	0.0998	0.5916	0.0531	0.5518	0.0134
13	27.90	0.5000	0.4822	0.0178	0.5244	0.0244	0.6383	0.1383	0.5916	0.0916	0.5518	0.0518
14	27.30	0.4615	0.4486	0.0129	0.4847	0.0231	0.6033	0.1418	0.5525	0.0910	0.5155	0.0539
15	27.30	0.4231	0.4486	0.0255	0.4847	0.0616	0.6033	0.1802	0.5526	0.1295	0.5155	0.0924
16	26.90	0.3846	0.4264	0.0418	0.4577	0.0731	0.5778	0.1932	0.5249	0.1403	0.4905	0.1059
17	26.70	0.3462	0.4153	0.0692	0.4442	0.0980	0.5644	0.2182	0.5106	0.1645	0.4778	0.1316
18	25.40	0.3077	0.3456	0.0379	0.3559	0.0482	0.4631	0.1554	0.4105	0.1029	0.3928	0.0851
19	24.10	0.2692	0.2808	0.0115	0.2708	0.0015	0.3295	0.0603	0.3009	0.0316	0.3066	0.0374
20	24.10	0.2308	0.2808	0.0500	0.2708	0.0400	0.3295	0.0987	0.3009	0.0701	0.3066	0.0758
21	23.30	0.1923	0.2440	0.0517	0.2220	0.0297	0.2208	0.0285	0.2315	0.0392	0.2551	0.0627
22	21.80	0.1538	0.1827	0.0289	0.1422	0.0117	0.0128	0.1410	0.1097	0.0441	0.1666	0.0128
23	21.60	0.1154	0.1754	0.0600	0.1329	0.0175	0.0161	0.0992	0.0954	0.0200	0.1560	0.0406
24	19.10	0.0769	0.0993	0.0223	0.0467	0.0302	0.0415	0.0354	0.9821	0.9052	0.0539	0.0230
25	18.50	0.0385	0.0853	0.0468	0.0341	0.0044	0.0455	0.0070	0.9956	0.9572	0.0386	0.0001

Δ_{max}	0.1429	0.0980	0.2182	0.9572	0.1316
----------------	--------	--------	--------	--------	--------

Tabla A.4.3 Distribución Log Normal - Estación Casaracra

T	P (mm)
1.005	15.7
1.05	19.1
1.25	22.9
2	27.5
5	33.1
10	36.4
20	39.4
50	43.1
100	45.7
200	48.3
500	51.5
1000	54.0
2000	56.4
5000	59.6
10000	61.9

Gráfico A.4.1



A.5 ESTACION INGENIO

Tabla A.5.1 Parámetros de la Muestra- Estación Ingenio

Nº	P (x _o)	Ln P (y _o)
1	64.70	4.17
2	54.00	3.99
3	51.20	3.94
4	38.30	3.65
5	36.40	3.59
6	36.00	3.58
7	35.60	3.57
8	34.40	3.54
9	33.10	3.50
10	31.80	3.46
11	31.10	3.44
12	31.00	3.43
13	30.30	3.41
14	29.60	3.39
15	28.90	3.36
16	28.80	3.36
17	28.40	3.35
18	28.40	3.35
19	28.00	3.33
20	26.00	3.26
21	25.80	3.25
22	25.30	3.23
23	24.70	3.21
24	23.30	3.15
25	22.70	3.12
26	21.20	3.05
27	21.10	3.05
28	18.20	2.90
29	14.00	2.64
30	12.60	2.53
31	4.10	1.41
32	3.00	1.10
Media	28.81	3.23
Desv. Est.	12.50	0.62
C_s	0.59	-2.09
Var (C_s)	0.19	21.61
C_s-1.96(Var C_s)^{0.5}	-0.26	-11.21
C_s+1.96(Var C_s)^{0.5}	1.43	7.02

Tabla A.5.2 Prueba de Bondad de Ajuste Kolmogorov – Smirnov- Estación Ingenio

m	x_m	$F_o(x_m)$	$F(x_m)$ Normal	$ F_o(x_m)-F(x_m) $ Normal	$F(y_m)$ Log Normal	$ F_o(y_m)-F(y_m) $ Log - Normal	$F(y_m)$ Pearson III	$ F_o(y_m)-F(y_m) $ Pearson III	$F(y_m)$ Log Pearson III	$ F_o(y_m)-F(y_m) $ Log Pearson III	$F(x_m)$ GEV I	$ F_o(x_m)-F(x_m) $ GEV I
1	64.70	0.9697	0.9980	0.0283	0.9363	0.0334	0.9920	0.0223	1.0000	0.0303	0.9860	0.0163
2	54.00	0.9394	0.9780	0.0386	0.8910	0.0484	0.9648	0.0255	1.0000	0.0606	0.9585	0.0191
3	51.20	0.9091	0.9633	0.0543	0.8740	0.0351	0.9498	0.0407	1.0000	0.0909	0.9451	0.0360
4	38.30	0.8788	0.7761	0.1027	0.7503	0.1285	0.7901	0.0887	0.7330	0.1458	0.8089	0.0699
5	36.40	0.8485	0.7281	0.1204	0.7234	0.1251	0.7493	0.0992	0.6736	0.1749	0.7728	0.0757
6	36.00	0.8182	0.7173	0.1008	0.7174	0.1008	0.7400	0.0782	0.6612	0.1570	0.7645	0.0537
7	35.60	0.7879	0.7064	0.0815	0.7112	0.0766	0.7306	0.0573	0.6491	0.1388	0.7559	0.0320
8	34.40	0.7576	0.6725	0.0850	0.6920	0.0656	0.7009	0.0567	0.6130	0.1446	0.7287	0.0289
9	33.10	0.7273	0.6342	0.0931	0.6697	0.0576	0.6665	0.0608	0.5747	0.1526	0.6965	0.0307
10	31.80	0.6970	0.5944	0.1025	0.6459	0.0511	0.6300	0.0670	0.5374	0.1596	0.6615	0.0355
11	31.10	0.6667	0.5726	0.0941	0.6324	0.0343	0.6095	0.0572	0.5177	0.1490	0.6415	0.0252
12	31.00	0.6364	0.5695	0.0669	0.6304	0.0060	0.6065	0.0299	0.5149	0.1215	0.6385	0.0022
13	30.30	0.6061	0.5474	0.0587	0.6163	0.0103	0.5854	0.0207	0.4955	0.1105	0.6175	0.0115
14	29.60	0.5758	0.5251	0.0506	0.6018	0.0261	0.5638	0.0120	0.4764	0.0993	0.5958	0.0200
15	28.90	0.5455	0.5028	0.0427	0.5868	0.0413	0.5418	0.0037	0.4576	0.0878	0.5732	0.0278
16	28.80	0.5152	0.4996	0.0156	0.5846	0.0694	0.5386	0.0234	0.4550	0.0602	0.5700	0.0548
17	28.40	0.4848	0.4868	0.0020	0.5757	0.0909	0.5258	0.0410	0.4444	0.0405	0.5567	0.0718
18	28.40	0.4545	0.4868	0.0323	0.5757	0.1212	0.5258	0.0713	0.4444	0.0102	0.5567	0.1021
19	28.00	0.4242	0.4741	0.0498	0.5667	0.1425	0.5129	0.0887	0.4339	0.0096	0.5432	0.1190
20	26.00	0.3939	0.4110	0.0171	0.5191	0.1252	0.4471	0.0532	0.3828	0.0111	0.4727	0.0788
21	25.80	0.3636	0.4048	0.0411	0.5142	0.1505	0.4405	0.0768	0.3779	0.0142	0.4654	0.1018
22	25.30	0.3333	0.3894	0.0560	0.5015	0.1682	0.4238	0.0905	0.3656	0.0323	0.4471	0.1137
23	24.70	0.3030	0.3711	0.0681	0.4860	0.1830	0.4037	0.1007	0.3510	0.0480	0.4248	0.1218
24	23.30	0.2727	0.3296	0.0569	0.4484	0.1757	0.3572	0.0844	0.3179	0.0452	0.3722	0.0994
25	22.70	0.2424	0.3124	0.0700	0.4318	0.1894	0.3374	0.0950	0.3042	0.0617	0.3495	0.1071
26	21.20	0.2121	0.2713	0.0592	0.3888	0.1766	0.2889	0.0768	0.2707	0.0586	0.2934	0.0813
27	21.10	0.1818	0.2686	0.0868	0.3858	0.2040	0.2857	0.1039	0.2685	0.0867	0.2898	0.1079
28	18.20	0.1515	0.1980	0.0464	0.2982	0.1466	0.1987	0.0472	0.2084	0.0569	0.1886	0.0371
29	14.00	0.1212	0.1180	0.0032	0.1699	0.0487	0.0966	0.0246	0.1317	0.0105	0.0768	0.0444
30	12.60	0.0909	0.0973	0.0064	0.1302	0.0393	0.0705	0.0204	0.1090	0.0181	0.0517	0.0392
31	4.10	0.0606	0.0240	0.0366	0.0016	0.0590	0.0001	0.0605	0.0089	0.0517	0.0008	0.0598
32	3.00	0.0303	0.0195	0.0108	0.0003	0.0300	0.0004	0.0299	0.0027	0.0276	0.0004	0.0299

Δ max

0.1204

0.2040

0.1039

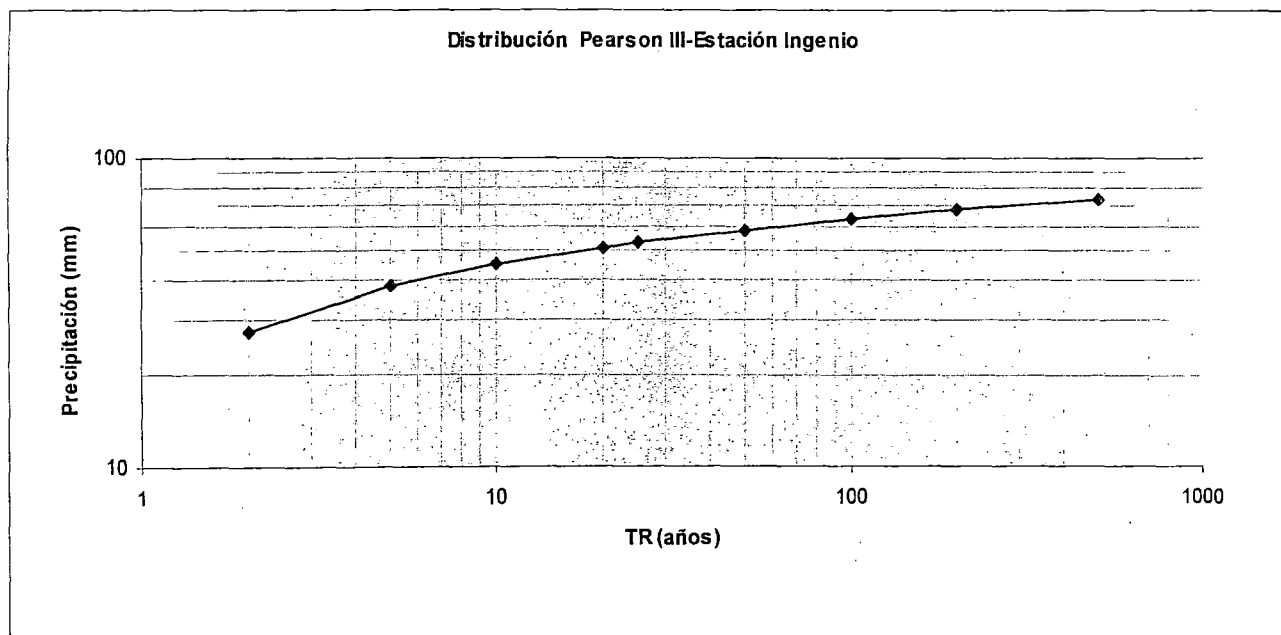
0.1749

0.1218

Tabla A.5.3 Distribución Pearson - Estación Ingenio

T (años)	P (mm)
2	27.60
5	38.81
10	45.41
20	51.25
25	53.02
50	58.26
100	63.21
200	67.92
500	73.90

Gráfico A.5.1



A.6 ESTACION MOROCOCHA

Tabla A.6.1 Parámetros de la Muestra- Estación Morococha

Nº	P (x _o)	Ln P (y _o)
1	87.60	4.47
2	78.70	4.37
3	75.10	4.32
4	66.00	4.19
5	43.10	3.76
6	41.40	3.72
7	41.20	3.72
8	40.60	3.70
9	40.10	3.69
10	39.40	3.67
11	38.90	3.66
12	38.10	3.64
13	38.10	3.64
14	36.30	3.59
15	35.60	3.57
16	33.50	3.51
17	33.00	3.50
18	31.60	3.45
19	31.50	3.45
20	30.50	3.42
21	29.90	3.40
22	29.80	3.39
23	29.70	3.39
24	29.70	3.39
25	29.20	3.37
26	28.20	3.34
27	27.90	3.33
28	27.60	3.32
29	25.70	3.25
30	25.70	3.25
31	25.40	3.23
32	24.90	3.21
33	24.60	3.20
34	24.40	3.19
35	23.70	3.17
36	23.40	3.15
37	22.90	3.13
38	21.30	3.06
39	20.70	3.03
40	19.60	2.98
41	19.20	2.95
42	19.10	2.95
43	17.30	2.85
44	16.10	2.78
Media	33.78	3.44
Desv. Est.	15.69	0.38
C_s	2.03	0.90
Var (C_s)	0.14	1.07
C_s-1.96(Var C_s)^{0.5}	1.31	-1.12
C_s+1.96(Var C_s)^{0.5}	2.75	2.92

Tabla A.6.2 Prueba de Bondad de Ajuste Kolmogorov – Smirnov- Estación Morococho

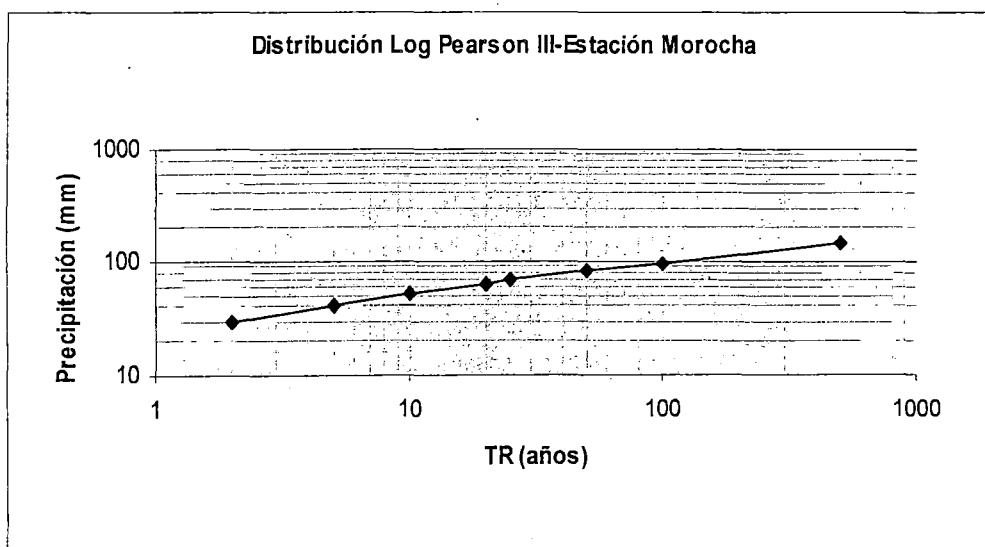
m	x_m	$F_o(x_m)$	$F(x_m)$ Normal	$ F_o(x_m)-F(x_m) $ Normal	$F(y_m)$ Log Normal	$ F_o(y_m)-F(y_m) $ Log Normal	$F(y_m)$ Pearson III	$ F_o(y_m)-F(y_m) $ Pearson III	$F(y_m)$ Log Pearson III	$ F_o(y_m)-F(y_m) $ Log Pearson III	$F(x_m)$ GEV I	$ F_o(x_m)-F(x_m) $ GEV I
1	87.60	0.9778	0.9997	0.0219	0.9966	0.0188	0.9879	0.0101	0.9852	0.0074	0.9931	0.0154
2	78.70	0.9556	0.9979	0.0423	0.9923	0.0368	0.9791	0.0236	0.9777	0.0221	0.9858	0.0303
3	75.10	0.9333	0.9958	0.0624	0.9893	0.0560	0.9739	0.0406	0.9733	0.0400	0.9810	0.0477
4	66.00	0.9111	0.9800	0.0689	0.9752	0.0641	0.9539	0.0428	0.9569	0.0458	0.9605	0.0494
5	43.10	0.8889	0.7238	0.1651	0.8014	0.0875	0.7995	0.0894	0.8179	0.0710	0.7695	0.1194
6	41.40	0.8667	0.6864	0.1802	0.7707	0.0960	0.7760	0.0906	0.7943	0.0723	0.7400	0.1267
7	41.20	0.8444	0.6819	0.1625	0.7668	0.0776	0.7731	0.0713	0.7913	0.0531	0.7363	0.1081
8	40.60	0.8222	0.6681	0.1541	0.7549	0.0673	0.7640	0.0582	0.7821	0.0402	0.7251	0.0971
9	40.10	0.8000	0.6565	0.1435	0.7446	0.0554	0.7562	0.0438	0.7739	0.0261	0.7154	0.0846
10	39.40	0.7778	0.6399	0.1378	0.7295	0.0482	0.7448	0.0330	0.7620	0.0157	0.7014	0.0763
11	38.90	0.7556	0.6279	0.1276	0.7184	0.0372	0.7363	0.0192	0.7531	0.0024	0.6911	0.0644
12	38.10	0.7333	0.6085	0.1248	0.6997	0.0336	0.7222	0.0111	0.7381	0.0047	0.6741	0.0592
13	38.10	0.7111	0.6085	0.1026	0.6997	0.0114	0.7222	0.0111	0.7381	0.0270	0.6741	0.0370
14	36.30	0.6889	0.5638	0.1251	0.6542	0.0347	0.6875	0.0014	0.7004	0.0115	0.6332	0.0557
15	35.60	0.6667	0.5462	0.1205	0.6352	0.0315	0.6729	0.0062	0.6842	0.0176	0.6164	0.0502
16	33.50	0.6444	0.4929	0.1516	0.5739	0.0705	0.6247	0.0197	0.6300	0.0144	0.5630	0.0814
17	33.00	0.6222	0.4802	0.1420	0.5584	0.0638	0.6123	0.0099	0.6158	0.0065	0.5497	0.0725
18	31.60	0.6000	0.4447	0.1553	0.5133	0.0867	0.5751	0.0249	0.5729	0.0271	0.5112	0.0888
19	31.50	0.5778	0.4422	0.1355	0.5100	0.0678	0.5723	0.0054	0.5696	0.0081	0.5084	0.0694
20	30.50	0.5556	0.4172	0.1384	0.4763	0.0792	0.5435	0.0120	0.5360	0.0196	0.4799	0.0756
21	29.90	0.5333	0.4023	0.1310	0.4556	0.0777	0.5253	0.0080	0.5146	0.0187	0.4625	0.0708
22	29.80	0.5111	0.3999	0.1112	0.4521	0.0590	0.5222	0.0111	0.5111	0.0001	0.4596	0.0515
23	29.70	0.4889	0.3974	0.0915	0.4487	0.0402	0.5191	0.0302	0.5074	0.0185	0.4567	0.0322
24	29.70	0.4667	0.3974	0.0693	0.4487	0.0180	0.5191	0.0525	0.5074	0.0407	0.4567	0.0100
25	29.20	0.4444	0.3852	0.0593	0.4311	0.0133	0.5032	0.0588	0.4887	0.0442	0.4420	0.0025
26	28.20	0.4222	0.3610	0.0612	0.3956	0.0267	0.4698	0.0476	0.4496	0.0274	0.4123	0.0099
27	27.90	0.4000	0.3539	0.0461	0.3848	0.0152	0.4594	0.0594	0.4374	0.0374	0.4033	0.0033
28	27.60	0.3778	0.3468	0.0310	0.3740	0.0038	0.4488	0.0710	0.4251	0.0473	0.3943	0.0166
29	25.70	0.3556	0.3033	0.0523	0.3057	0.0499	0.3767	0.0212	0.3426	0.0130	0.3372	0.0183
30	25.70	0.3333	0.3033	0.0301	0.3057	0.0276	0.3767	0.0434	0.3426	0.0093	0.3372	0.0039
31	25.40	0.3111	0.2966	0.0145	0.2950	0.0161	0.3646	0.0535	0.3290	0.0179	0.3283	0.0172
32	24.90	0.2889	0.2857	0.0032	0.2773	0.0116	0.3438	0.0549	0.3061	0.0172	0.3134	0.0245
33	24.60	0.2667	0.2792	0.0125	0.2667	0.0001	0.3310	0.0644	0.2922	0.0255	0.3045	0.0378
34	24.40	0.2444	0.2749	0.0305	0.2598	0.0153	0.3224	0.0780	0.2829	0.0385	0.2985	0.0541
35	23.70	0.2222	0.2603	0.0380	0.2356	0.0134	0.2913	0.0691	0.2502	0.0280	0.2780	0.0558
36	23.40	0.2000	0.2541	0.0541	0.2255	0.0255	0.2777	0.0777	0.2361	0.0361	0.2693	0.0693
37	22.90	0.1778	0.2440	0.0662	0.2089	0.0311	0.2543	0.0765	0.2128	0.0350	0.2550	0.0772
38	21.30	0.1556	0.2131	0.0576	0.1586	0.0031	0.1747	0.0191	0.1402	0.0153	0.2106	0.0551
39	20.70	0.1333	0.2022	0.0689	0.1412	0.0079	0.1428	0.0095	0.1147	0.0187	0.1948	0.0614
40	19.60	0.1111	0.1830	0.0719	0.1116	0.0005	0.0811	0.0300	0.0719	0.0392	0.1670	0.0559
41	19.20	0.0889	0.1763	0.0874	0.1017	0.0128	0.0572	0.0317	0.0581	0.0308	0.1573	0.0685
42	19.10	0.0667	0.1747	0.1080	0.0993	0.0326	0.0511	0.0156	0.0548	0.0118	0.1550	0.0883
43	17.30	0.0444	0.1467	0.1023	0.0612	0.0167	0.0321	0.0124	0.0103	0.0342	0.1153	0.0709
44	16.10	0.0222	0.1299	0.1076	0.0415	0.0193	0.0440	0.0218	0.0000	0.0222	0.0923	0.0701

Δ max	0.1802	0.0960	0.0906	0.0723	0.1267
--------------	--------	--------	--------	--------	--------

Tabla A.6.3 Distribución Log Pearson III - Estación Morococha

T (años)	P (mm)
2	29.50
5	41.83
10	52.00
20	63.46
25	67.49
50	81.19
100	96.99
500	143.93

Gráfico A.6.1



A.7 ESTACION MANTARO

Tabla A.7.1 Parámetros de la Muestra- Estación Mantaro

Nº	P (x _o)	Ln P (y _o)
1	54.50	4.00
2	52.30	3.96
3	43.50	3.77
4	40.80	3.71
5	40.40	3.70
6	37.80	3.63
7	32.70	3.49
8	32.50	3.48
9	31.50	3.45
10	31.30	3.44
11	30.70	3.42
12	30.50	3.42
13	30.00	3.40
14	29.50	3.38
15	27.90	3.33
16	26.40	3.27
17	24.50	3.20
18	22.50	3.11
19	21.00	3.04
20	19.00	2.94
21	18.00	2.89
22	17.10	2.84
Media	31.56	3.40
Desv. Est.	10.11	0.32
C_s	0.73	0.00
Var (C_s)	0.27	1.20
C_s-1.96(Var C_s)^{0.5}	-0.29	-2.15
C_s+1.96(Var C_s)^{0.5}	1.75	2.15

Tabla A.7.2 Prueba de Bondad de Ajuste Kolmogorov – Smirnov- Estación Mantaro

m	x_m	$F_o(x_m)$	$F(x_m)$ Normal	$ F_o(x_m)-F(x_m) $ Normal	$F(y_m)$ Log - Normal	$ F_o(y_m)-F(y_m) $ Log - Normal	$F(y_m)$ Pearson III	$ F_o(y_m)-F(y_m) $ Pearson III	$F(y_m)$ Log Pearson III	$ F_o(y_m)-F(y_m) $ Log Pearson III	$F(x_m)$ GEV I	$ F_o(x_m)-F(x_m) $ GEV I
1	54.50	0.9565	0.9884	0.0318	0.9693	0.0128	0.9745	0.0180	0.9693	0.0128	0.9699	0.0133
2	52.30	0.9130	0.9799	0.0668	0.9592	0.0461	0.9644	0.0513	0.9592	0.0461	0.9604	0.0473
3	43.50	0.8696	0.8811	0.0116	0.8772	0.0076	0.8779	0.0083	0.8772	0.0076	0.8838	0.0143
4	40.80	0.8261	0.8195	0.0066	0.8313	0.0052	0.8288	0.0027	0.8313	0.0053	0.8403	0.0142
5	40.40	0.7826	0.8090	0.0263	0.8234	0.0408	0.8203	0.0377	0.8234	0.0408	0.8328	0.0501
6	37.80	0.7391	0.7313	0.0078	0.7639	0.0247	0.7573	0.0182	0.7640	0.0249	0.7753	0.0362
7	32.70	0.6957	0.5447	0.1509	0.6034	0.0922	0.5922	0.1034	0.6037	0.0920	0.6150	0.0806
8	32.50	0.6522	0.5369	0.1153	0.5960	0.0562	0.5847	0.0675	0.5962	0.0560	0.6074	0.0448
9	31.50	0.6087	0.4975	0.1112	0.5575	0.0512	0.5461	0.0626	0.5576	0.0511	0.5678	0.0409
10	31.30	0.5652	0.4896	0.0756	0.5495	0.0157	0.5383	0.0269	0.5497	0.0155	0.5596	0.0056
11	30.70	0.5217	0.4660	0.0558	0.5253	0.0036	0.5142	0.0075	0.5254	0.0037	0.5345	0.0127
12	30.50	0.4783	0.4581	0.0202	0.5171	0.0389	0.5061	0.0279	0.5173	0.0390	0.5259	0.0477
13	30.00	0.4348	0.4385	0.0038	0.4964	0.0616	0.4857	0.0509	0.4964	0.0616	0.5043	0.0695
14	29.50	0.3913	0.4191	0.0278	0.4753	0.0839	0.4650	0.0737	0.4752	0.0839	0.4822	0.0908
15	27.90	0.3478	0.3585	0.0107	0.4061	0.0582	0.3978	0.0499	0.4057	0.0579	0.4092	0.0613
16	26.40	0.3043	0.3048	0.0004	0.3403	0.0359	0.3346	0.0302	0.3392	0.0349	0.3393	0.0349
17	24.50	0.2609	0.2424	0.0185	0.2588	0.0021	0.2567	0.0042	0.2565	0.0043	0.2527	0.0082
18	22.50	0.2174	0.1850	0.0324	0.1800	0.0374	0.1811	0.0363	0.1757	0.0417	0.1698	0.0476
19	21.00	0.1739	0.1480	0.0259	0.1287	0.0452	0.1309	0.0430	0.1224	0.0515	0.1171	0.0568
20	19.00	0.1304	0.1070	0.0234	0.0738	0.0566	0.0755	0.0549	0.0648	0.0657	0.0630	0.0674
21	18.00	0.0870	0.0899	0.0029	0.0528	0.0341	0.9079	0.8210	0.0426	0.0444	0.0434	0.0436
22	17.10	0.0435	0.0763	0.0328	0.0376	0.0059	0.9221	0.8786	0.0266	0.0168	0.0297	0.0138

Δ_{max}

0.1509

0.0922

0.8786

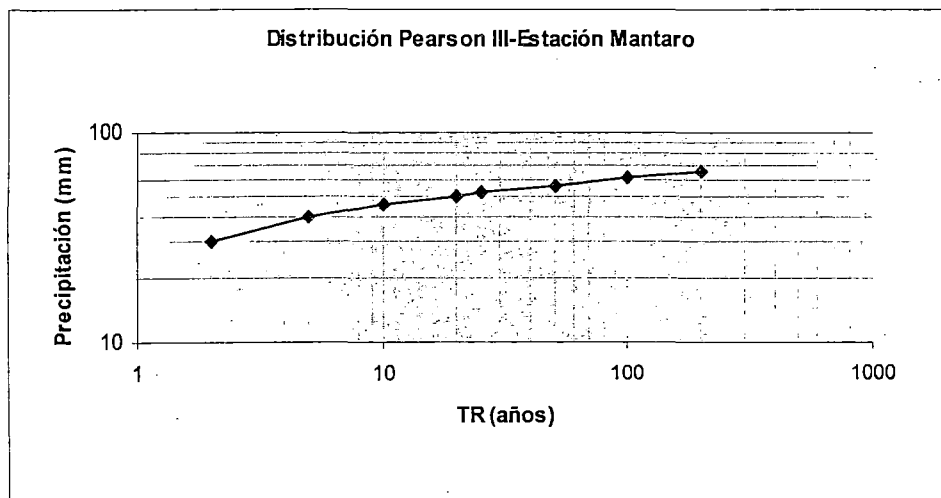
0.0920

0.0908

Tabla A.7.3 Distribución Pearson III - Estación Mantaro

T (años)	P (mm)
2	30.35
5	39.51
10	45.05
20	50.03
25	51.55
50	56.09
100	60.42
200	64.58
500	69.89

Gráfico A.7.1



A.8 ESTACION POMACOCHA

Tabla A.8.1 Parámetros de la Muestra- Estación Pomacocha

Nº	P (x _o)	Ln P (y _o)
1	120.00	4.79
2	54.90	4.01
3	47.10	3.85
4	36.60	3.60
5	35.90	3.58
6	34.50	3.54
7	34.00	3.53
8	32.30	3.48
9	31.20	3.44
10	31.10	3.44
11	31.00	3.43
12	30.50	3.42
13	30.50	3.42
14	29.20	3.37
15	29.20	3.37
16	29.00	3.37
17	27.20	3.30
18	26.90	3.29
19	26.70	3.28
20	26.70	3.28
21	26.70	3.28
22	25.90	3.25
23	24.60	3.20
24	24.50	3.20
25	24.20	3.19
26	24.10	3.18
27	23.60	3.16
28	23.40	3.15
29	23.40	3.15
30	22.90	3.13
31	22.60	3.12
32	22.60	3.12
33	22.40	3.11
34	22.40	3.11
35	22.10	3.10
36	21.60	3.07
37	21.60	3.07
38	21.10	3.05
39	21.10	3.05
40	20.30	3.01
41	19.70	2.98
42	19.10	2.95
43	19.10	2.95
44	19.10	2.95
45	18.60	2.92
46	16.50	2.80
47	14.50	2.67
Media	28.34	3.27
Desv. Est.	15.52	0.34
C_s	4.77	2.14
Var (C_s)	0.13	0.67
C_s-1.96(Var C_s)^{0.5}	4.07	0.53
C_s+1.96(Var C_s)^{0.5}	5.47	3.74

Tabla A.9.2 Prueba de Bondad de Ajuste Kolmogorov – Smirnov- Estación Pomacocha

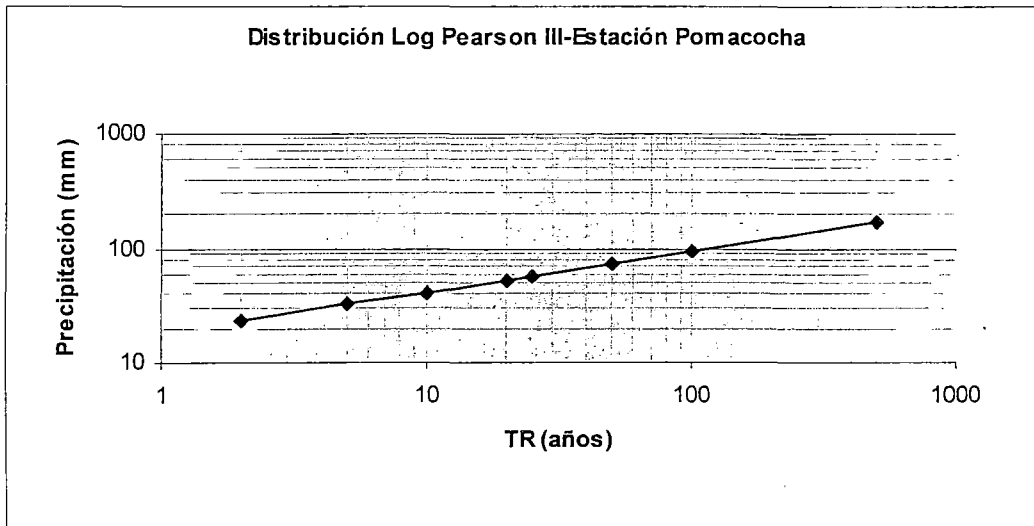
m	x_m	$F_o(x_m)$	$F(x_m)$ Normal	$ F_o(x_m)-F(x_m) $ Normal	$F(y_m)$ Log - Normal	$ F_o(y_m)-F(y_m) $ Log - Normal	$F(y_m)$ Pearson III	$ F_o(y_m)-F(y_m) $ Pearson III	$F(y_m)$ Log Pearson III	$ F_o(y_m)-F(y_m) $ Log Pearson III	$F(x_m)$ GEV I	$ F_o(x_m)-F(x_m) $ GEV I
1	120.00	0.9792	1.0000	0.0208	1.0000	0.0208	0.9955	0.0163	0.9952	0.0160	0.9997	0.0205
2	54.90	0.9583	0.9565	0.0019	0.9850	0.0267	0.9479	0.0104	0.9586	0.0003	0.9394	0.0190
3	47.10	0.9375	0.8866	0.0509	0.9571	0.0196	0.9228	0.0147	0.9358	0.0017	0.8877	0.0498
4	36.60	0.9167	0.7026	0.2141	0.8345	0.0821	0.8547	0.0619	0.8657	0.0510	0.7529	0.1638
5	35.90	0.8958	0.6868	0.2090	0.8199	0.0759	0.8474	0.0484	0.8578	0.0380	0.7403	0.1555
6	34.50	0.8750	0.6542	0.2208	0.7875	0.0875	0.8310	0.0440	0.8399	0.0351	0.7135	0.1615
7	34.00	0.8542	0.6422	0.2119	0.7747	0.0794	0.8244	0.0297	0.8328	0.0214	0.7034	0.1508
8	32.30	0.8333	0.6006	0.2327	0.7267	0.1066	0.7987	0.0346	0.8050	0.0283	0.6670	0.1663
9	31.20	0.8125	0.5730	0.2395	0.6917	0.1208	0.7785	0.0340	0.7836	0.0289	0.6418	0.1707
10	31.10	0.7917	0.5705	0.2212	0.6883	0.1034	0.7765	0.0152	0.7815	0.0102	0.6395	0.1522
11	31.00	0.7708	0.5679	0.2029	0.6849	0.0859	0.7744	0.0036	0.7794	0.0086	0.6371	0.1337
12	30.50	0.7500	0.5552	0.1948	0.6677	0.0823	0.7637	0.0137	0.7683	0.0183	0.6251	0.1249
13	30.50	0.7292	0.5552	0.1739	0.6677	0.0615	0.7637	0.0345	0.7683	0.0391	0.6251	0.1041
14	29.20	0.7083	0.5220	0.1864	0.6197	0.0886	0.7305	0.0222	0.7356	0.0273	0.5926	0.1157
15	29.20	0.6875	0.5220	0.1655	0.6197	0.0678	0.7305	0.0430	0.7356	0.0481	0.5926	0.0949
16	29.00	0.6667	0.5168	0.1498	0.6120	0.0547	0.7246	0.0579	0.7301	0.0634	0.5875	0.0792
17	27.20	0.6458	0.4706	0.1752	0.5379	0.1079	0.6548	0.0090	0.6719	0.0260	0.5395	0.1064
18	26.90	0.6250	0.4629	0.1621	0.5249	0.1001	0.6387	0.0137	0.6606	0.0356	0.5312	0.0938
19	26.70	0.6042	0.4578	0.1464	0.5161	0.0881	0.6268	0.0226	0.6527	0.0486	0.5256	0.0786
20	26.70	0.5833	0.4578	0.1255	0.5161	0.0672	0.6268	0.0434	0.6527	0.0694	0.5256	0.0577
21	26.70	0.5625	0.4578	0.1047	0.5161	0.0464	0.6268	0.0643	0.6527	0.0902	0.5256	0.0369
22	25.90	0.5417	0.4374	0.1043	0.4803	0.0614	0.5634	0.0217	0.6188	0.0771	0.5030	0.0387
23	24.60	0.5208	0.4047	0.1162	0.4201	0.1007	0.1530	0.3678	0.5532	0.0324	0.4653	0.0556
24	24.60	0.5000	0.4022	0.0978	0.4154	0.0846	0.1448	0.3552	0.5476	0.0476	0.4623	0.0377
25	24.20	0.4792	0.3947	0.0845	0.4013	0.0779	0.1259	0.3533	0.5300	0.0508	0.4535	0.0257
26	24.10	0.4583	0.3922	0.0661	0.3965	0.0618	0.1207	0.3376	0.5239	0.0656	0.4505	0.0078
27	23.60	0.4375	0.3799	0.0576	0.3729	0.0646	0.1008	0.3367	0.4920	0.0545	0.4356	0.0019
28	23.40	0.4167	0.3750	0.0417	0.3634	0.0533	0.0945	0.3222	0.4784	0.0617	0.4296	0.0129
29	23.40	0.3958	0.3750	0.0208	0.3634	0.0325	0.0945	0.3013	0.4784	0.0825	0.4296	0.0338
30	22.90	0.3750	0.3629	0.0121	0.3397	0.0353	0.0816	0.2934	0.4421	0.0671	0.4146	0.0396
31	22.60	0.3542	0.3556	0.0015	0.3256	0.0266	0.0753	0.2789	0.4187	0.0646	0.4055	0.0513
32	22.60	0.3333	0.3556	0.0223	0.3256	0.0078	0.0753	0.2581	0.4187	0.0854	0.4055	0.0722
33	22.40	0.3125	0.3508	0.0383	0.3162	0.0037	0.0715	0.2410	0.4024	0.0899	0.3995	0.0870
34	22.40	0.2917	0.3508	0.0592	0.3162	0.0245	0.0715	0.2202	0.4024	0.1107	0.3995	0.1078
35	22.10	0.2708	0.3437	0.0729	0.3021	0.0313	0.0665	0.2043	0.3766	0.1058	0.3904	0.1195
36	21.60	0.2500	0.3319	0.0819	0.2790	0.0290	0.0590	0.1910	0.3303	0.0803	0.3752	0.1252
37	21.60	0.2292	0.3319	0.1028	0.2790	0.0498	0.0590	0.1702	0.3303	0.1011	0.3752	0.1460
38	21.10	0.2083	0.3203	0.1120	0.2562	0.0479	0.0527	0.1556	0.2790	0.0707	0.3600	0.1516
39	21.10	0.1875	0.3203	0.1328	0.2562	0.0687	0.0527	0.1348	0.2790	0.0915	0.3600	0.1725
40	20.30	0.1667	0.3021	0.1354	0.2208	0.0542	0.0445	0.1222	0.1844	0.0177	0.3357	0.1690
41	19.70	0.1458	0.2888	0.1429	0.1955	0.0496	0.0394	0.1065	0.0994	0.0465	0.3176	0.1717
42	19.10	0.1250	0.2757	0.1507	0.1712	0.0462	0.0350	0.0900	0.0113	0.1137	0.2996	0.1746
43	19.10	0.1042	0.2757	0.1715	0.1712	0.0671	0.0350	0.0692	0.0113	0.0929	0.2996	0.1954
44	19.10	0.0833	0.2757	0.1924	0.1712	0.0879	0.0350	0.0484	0.0113	0.0720	0.2996	0.2162
45	18.60	0.0625	0.2650	0.2025	0.1520	0.0895	0.0317	0.0308	0.0298	0.0327	0.2847	0.2222
46	16.50	0.0417	0.2227	0.1810	0.0835	0.0419	0.0214	0.0202	0.0599	0.0183	0.2244	0.1827
47	14.50	0.0208	0.1862	0.1653	0.0389	0.0181	0.0148	0.0060	0.0754	0.0545	0.1716	0.1507

Δ max	0.2395	0.1208	0.3678	0.1137	0.2222
-------	--------	--------	--------	--------	--------

Tabla A.8.3 Distribución Log Pearson III - Estación Pomacocha

T (años)	P (mm)
2	23.72
5	32.29
10	40.97
20	52.23
25	56.54
50	72.58
100	93.65
500	172.52

Gráfico A.8.1



A.9 ESTACION SAN CRISTOBAL

Tabla A.9.1 Parámetros de la Muestra- Estación San Cristobal

Nº	P (x _o)	Ln P (y _o)
1	121.30	4.80
2	112.70	4.72
3	50.80	3.93
4	42.00	3.74
5	38.10	3.64
6	36.70	3.60
7	33.70	3.52
8	30.50	3.42
9	30.20	3.41
10	28.70	3.36
11	28.20	3.34
12	27.90	3.33
13	26.30	3.27
14	26.00	3.26
15	25.80	3.25
16	25.20	3.23
17	24.90	3.21
18	24.60	3.20
19	24.40	3.19
20	24.40	3.19
21	23.00	3.14
22	22.90	3.13
23	22.50	3.11
24	21.70	3.08
25	16.30	2.79
26	14.20	2.65
27	11.30	2.42
Media	33.86	3.37
Desv. Est.	25.33	0.51
C_s	2.88	1.35
Var (C_s)	0.22	6.38
C_s-1.96(Var C_s)^{0.5}	1.96	-3.60
C_s+1.96(Var C_s)^{0.5}	3.81	6.30

Tabla A.9.2 Prueba de Bondad de Ajuste Kolmogorov – Smirnov- Estación San Cristóbal

m	x_m	$F_o(x_m)$	$F(x_m)$ Normal	$ F_o(x_m)-F(x_m) $ Normal	$F(y_m)$ Log - Normal	$ F_o(y_m)-F(y_m) $ Log - Normal	$F(y_m)$ Pearson III	$ F_o(y_m)-F(y_m) $ Pearson III	$F(y_m)$ Log Pearson III	$ F_o(y_m)-F(y_m) $ Log Pearson III	$F(x_m)$ GEV I	$ F_o(x_m)-F(x_m) $ GEV I
1	121.30	0.9643	0.9997	0.0354	0.9977	0.0334	0.9850	0.0207	0.9832	0.0189	0.9933	0.0290
2	112.70	0.9286	0.9991	0.0705	0.9963	0.0678	0.9805	0.0519	0.9799	0.0514	0.9897	0.0611
3	50.80	0.8929	0.7481	0.1447	0.8658	0.0271	0.8400	0.0528	0.8714	0.0215	0.7881	0.1048
4	42.00	0.8571	0.6260	0.2312	0.7675	0.0896	0.7730	0.0841	0.8051	0.0520	0.6894	0.1677
5	38.10	0.8214	0.5664	0.2550	0.7047	0.1167	0.7328	0.0886	0.7605	0.0609	0.6357	0.1857
6	36.70	0.7857	0.5446	0.2411	0.6787	0.1071	0.7163	0.0694	0.7412	0.0445	0.6149	0.1708
7	33.70	0.7500	0.4974	0.2526	0.6162	0.1338	0.6762	0.0738	0.6922	0.0578	0.5677	0.1823
8	30.50	0.7143	0.4472	0.2671	0.5391	0.1752	0.6251	0.0892	0.6258	0.0885	0.5139	0.2004
9	30.20	0.6786	0.4425	0.2361	0.5313	0.1472	0.6197	0.0589	0.6186	0.0599	0.5087	0.1699
10	28.70	0.6429	0.4192	0.2236	0.4912	0.1517	0.5915	0.0514	0.5801	0.0627	0.4823	0.1606
11	28.20	0.6071	0.4115	0.1956	0.4773	0.1298	0.5814	0.0258	0.5662	0.0409	0.4734	0.1338
12	27.90	0.5714	0.4069	0.1645	0.4689	0.1025	0.5752	0.0037	0.5577	0.0138	0.4680	0.1035
13	26.30	0.5357	0.3826	0.1531	0.4228	0.1129	0.5396	0.0039	0.5081	0.0276	0.4389	0.0968
14	26.00	0.5000	0.3781	0.1219	0.4140	0.0860	0.5325	0.0325	0.4981	0.0019	0.4334	0.0666
15	25.80	0.4643	0.3751	0.0892	0.4080	0.0563	0.5277	0.0634	0.4912	0.0269	0.4298	0.0345
16	25.20	0.4286	0.3662	0.0624	0.3901	0.0385	0.5127	0.0841	0.4702	0.0416	0.4187	0.0099
17	24.90	0.3929	0.3617	0.0311	0.3810	0.0119	0.5049	0.1120	0.4592	0.0663	0.4132	0.0203
18	24.60	0.3571	0.3573	0.0002	0.3719	0.0148	0.4969	0.1398	0.4480	0.0909	0.4076	0.0505
19	24.40	0.3214	0.3544	0.0329	0.3658	0.0444	0.4915	0.1700	0.4404	0.1190	0.4039	0.0825
20	24.40	0.2857	0.3544	0.0686	0.3658	0.0801	0.4915	0.2058	0.4404	0.1547	0.4039	0.1182
21	23.00	0.2500	0.3340	0.0840	0.3229	0.0729	0.4505	0.2005	0.3839	0.1339	0.3779	0.1279
22	22.90	0.2143	0.3326	0.1183	0.3198	0.1055	0.4474	0.2331	0.3797	0.1654	0.3760	0.1617
23	22.50	0.1786	0.3269	0.1483	0.3074	0.1288	0.4346	0.2560	0.3624	0.1838	0.3686	0.1900
24	21.70	0.1429	0.3156	0.1727	0.2827	0.1399	0.4072	0.2643	0.3264	0.1835	0.3537	0.2108
25	16.30	0.1071	0.2440	0.1369	0.1271	0.0199	0.0040	0.1031	0.0583	0.0489	0.2551	0.1479
26	14.20	0.0714	0.2188	0.1474	0.0788	0.0074	0.0010	0.0705	0.0003	0.0712	0.2188	0.1474
27	11.30	0.0357	0.1865	0.1508	0.0311	0.0046	0.0066	0.0291	0.1206	0.0848	0.1721	0.1364

Δ max

0.2671

0.1752

0.2643

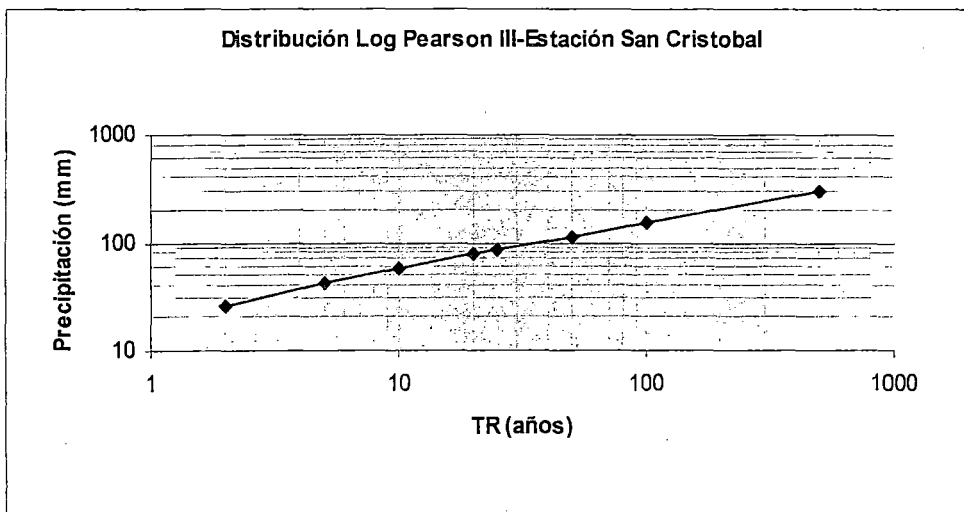
0.1838

0.2108

Tabla A.9.3 Distribución Log Pearson III - Estación San Cristobal

T (años)	P (mm)
2	26.06
5	41.65
10	57.15
20	77.31
25	85.04
50	113.88
100	151.83
500	293.55

Gráfico A.9.4



A.10 ESTACION YAURICOCHA

Tabla A.10.1 Parámetros de la Muestra- Estación Yauricocha

Nº	P (x _o)	Ln P (y _o)
1	43.50	3.77
2	38.70	3.66
3	32.80	3.49
4	32.10	3.47
5	31.00	3.43
6	30.20	3.41
7	29.60	3.39
8	28.00	3.33
9	26.30	3.27
10	25.90	3.25
11	25.80	3.25
12	25.30	3.23
13	25.00	3.22
14	23.30	3.15
15	23.00	3.14
16	22.90	3.13
17	22.40	3.11
18	22.20	3.10
19	21.80	3.08
20	21.00	3.04
21	20.80	3.03
22	20.00	3.00
23	19.70	2.98
24	19.50	2.97
25	19.00	2.94
26	18.70	2.93
27	18.30	2.91
28	18.00	2.89
29	17.70	2.87
30	17.30	2.85
31	15.00	2.71
32	13.00	2.56
Media	23.99	3.14
Desv. Est.	6.68	0.27
C_s	1.05	0.28
Var (C_s)	0.19	0.55
C_s-1.96(Var C_s)^{0.5}	0.20	-1.18
C_s+1.96(Var C_s)^{0.5}	1.89	1.73

Tabla A.10.2 Prueba de Bondad de Ajuste Kolmogorov – Smirnov- Estación Yauricocha

m	x_m	$F_o(x_m)$	F(x_m) Normal	$F_o(x_m)-F(x_m)$ Normal	F(y_m) Log - Normal	$F_o(y_m)-F(y_m)$ Log - Normal	F(y_m) Pearson III	$F_o(y_m)-F(y_m)$ Pearson III	F(y_m) Log Pearson III	$F_o(y_m)-F(y_m)$ Log Pearson III	F(x_m) GEV I	$F_o(x_m)-F(x_m)$ GEV I
1	43.50	0.9697	0.9982	0.0285	0.9912	0.0215	0.9878	0.0181	0.9860	0.0164	0.9868	0.0171
2	38.70	0.9394	0.9861	0.0467	0.9734	0.0340	0.9673	0.0279	0.9662	0.0269	0.9672	0.0278
3	32.80	0.9091	0.9062	0.0029	0.9048	0.0043	0.8979	0.0112	0.9004	0.0087	0.9016	0.0075
4	32.10	0.8788	0.8874	0.0086	0.8903	0.0115	0.8839	0.0051	0.8870	0.0082	0.8883	0.0095
5	31.00	0.8485	0.8528	0.0043	0.8637	0.0152	0.8586	0.0101	0.8625	0.0140	0.8639	0.0154
6	30.20	0.8182	0.8235	0.0053	0.8409	0.0228	0.8373	0.0192	0.8418	0.0236	0.8431	0.0250
7	29.60	0.7879	0.7992	0.0114	0.8219	0.0340	0.8196	0.0317	0.8244	0.0365	0.8258	0.0379
8	28.00	0.7576	0.7256	0.0320	0.7622	0.0046	0.7644	0.0068	0.7696	0.0120	0.7708	0.0133
9	26.30	0.7273	0.6350	0.0923	0.6834	0.0439	0.6918	0.0355	0.6962	0.0310	0.6972	0.0301
10	25.90	0.6970	0.6123	0.0847	0.6626	0.0344	0.6726	0.0244	0.6766	0.0204	0.6774	0.0195
11	25.80	0.6667	0.6065	0.0601	0.6572	0.0094	0.6676	0.0009	0.6715	0.0049	0.6723	0.0057
12	25.30	0.6364	0.5775	0.0589	0.6297	0.0066	0.6421	0.0057	0.6453	0.0090	0.6460	0.0096
13	25.00	0.6061	0.5598	0.0462	0.6127	0.0066	0.6261	0.0201	0.6290	0.0229	0.6295	0.0234
14	23.30	0.5758	0.4587	0.1171	0.5083	0.0674	0.5274	0.0483	0.5268	0.0490	0.5265	0.0492
15	23.00	0.5455	0.4409	0.1046	0.4888	0.0566	0.5087	0.0368	0.5072	0.0382	0.5069	0.0386
16	22.90	0.5152	0.4350	0.0802	0.4823	0.0329	0.5023	0.0128	0.5006	0.0145	0.5003	0.0149
17	22.40	0.4848	0.4058	0.0791	0.4492	0.0356	0.4701	0.0147	0.4671	0.0177	0.4666	0.0183
18	22.20	0.4545	0.3942	0.0604	0.4359	0.0187	0.4570	0.0024	0.4534	0.0011	0.4529	0.0017
19	21.80	0.4242	0.3714	0.0529	0.4091	0.0152	0.4303	0.0061	0.4258	0.0015	0.4251	0.0009
20	21.00	0.3939	0.3271	0.0669	0.3554	0.0385	0.3761	0.0179	0.3695	0.0245	0.3689	0.0251
21	20.80	0.3636	0.3164	0.0473	0.3421	0.0216	0.3623	0.0013	0.3553	0.0084	0.3547	0.0089
22	20.00	0.3333	0.2751	0.0583	0.2896	0.0438	0.3073	0.0260	0.2988	0.0345	0.2987	0.0346
23	19.70	0.3030	0.2603	0.0428	0.2704	0.0326	0.2868	0.0162	0.2778	0.0252	0.2780	0.0250
24	19.50	0.2727	0.2507	0.0221	0.2578	0.0149	0.2732	0.0005	0.2640	0.0087	0.2645	0.0083
25	19.00	0.2424	0.2275	0.0150	0.2272	0.0152	0.2395	0.0029	0.2301	0.0123	0.2313	0.0111
26	18.70	0.2121	0.2141	0.0020	0.2096	0.0026	0.2198	0.0077	0.2103	0.0018	0.2121	0.0000
27	18.30	0.1818	0.1971	0.0153	0.1869	0.0051	0.1940	0.0122	0.1847	0.0029	0.1874	0.0056
28	18.00	0.1515	0.1849	0.0334	0.1706	0.0191	0.1752	0.0237	0.1663	0.0147	0.1697	0.0182
29	17.70	0.1212	0.1732	0.0519	0.1550	0.0338	0.1570	0.0357	0.1485	0.0273	0.1528	0.0316
30	17.30	0.0909	0.1583	0.0674	0.1354	0.0445	0.1336	0.0427	0.1261	0.0351	0.1315	0.0406
31	15.00	0.0606	0.0892	0.0286	0.0506	0.0100	0.0302	0.0304	0.0306	0.0300	0.0427	0.0179
32	13.00	0.0303	0.0500	0.0197	0.0147	0.0156	0.0002	0.0301	0.0005	0.0298	0.0097	0.0206

Δ max

0.1171

0.0674

0.0483

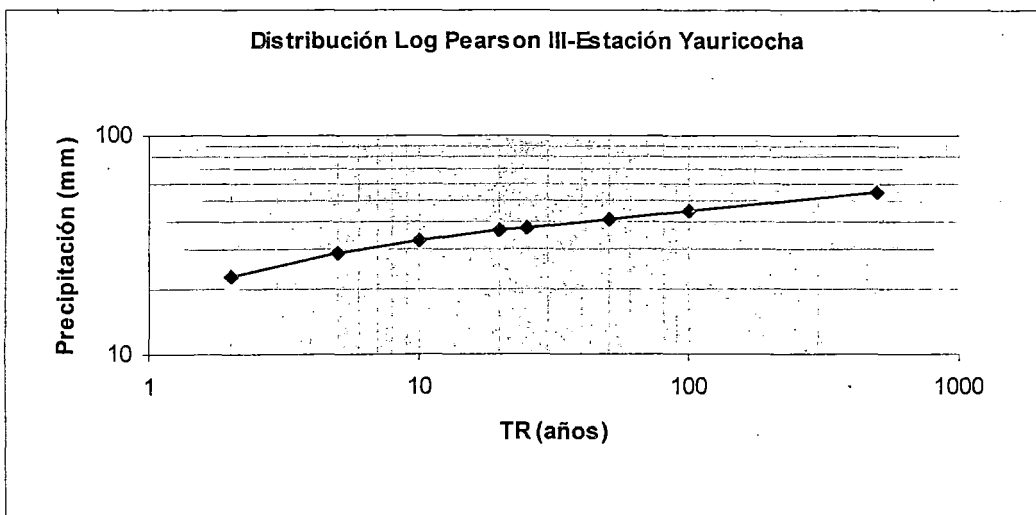
0.0490

0.0492

Tabla A.10.3 Distribución Log Pearson III - Estación Yauricocha

T (años)	P (mm)
2	22.89
5	28.84
10	32.78
20	36.57
25	37.78
50	41.54
100	45.33
500	54.43

Gráfico A.10.1



A .11 ESTACION PACHACAYO

Tabla A.11.1 Parámetros de la Muestra- Estación Pachacayo

Nº	P (x _o)	Ln P (y _o)
1	44.30	3.79
2	39.30	3.67
3	37.80	3.63
4	33.50	3.51
5	32.80	3.49
6	32.20	3.47
7	31.20	3.44
8	30.60	3.42
9	29.80	3.39
10	27.80	3.33
11	25.90	3.25
12	25.60	3.24
13	25.30	3.23
14	25.00	3.22
15	23.00	3.14
16	22.50	3.11
17	22.30	3.10
18	20.80	3.03
19	20.10	3.00
20	19.20	2.95
21	18.00	2.89
22	17.20	2.84
Media	27.46	3.28
Desv. Est.	7.23	0.26
C_s	0.63	0.14
Var (C_s)	0.27	0.76
C_s-1.96(Var C_s)^{0.5}	-0.39	-1.57
C_s+1.96(Var C_s)^{0.5}	1.65	1.85

Tabla A.11.2 Prueba de Bondad de Ajuste Kolmogorov – Smirnov- Estación Pachacayo

m	x_m	$F_o(x_m)$	$F(x_m)$ Normal	$ F_o(x_m)-F(x_m) $ Normal	$F(y_m)$ Log - Normal	$ F_o(y_m)-F(y_m) $ Log - Normal	$F(y_m)$ Pearson III	$ F_o(y_m)-F(y_m) $ Pearson III	$F(y_m)$ Log Pearson III	$ F_o(y_m)-F(y_m) $ Log Pearson III	$F(x_m)$ GEV1	$ F_o(x_m)-F(x_m) $ GEV1
1	44.30	0.9565	0.9901	0.0336	0.9757	0.0192	0.9784	0.0219	0.9720	0.0155	0.9721	0.0155
2	39.30	0.9130	0.9493	0.0362	0.9344	0.0213	0.9359	0.0229	0.9309	0.0178	0.9336	0.0205
3	37.80	0.8696	0.9237	0.0541	0.9129	0.0433	0.9134	0.0438	0.9101	0.0405	0.9142	0.0447
4	33.50	0.8261	0.7982	0.0279	0.8138	0.0123	0.8096	0.0165	0.8153	0.0108	0.8250	0.0011
5	32.80	0.7826	0.7699	0.0127	0.7912	0.0086	0.7861	0.0034	0.7936	0.0110	0.8043	0.0217
6	32.20	0.7391	0.7439	0.0048	0.7701	0.0310	0.7643	0.0251	0.7735	0.0343	0.7849	0.0457
7	31.20	0.6957	0.6974	0.0018	0.7315	0.0358	0.7246	0.0289	0.7353	0.0407	0.7488	0.0531
8	30.60	0.6522	0.6678	0.0157	0.7062	0.0540	0.6968	0.0466	0.7119	0.0598	0.7248	0.0727
9	29.80	0.6087	0.6268	0.0181	0.6700	0.0613	0.6622	0.0535	0.6769	0.0682	0.6901	0.0814
10	27.80	0.5652	0.5186	0.0467	0.5680	0.0028	0.5603	0.0049	0.5770	0.0117	0.5892	0.0240
11	25.90	0.5217	0.4144	0.1074	0.4593	0.0625	0.4535	0.0682	0.4682	0.0535	0.4766	0.0451
12	25.60	0.4783	0.3983	0.0800	0.4415	0.0368	0.4361	0.0421	0.4502	0.0281	0.4577	0.0206
13	25.30	0.4348	0.3823	0.0525	0.4236	0.0112	0.4187	0.0161	0.4320	0.0028	0.4385	0.0038
14	25.00	0.3913	0.3666	0.0247	0.4056	0.0143	0.4013	0.0100	0.4137	0.0224	0.4192	0.0279
15	23.00	0.3478	0.2684	0.0794	0.2874	0.0605	0.2868	0.0611	0.2910	0.0568	0.2894	0.0584
16	22.50	0.3043	0.2461	0.0582	0.2591	0.0452	0.2594	0.0450	0.2612	0.0432	0.2580	0.0464
17	22.30	0.2609	0.2375	0.0234	0.2481	0.0128	0.2486	0.0122	0.2495	0.0114	0.2457	0.0152
18	20.80	0.2174	0.1783	0.0391	0.1711	0.0463	0.1733	0.0441	0.1669	0.0505	0.1601	0.0573
19	20.10	0.1739	0.1541	0.0198	0.1396	0.0343	0.1419	0.0320	0.1326	0.0413	0.1257	0.0483
20	19.20	0.1304	0.1264	0.0040	0.1040	0.0264	0.1057	0.0247	0.0937	0.0367	0.0877	0.0427
21	18.00	0.0870	0.0952	0.0082	0.0657	0.0212	0.8986	0.8116	0.0519	0.0350	0.0492	0.0377
22	17.20	0.0435	0.0778	0.0343	0.0461	0.0026	0.9153	0.8719	0.0310	0.0125	0.0311	0.0124

Δ_{max}

0.1074

0.0625

0.8719

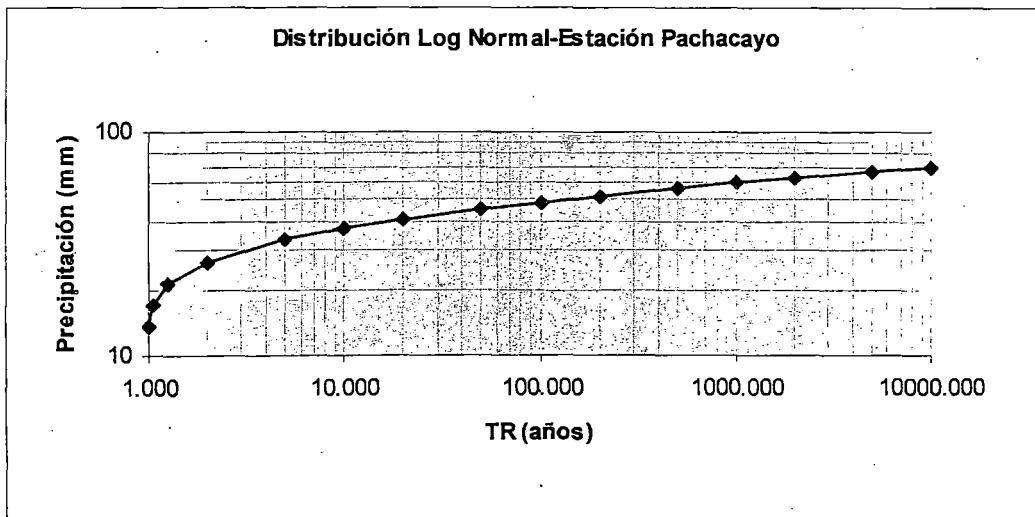
0.0682

0.0814

Tabla A.11.3 Distribución Log Normal - Estación Pachacayo

T (años)	P (mm)
1.005	13.6
1.05	17.3
1.25	21.4
2	26.6
5	33.1
10	37.1
20	40.7
50	45.2
100	48.6
200	51.8
500	56.0
1000	59.2
2000	62.3
5000	66.5
10000	69.6

Gráfico A.11.1



A.12 ESTACIÓN COLPA

Tabla A.12.1 Parámetros de la Muestra- Estación Colpa

Nº	P (x _o)	Ln P (y _o)
1	37.90	3.63
2	32.00	3.47
3	31.40	3.45
4	30.40	3.41
5	29.80	3.39
6	28.70	3.36
7	28.30	3.34
8	26.50	3.28
9	25.70	3.25
10	25.30	3.23
11	24.50	3.20
12	24.30	3.19
13	23.10	3.14
14	22.40	3.11
15	20.50	3.02
16	19.50	2.97
17	19.10	2.95
18	19.00	2.94
19	17.60	2.87
20	17.10	2.84
21	15.80	2.76
22	15.60	2.75
23	14.20	2.65
Media	23.86	3.14
Desv. Est.	6.20	0.26
C_s	0.33	-0.14
Var (C_s)	0.26	0.76
C_s-1.96(Var C_s)^{0.5}	-0.67	-1.84
C_s+1.96(Var C_s)^{0.5}	1.33	1.57

Tabla A.12.2 Prueba de Bondad de Ajuste Kolmogorov – Smirnov- Estación Colpa

m	x_m	$F_o(x_m)$	$F(x_m)$ Normal	$ F_o(x_m)-F(x_m) $ Normal	$F(y_m)$ Log - Normal	$ F_o(y_m)-F(y_m) $ Log - Normal	$F(y_m)$ Pearson III	$ F_o(y_m)-F(y_m) $ Pearson III	$F(y_m)$ Log Pearson III	$ F_o(y_m)-F(y_m) $ Log Pearson III	$F(x_m)$ GEV I	$ F_o(x_m)-F(x_m) $ GEV I
1	37.90	0.9583	0.9883	0.0299	0.9697	0.0113	0.9815	0.0232	0.9737	0.0154	0.9698	0.0114
2	32.00	0.9167	0.9066	0.0111	0.8917	0.0250	0.9004	0.0162	0.8942	0.0225	0.9011	0.0155
3	31.40	0.8750	0.8882	0.0132	0.8778	0.0028	0.8847	0.0097	0.8797	0.0047	0.8888	0.0138
4	30.40	0.8333	0.8545	0.0211	0.8512	0.0179	0.8542	0.0209	0.8519	0.0186	0.8650	0.0317
5	29.80	0.7917	0.8312	0.0395	0.8330	0.0413	0.8334	0.0417	0.8329	0.0412	0.8486	0.0570
6	28.70	0.7500	0.7827	0.0327	0.7950	0.0450	0.7897	0.0397	0.7931	0.0431	0.8138	0.0638
7	28.30	0.7083	0.7633	0.0550	0.7796	0.0712	0.7721	0.0637	0.7770	0.0687	0.7994	0.0911
8	26.50	0.6667	0.6651	0.0015	0.6992	0.0325	0.6816	0.0150	0.6937	0.0270	0.7226	0.0569
9	25.70	0.6250	0.6169	0.0081	0.6576	0.0326	0.6361	0.0111	0.6510	0.0280	0.6815	0.0565
10	25.30	0.5833	0.5921	0.0087	0.6356	0.0523	0.6123	0.0289	0.6283	0.0450	0.6594	0.0760
11	24.50	0.5417	0.5413	0.0003	0.5891	0.0474	0.5629	0.0212	0.5809	0.0392	0.6117	0.0701
12	24.30	0.5000	0.5285	0.0285	0.5770	0.0770	0.5503	0.0503	0.5686	0.0686	0.5992	0.0992
13	23.10	0.4583	0.4514	0.0069	0.5010	0.0427	0.4728	0.0145	0.4920	0.0337	0.5186	0.0603
14	22.40	0.4167	0.4071	0.0096	0.4546	0.0380	0.4270	0.0103	0.4456	0.0290	0.4682	0.0515
15	20.50	0.3750	0.2941	0.0809	0.3266	0.0484	0.3058	0.0392	0.3188	0.0562	0.3248	0.0502
16	19.50	0.3333	0.2411	0.0923	0.2615	0.0718	0.2467	0.0866	0.2548	0.0785	0.2508	0.0825
17	19.10	0.2917	0.2214	0.0703	0.2367	0.0550	0.2245	0.0672	0.2304	0.0613	0.2226	0.0691
18	19.00	0.2500	0.2166	0.0334	0.2306	0.0194	0.2190	0.0310	0.2244	0.0256	0.2157	0.0343
19	17.60	0.2083	0.1564	0.0520	0.1523	0.0560	0.1496	0.0588	0.1471	0.0612	0.1288	0.0795
20	17.10	0.1667	0.1378	0.0288	0.1281	0.0386	0.1279	0.0388	0.1229	0.0437	0.1030	0.0636
21	15.80	0.1250	0.0968	0.0282	0.0757	0.0493	0.0802	0.0448	0.0700	0.0550	0.0511	0.0739
22	15.60	0.0833	0.0914	0.0081	0.0690	0.0143	0.0739	0.0094	0.0632	0.0201	0.0451	0.0383
23	14.20	0.0417	0.0596	0.0179	0.0330	0.0087	0.0381	0.0036	0.0258	0.0159	0.0159	0.0258

Δ_{max}

0.0923

0.0770

0.0866

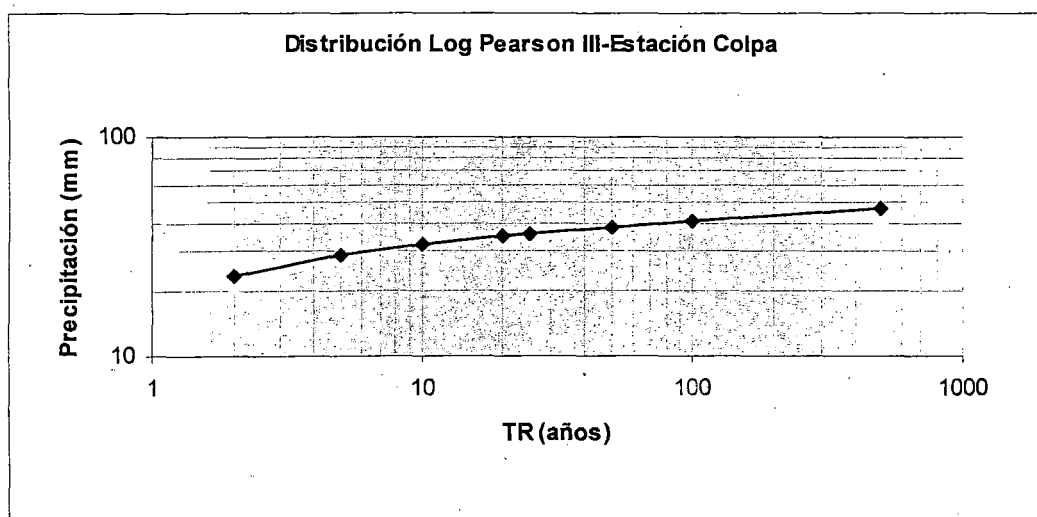
0.0785

0.0992

Tabla A.12.3 Distribución Log Pearson III - Estación Colpa

T (años)	P (mm)
2	23.22
5	28.88
10	32.26
20	35.29
25	36.21
50	38.97
100	41.59
500	47.32

Gráfico A.12.1



A.13 ESTACION ANGASMAYO

Tabla A.13.1 Parámetros de la Muestra- Estación Angasmayo

Nº	P (x _o)	Ln P (y _o)
1	39.10	3.67
2	36.50	3.60
3	35.90	3.58
4	35.80	3.58
5	34.90	3.55
6	32.30	3.48
7	32.10	3.47
8	31.90	3.46
9	31.70	3.46
10	31.20	3.44
11	31.00	3.43
12	31.00	3.43
13	31.00	3.43
14	30.80	3.43
15	30.50	3.42
16	28.60	3.35
17	28.20	3.34
18	27.70	3.32
19	27.00	3.30
20	25.90	3.25
21	23.60	3.16
22	23.10	3.14
23	22.90	3.13
24	22.30	3.10
25	21.60	3.07
26	19.70	2.98
27	19.50	2.97
28	18.80	2.93
29	18.00	2.89
30	16.10	2.78
31	15.80	2.76
32	11.30	2.42
33	10.50	2.35
Media	26.55	3.23
Desv. Est.	7.42	0.33
C_s	-0.48	-1.12
Var (C_s)	0.18	0.87
C_s-1.96(Var C_s)^{0.5}	-1.31	-2.95
C_s+1.96(Var C_s)^{0.5}	0.36	0.71

Tabla A.13.2 Prueba de Bondad de Ajuste Kolmogorov – Smirnov- Estación Angasmayo

m	x_m	$F_o(x_m)$	$F(x_m)$ Normal	$ F_o(x_m)-F(x_m) $ Normal	$F(y_m)$ Log Normal	$ F_o(y_m)-F(y_m) $ Log - Normal	$F(y_m)$ Pearson III	$ F_o(y_m)-F(y_m) $ Pearson III	$F(y_m)$ Log Pearson III	$ F_o(y_m)-F(y_m) $ Log Pearson III	$F(x_m)$ GEV I	$ F_o(x_m)-F(x_m) $ GEV I
1	39.10	0.9706	0.9545	0.0161	0.9074	0.0632	0.9717	0.0011	0.9608	0.0098	0.9378	0.0328
2	36.50	0.9412	0.9099	0.0313	0.8675	0.0737	0.9243	0.0168	0.9039	0.0373	0.9042	0.0370
3	35.90	0.9118	0.8960	0.0158	0.8563	0.0555	0.9085	0.0033	0.8867	0.0250	0.8943	0.0174
4	35.80	0.8824	0.8935	0.0112	0.8543	0.0280	0.9057	0.0233	0.8837	0.0014	0.8926	0.0102
5	34.90	0.8529	0.8696	0.0166	0.8358	0.0171	0.8777	0.0247	0.8548	0.0019	0.8757	0.0227
6	32.30	0.8235	0.7806	0.0430	0.7705	0.0530	0.7728	0.0507	0.7549	0.0687	0.8122	0.0114
7	32.10	0.7941	0.7725	0.0216	0.7647	0.0294	0.7635	0.0307	0.7463	0.0478	0.8062	0.0121
8	31.90	0.7647	0.7643	0.0004	0.7588	0.0059	0.7539	0.0108	0.7377	0.0271	0.8002	0.0355
9	31.70	0.7353	0.7559	0.0206	0.7527	0.0174	0.7442	0.0089	0.7289	0.0064	0.7939	0.0586
10	31.20	0.7059	0.7343	0.0284	0.7371	0.0312	0.7194	0.0135	0.7066	0.0007	0.7776	0.0717
11	31.00	0.6765	0.7254	0.0489	0.7307	0.0542	0.7092	0.0328	0.6975	0.0210	0.7707	0.0942
12	31.00	0.6471	0.7254	0.0783	0.7307	0.0836	0.7092	0.0622	0.6975	0.0504	0.7707	0.1236
13	31.00	0.6176	0.7254	0.1077	0.7307	0.1130	0.7092	0.0916	0.6975	0.0798	0.7707	0.1531
14	30.80	0.5882	0.7163	0.1281	0.7241	0.1358	0.6989	0.1107	0.6883	0.1001	0.7637	0.1754
15	30.50	0.5588	0.7025	0.1437	0.7140	0.1552	0.6833	0.1245	0.6744	0.1156	0.7528	0.1940
16	28.60	0.5294	0.6086	0.0792	0.6437	0.1143	0.5805	0.0511	0.5836	0.0542	0.6742	0.1447
17	28.20	0.5000	0.5877	0.0877	0.6275	0.1275	0.5584	0.0584	0.5641	0.0641	0.6554	0.1554
18	27.70	0.4706	0.5613	0.0907	0.6066	0.1360	0.5308	0.0602	0.5396	0.0690	0.6309	0.1603
19	27.00	0.4412	0.5239	0.0828	0.5762	0.1350	0.4925	0.0513	0.5053	0.0641	0.5946	0.1534
20	25.90	0.4118	0.4649	0.0531	0.5259	0.1141	0.4335	0.0218	0.4519	0.0401	0.5333	0.1215
21	23.60	0.3824	0.3453	0.0371	0.4131	0.0308	0.3196	0.0628	0.3445	0.0378	0.3924	0.0100
22	23.10	0.3529	0.3208	0.0321	0.3878	0.0349	0.2970	0.0560	0.3224	0.0305	0.3606	0.0077
23	22.90	0.3235	0.3112	0.0123	0.3777	0.0541	0.2882	0.0353	0.3137	0.0098	0.3479	0.0244
24	22.30	0.2941	0.2833	0.0109	0.3472	0.0531	0.2628	0.0313	0.2882	0.0059	0.3100	0.0159
25	21.60	0.2647	0.2522	0.0125	0.3119	0.0472	0.2348	0.0299	0.2596	0.0051	0.2667	0.0020
26	19.70	0.2353	0.1779	0.0574	0.2200	0.0153	0.1685	0.0668	0.1887	0.0465	0.1596	0.0757
27	19.50	0.2059	0.1709	0.0349	0.2109	0.0050	0.1623	0.0436	0.1819	0.0240	0.1496	0.0563
28	18.80	0.1765	0.1481	0.0284	0.1801	0.0036	0.1419	0.0346	0.1590	0.0175	0.1172	0.0593
29	18.00	0.1471	0.1246	0.0225	0.1473	0.0002	0.1208	0.0263	0.1347	0.0123	0.0853	0.0618
30	16.10	0.1176	0.0795	0.0382	0.0824	0.0353	0.0795	0.0382	0.0855	0.0321	0.0328	0.0849
31	15.80	0.0882	0.0737	0.0146	0.0740	0.0143	0.0740	0.0142	0.0788	0.0094	0.0273	0.0609
32	11.30	0.0588	0.0199	0.0389	0.0067	0.0521	0.0198	0.0391	0.0125	0.0463	0.0004	0.0584
33	10.50	0.0294	0.0153	0.0141	0.0035	0.0259	0.0145	0.0149	0.0069	0.0225	0.0001	0.0293

Δ max

0.1437

0.1552

0.1245

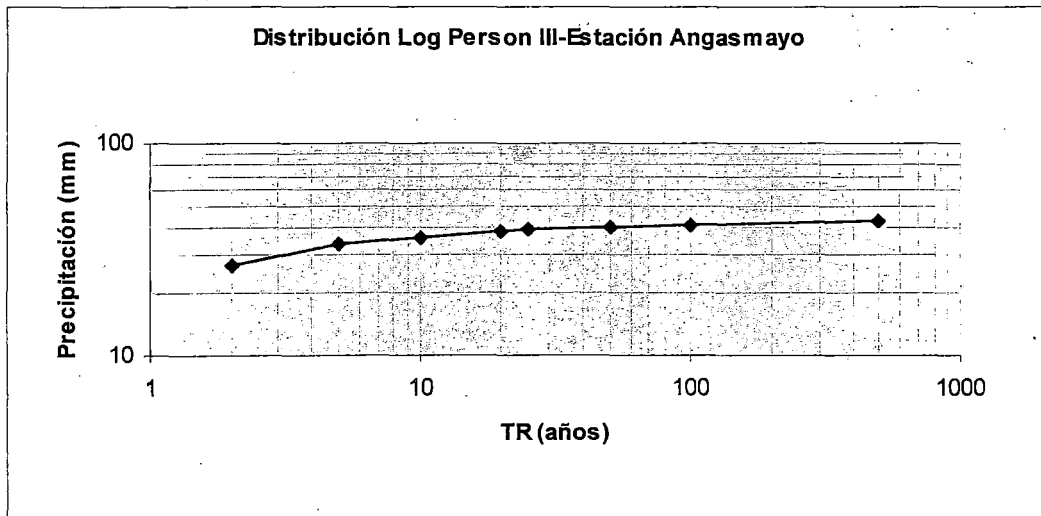
0.1156

0.1940

Tabla A.13.3 Distribución Log Pearson III - Estación Angasmayo

T (años)	P (mm)
2	26.89
5	33.33
10	36.24
20	38.33
25	38.88
50	40.31
100	41.41
500	43.12

Gráfico A.13.1



A.14 ESTACION HUALLACOCHA

Tabla A.14.1 Parámetros de la Muestra- Estación Huallacocha

Nº	P (x _o)	Ln P (y _o)
1	164.30	5.10
2	130.30	4.87
3	115.30	4.75
4	104.10	4.65
5	96.00	4.56
6	92.00	4.52
7	76.20	4.33
8	73.40	4.30
9	71.80	4.27
10	67.10	4.21
11	66.80	4.20
12	63.50	4.15
13	61.50	4.12
14	59.70	4.09
15	57.90	4.06
16	56.40	4.03
17	54.60	4.00
18	54.10	3.99
19	52.10	3.95
20	51.60	3.94
21	50.30	3.92
22	49.60	3.90
23	45.20	3.81
24	44.50	3.80
25	42.90	3.76
26	41.40	3.72
27	41.20	3.72
28	36.80	3.61
29	33.00	3.50
30	31.80	3.46
31	31.20	3.44
32	28.70	3.36
33	25.40	3.23
34	25.20	3.23
35	23.40	3.15
36	22.90	3.13
37	22.90	3.13
38	21.80	3.08
39	20.30	3.01
40	19.30	2.96
41	18.50	2.92
42	18.00	2.89
43	17.80	2.88
Media	53.04	3.81
Desv. Est.	32.35	0.58
C_s	1.46	0.12
Var (C_s)	0.14	9.66
C_s-1.96(Var C_s)^{0.5}	0.73	-5.97
C_s+1.96(Var C_s)^{0.5}	2.19	6.21

Tabla A.14.2 Prueba de Bondad de Ajuste Kolmogorov – Smirnov- Estación Huallacocho

m	x_m	$F_o(x_m)$	$F(x_m)$ Normal	$ F_o(x_m)-F(x_m) $ Normal	$F(y_m)$ Log Normal	$ F_o(y_m)-F(y_m) $ Log - Normal	$F(y_m)$ Pearson III	$ F_o(y_m)-F(y_m) $ Pearson III	$F(y_m)$ Log Pearson III	$ F_o(y_m)-F(y_m) $ Log Pearson III	$F(x_m)$ GEV I	$ F_o(x_m)-F(x_m) $ GEV I
1	164.30	0.9773	0.9997	0.0224	0.9874	0.0101	0.9913	0.0141	0.9847	0.0074	0.9932	0.0159
2	130.30	0.9545	0.9915	0.0370	0.9669	0.0124	0.9704	0.0158	0.9635	0.0089	0.9741	0.0195
3	115.30	0.9318	0.9729	0.0410	0.9480	0.0162	0.9494	0.0176	0.9446	0.0128	0.9535	0.0217
4	104.10	0.9091	0.9428	0.0337	0.9263	0.0172	0.9249	0.0159	0.9234	0.0143	0.9285	0.0194
5	96.00	0.8864	0.9079	0.0215	0.9047	0.0184	0.9005	0.0141	0.9025	0.0161	0.9028	0.0164
6	92.00	0.8636	0.8858	0.0221	0.8917	0.0280	0.8858	0.0222	0.8899	0.0263	0.8871	0.0234
7	76.20	0.8409	0.7630	0.0779	0.8185	0.0224	0.8055	0.0354	0.8196	0.0213	0.7992	0.0417
8	73.40	0.8182	0.7354	0.0828	0.8009	0.0172	0.7867	0.0315	0.8028	0.0154	0.7784	0.0398
9	71.80	0.7955	0.7190	0.0765	0.7901	0.0053	0.7752	0.0202	0.7924	0.0031	0.7658	0.0297
10	67.10	0.7727	0.6681	0.1047	0.7549	0.0179	0.7384	0.0343	0.7584	0.0143	0.7250	0.0477
11	66.80	0.7500	0.6647	0.0853	0.7524	0.0024	0.7359	0.0141	0.7561	0.0061	0.7222	0.0278
12	63.50	0.7273	0.6268	0.1005	0.7239	0.0033	0.7068	0.0205	0.7285	0.0012	0.6901	0.0372
13	61.50	0.7045	0.6031	0.1014	0.7051	0.0006	0.6878	0.0167	0.7103	0.0058	0.6693	0.0352
14	59.70	0.6818	0.5815	0.1003	0.6872	0.0054	0.6699	0.0120	0.6929	0.0111	0.6497	0.0321
15	57.90	0.6591	0.5597	0.0994	0.6682	0.0091	0.6511	0.0080	0.6744	0.0153	0.6293	0.0298
16	56.40	0.6364	0.5413	0.0950	0.6516	0.0152	0.6348	0.0016	0.6582	0.0218	0.6117	0.0246
17	54.60	0.6136	0.5192	0.0944	0.6306	0.0170	0.6144	0.0007	0.6377	0.0240	0.5899	0.0238
18	54.10	0.5909	0.5130	0.0779	0.6246	0.0337	0.6086	0.0177	0.6318	0.0409	0.5837	0.0072
19	52.10	0.5682	0.4884	0.0798	0.5997	0.0315	0.5847	0.0165	0.6073	0.0391	0.5583	0.0099
20	51.60	0.5455	0.4822	0.0632	0.5932	0.0478	0.5785	0.0330	0.6009	0.0555	0.5518	0.0064
21	50.30	0.5227	0.4662	0.0565	0.5760	0.0533	0.5622	0.0394	0.5840	0.0612	0.5348	0.0120
22	49.60	0.5000	0.4576	0.0424	0.5665	0.0665	0.5532	0.0532	0.5745	0.0745	0.5254	0.0254
23	45.20	0.4773	0.4042	0.0730	0.5028	0.0255	0.4937	0.0164	0.5110	0.0338	0.4648	0.0125
24	44.50	0.4545	0.3959	0.0587	0.4920	0.0375	0.4838	0.0292	0.5002	0.0457	0.4549	0.0003
25	42.90	0.4318	0.3769	0.0549	0.4668	0.0350	0.4607	0.0289	0.4749	0.0431	0.4320	0.0002
26	41.40	0.4091	0.3595	0.0496	0.4424	0.0333	0.4384	0.0293	0.4502	0.0411	0.4103	0.0012
27	41.20	0.3864	0.3572	0.0292	0.4391	0.0527	0.4354	0.0491	0.4469	0.0605	0.4074	0.0211
28	36.80	0.3636	0.3078	0.0558	0.3638	0.0001	0.3671	0.0035	0.3698	0.0062	0.3433	0.0203
29	33.00	0.3409	0.2678	0.0731	0.2957	0.0462	0.3054	0.0355	0.2992	0.0417	0.2886	0.0523
30	31.80	0.3182	0.2557	0.0625	0.2740	0.0442	0.2856	0.0325	0.2764	0.0418	0.2716	0.0466
31	31.20	0.2955	0.2498	0.0457	0.2631	0.0323	0.2757	0.0198	0.2649	0.0305	0.2632	0.0322
32	28.70	0.2727	0.2259	0.0468	0.2182	0.0545	0.2341	0.0386	0.2174	0.0553	0.2290	0.0437
33	25.40	0.2500	0.1964	0.0536	0.1613	0.0887	0.1798	0.0702	0.1562	0.0938	0.1864	0.0636
34	25.20	0.2273	0.1947	0.0326	0.1579	0.0693	0.1765	0.0507	0.1526	0.0746	0.1839	0.0433
35	23.40	0.2045	0.1798	0.0248	0.1290	0.0755	0.1476	0.0569	0.1213	0.0833	0.1623	0.0423
36	22.90	0.1818	0.1757	0.0061	0.1213	0.0605	0.1397	0.0421	0.1129	0.0689	0.1565	0.0253
37	22.90	0.1591	0.1757	0.0166	0.1213	0.0378	0.1397	0.0194	0.1129	0.0462	0.1565	0.0026
38	21.80	0.1364	0.1671	0.0307	0.1050	0.0314	0.1227	0.0137	0.0951	0.0412	0.1441	0.0077
39	20.30	0.1136	0.1557	0.0421	0.0843	0.0293	0.1001	0.0135	0.0725	0.0411	0.1279	0.0143
40	19.30	0.0909	0.1485	0.0576	0.0716	0.0193	0.0857	0.0052	0.0587	0.0322	0.1177	0.0268
41	18.50	0.0682	0.1428	0.0746	0.0621	0.0061	0.0746	0.0064	0.0485	0.0197	0.1099	0.0417
42	18.00	0.0455	0.1394	0.0939	0.0565	0.0111	0.0678	0.0224	0.0425	0.0029	0.1051	0.0597
43	17.80	0.0227	0.1380	0.1153	0.0544	0.0316	0.0652	0.0424	0.0402	0.0175	0.1033	0.0805

Δ max

0.1153

0.0887

0.0702

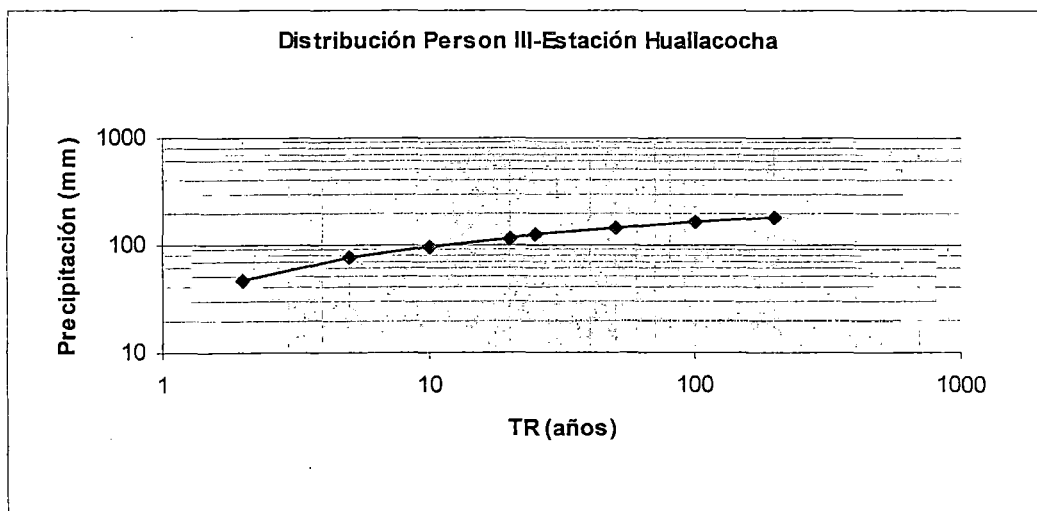
0.0938

0.0805

Tabla A.14.3 Distribución Log Pearson III - Estación Huallacocho

T (años)	P (mm)
2	45.65
5	75.66
10	96.31
20	116.22
25	122.53
50	141.96
100	161.21
200	180.37
500	205.64

Gráfico A.14.1



ANEXO B

**ANÁLISIS DE BONDAD DE AJUSTE TEST KOLMOGOROV – SMIRNOV (ESTACIONES
DE CARRETERA LIMA – CANTA)**

B.1 PRECIPITACION MÁXIMA EN 24 HORAS (mm) CUENCA DEL RÍO CHILLON

Tabla B.1.1

Año	Canta	Lachaqui	Huaros	Huamantanga	Carampoma
1964	16.00	19.70	16.00		
1965	13.60	34.60	31.50	43.50	9.00
1966	14.70	29.70	31.40	17.60	10.60
1967	22.70	12.10	27.90	21.60	22.20
1968	12.10	17.30	13.00	6.70	15.50
1969	21.30	18.90	20.00	11.40	21.30
1970	51.20	59.50	25.00	20.20	30.20
1971	13.20	18.80	20.50	10.70	30.40
1972	25.70	40.70	19.70	19.20	27.50
1973	23.60	22.40	22.90	11.40	32.60
1974	16.90	19.40	15.20	12.30	28.20
1975	18.60	24.20	17.10	12.20	17.00
1976	18.20	28.30	18.40	10.40	24.50
1977	32.80	65.00	20.10	11.80	23.80
1978	17.60	18.90	12.10	5.70	14.80
1979	16.40	29.60	18.70	8.80	20.30
1980	14.60	27.10	26.50	16.90	20.60
1981		55.90	24.40	12.60	30.30
1982		28.00	20.50	9.30	15.50
1983		25.90	18.00	12.10	31.20
1984		32.10	27.80	16.60	20.80
1985		40.90	31.50	9.70	21.40
1986	23.40	29.90	18.00	9.90	33.30
1987	8.00		16.80	9.80	22.70
1988	9.00		11.10	8.20	31.50
1989	8.30	22.70	18.10	13.00	19.60
1990	2.00	19.20	14.70	14.20	25.60
1991	10.20		17.60	18.40	23.30
1992	0.90	20.00	11.70	19.40	19.20
1993	9.40	21.70	21.00	22.80	22.40
1994	15.50	30.90	26.40	22.00	17.90
1995	12.40	17.10	22.60	29.60	15.10
1996	16.70	17.70	23.60	19.50	15.40
1997	30.00	24.80	20.90	17.80	15.70
1998	27.50				
1999	24.10				
2000	19.20				
2001	33.50				
2002	18.00				

Fuente: SENAMHI, mencionado en el "Estudio De Ingeniería e Impacto Ambiental Para La Rehabilitación y Mejoramiento de la Carretera Lima – Canta" [4]

B.2 ESTACION HUAROS

Tabla B.2.1 Parámetros de la Muestra- Estación Huaros

Nº	P (x _o)	Ln P (y _o)
1	31.50	3.45
2	31.50	3.45
3	31.40	3.45
4	27.90	3.33
5	27.80	3.33
6	26.50	3.28
7	26.40	3.27
8	25.00	3.22
9	24.40	3.19
10	23.60	3.16
11	22.90	3.13
12	22.60	3.12
13	21.00	3.04
14	20.90	3.04
15	20.50	3.02
16	20.50	3.02
17	20.10	3.00
18	20.00	3.00
19	19.70	2.98
20	18.70	2.93
21	18.40	2.91
22	18.10	2.90
23	18.00	2.89
24	18.00	2.89
25	17.60	2.87
26	17.10	2.84
27	16.80	2.82
28	16.00	2.77
29	15.20	2.72
30	14.70	2.69
31	13.00	2.56
32	12.10	2.49
33	11.70	2.46
34	11.10	2.41
Media	20.61	2.99
Desv. Est.	5.59	0.28
C_s	0.35	-0.25
Var (C_s)	0.18	0.57
C_s-1.96(Var C_s)^{0.5}	-0.47	-1.73
C_s+1.96(Var C_s)^{0.5}	1.17	1.23

Tabla B.2.2 Prueba de Bondad de Ajuste Kolmogorov – Smirnov- Estación Huaros

m	x_m	$F_o(x_m)$	$F(x_m)$ Normal	$ F_o(x_m)-F(x_m) $ Normal	$F(y_m)$ Log - Normal	$ F_o(y_m)-F(y_m) $ Log - Normal	$F(y_m)$ Pearson III	$ F_o(y_m)-F(y_m) $ Pearson III	$F(y_m)$ Log Pearson III	$ F_o(y_m)-F(y_m) $ Log Pearson III	$F(x_m)$ GEV I	$ F_o(x_m)-F(x_m) $ GEV I
1	31.50	0.9714	0.9744	0.0029	0.9512	0.0202	0.9656	0.0058	0.9595	0.0120	0.9550	0.0165
2	31.50	0.9429	0.9744	0.0315	0.9512	0.0084	0.9656	0.0227	0.9595	0.0166	0.9550	0.0121
3	31.40	0.9143	0.9733	0.0590	0.9501	0.0358	0.9644	0.0502	0.9583	0.0440	0.9539	0.0397
4	27.90	0.8857	0.9041	0.0183	0.8889	0.0032	0.8988	0.0131	0.8938	0.0081	0.9001	0.0143
5	27.80	0.8571	0.9010	0.0438	0.8864	0.0293	0.8960	0.0389	0.8911	0.0340	0.8979	0.0407
6	26.50	0.8286	0.8542	0.0256	0.8498	0.0212	0.8540	0.0254	0.8513	0.0228	0.8648	0.0363
7	26.40	0.8000	0.8500	0.0500	0.8466	0.0466	0.8503	0.0503	0.8478	0.0478	0.8619	0.0619
8	25.00	0.8000	0.7841	0.0126	0.7956	0.0242	0.7913	0.0199	0.7924	0.0210	0.8147	0.0433
9	24.40	0.7429	0.7513	0.0084	0.7700	0.0271	0.7618	0.0189	0.7647	0.0218	0.7904	0.0476
10	23.60	0.7143	0.7038	0.0105	0.7320	0.0177	0.7185	0.0042	0.7238	0.0096	0.7538	0.0396
11	22.90	0.6857	0.6591	0.0266	0.6952	0.0095	0.6771	0.0086	0.6846	0.0011	0.7176	0.0319
12	22.60	0.6571	0.6392	0.0179	0.6784	0.0213	0.6585	0.0013	0.6669	0.0097	0.7008	0.0437
13	21.00	0.6286	0.5279	0.1007	0.5790	0.0496	0.5512	0.0774	0.5634	0.0652	0.5985	0.0300
14	20.90	0.6000	0.5208	0.0792	0.5723	0.0277	0.5441	0.0559	0.5565	0.0435	0.5915	0.0085
15	20.50	0.5714	0.4922	0.0792	0.5448	0.0266	0.5156	0.0558	0.5286	0.0429	0.5623	0.0091
16	20.50	0.5429	0.4922	0.0506	0.5448	0.0020	0.5156	0.0273	0.5286	0.0143	0.5623	0.0195
17	20.10	0.5143	0.4637	0.0506	0.5167	0.0024	0.4868	0.0275	0.5001	0.0142	0.5320	0.0178
18	20.00	0.4857	0.4566	0.0291	0.5095	0.0238	0.4795	0.0062	0.4929	0.0072	0.5243	0.0386
19	19.70	0.4571	0.4354	0.0218	0.4878	0.0307	0.4578	0.0006	0.4712	0.0140	0.5007	0.0436
20	18.70	0.4286	0.3663	0.0623	0.4138	0.0148	0.3853	0.0433	0.3979	0.0307	0.4189	0.0097
21	18.40	0.4000	0.3463	0.0537	0.3913	0.0087	0.3638	0.0362	0.3759	0.0241	0.3937	0.0063
22	18.10	0.3714	0.3267	0.0447	0.3688	0.0026	0.3425	0.0289	0.3540	0.0174	0.3684	0.0031
23	18.00	0.3429	0.3203	0.0226	0.3613	0.0185	0.3355	0.0073	0.3468	0.0039	0.3599	0.0171
24	18.00	0.3143	0.3203	0.0060	0.3613	0.0470	0.3355	0.0212	0.3468	0.0325	0.3599	0.0456
25	17.60	0.2857	0.2951	0.0094	0.3315	0.0458	0.3078	0.0221	0.3180	0.0323	0.3262	0.0405
26	17.10	0.2571	0.2650	0.0079	0.2948	0.0377	0.2742	0.0171	0.2827	0.0256	0.2847	0.0275
27	16.80	0.2286	0.2477	0.0191	0.2733	0.0447	0.2548	0.0262	0.2621	0.0335	0.2603	0.0317
28	16.00	0.2000	0.2047	0.0047	0.2182	0.0182	0.2056	0.0056	0.2096	0.0096	0.1984	0.0016
29	15.20	0.1714	0.1665	0.0049	0.1678	0.0036	0.1611	0.0103	0.1617	0.0098	0.1432	0.0282
30	14.70	0.1429	0.1451	0.0023	0.1394	0.0035	0.1361	0.0068	0.1344	0.0084	0.1131	0.0298
31	13.00	0.1143	0.0866	0.0277	0.0636	0.0506	0.0676	0.0467	0.0603	0.0540	0.0399	0.0743
32	12.10	0.0857	0.0639	0.0218	0.0373	0.0484	0.0418	0.0439	0.0333	0.0524	0.0191	0.0666
33	11.70	0.0571	0.0554	0.0017	0.0285	0.0287	0.0326	0.0245	0.0240	0.0331	0.0130	0.0441
34	11.10	0.0286	0.0444	0.0158	0.0182	0.0104	0.0212	0.0073	0.0131	0.0154	0.0069	0.0217

Δ max

0.1007

0.0506

0.0774

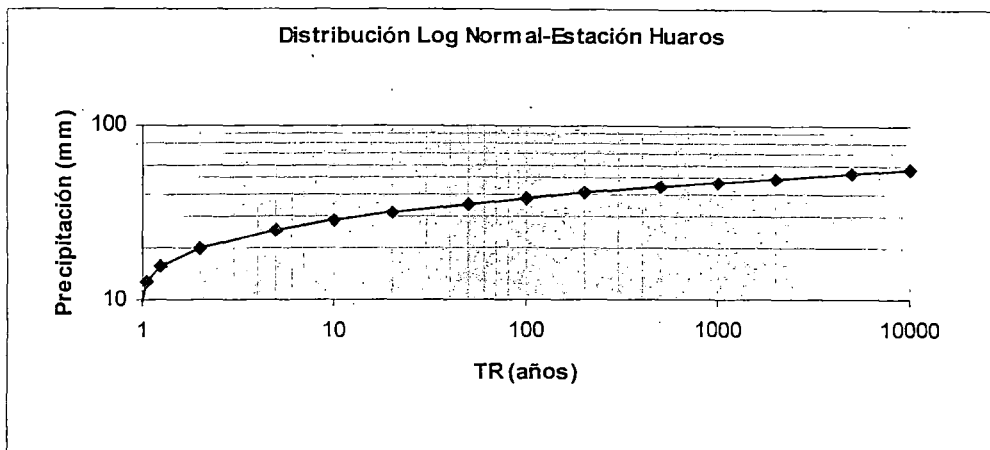
0.0652

0.0743

Tabla B.2.3 Distribución Log Normal - Estación Huaros

T	P (mm)
1.005	9.7
1.05	12.5
1.25	15.7
2	19.9
5	25.1
10	28.4
20	31.4
50	35.2
100	37.9
200	40.7
500	44.2
1000	46.9
2000	49.6
5000	53.2
10000	55.9

Gráfico B.2.1



B.3 ESTACION HUAMANTANGA

Tabla B.3.1 Parámetros de la Muestra- Estación Huamantanga

Nº	P (x _o)	Ln P (y _o)
1	43.50	3.77
2	29.60	3.39
3	22.80	3.13
4	22.00	3.09
5	21.60	3.07
6	20.20	3.01
7	19.50	2.97
8	19.40	2.97
9	19.20	2.95
10	18.40	2.91
11	17.80	2.88
12	17.60	2.87
13	16.90	2.83
14	16.60	2.81
15	14.20	2.65
16	13.00	2.56
17	12.60	2.53
18	12.30	2.51
19	12.20	2.50
20	12.10	2.49
21	11.80	2.47
22	11.40	2.43
23	11.40	2.43
24	10.70	2.37
25	10.40	2.34
26	9.90	2.29
27	9.80	2.28
28	9.70	2.27
29	9.30	2.23
30	8.80	2.17
31	8.20	2.10
32	6.70	1.90
33	5.70	1.74
Media	15.31	2.63
Desv. Est.	7.41	0.43
C_s	1.91	0.33
Var (C_s)	0.18	2.29
C_s-1.96(Var C_s)^{0.5}	1.07	-2.64
C_s+1.96(Var C_s)^{0.5}	2.74	3.30

Tabla B.3.2 Prueba de Bondad de Ajuste Kolmogorov – Smirnov- Estación Huamantanga

m	x_m	$F_o(x_m)$	F(x_m) Normal	$ F_o(x_m)-F(x_m) $ Normal	F(y_m) Log - Normal	$ F_o(y_m)-F(y_m) $ Log - Normal	F(y_m) Pearson III	$ F_o(y_m)-F(y_m) $ Pearson III	F(y_m) Log Pearson III	$ F_o(y_m)-F(y_m) $ Log Pearson III	F(x_m) GEV I	$ F_o(x_m)-F(x_m) $ GEV I
1	43.50	0.9706	0.9999	0.0293	0.9959	0.0253	0.9921	0.0215	0.9915	0.0209	0.9957	0.0252
2	29.60	0.9412	0.9731	0.0320	0.9600	0.0188	0.9480	0.0068	0.9514	0.0103	0.9538	0.0126
3	22.80	0.9118	0.8440	0.0678	0.8736	0.0382	0.8665	0.0453	0.8714	0.0403	0.8577	0.0541
4	22.00	0.8824	0.8167	0.0656	0.8556	0.0268	0.8508	0.0315	0.8552	0.0271	0.8383	0.0440
5	21.60	0.8529	0.8020	0.0509	0.8456	0.0073	0.8423	0.0107	0.8463	0.0066	0.8278	0.0252
6	20.20	0.8235	0.7453	0.0782	0.8057	0.0178	0.8084	0.0151	0.8104	0.0131	0.7860	0.0376
7	19.50	0.7941	0.7141	0.0800	0.7824	0.0118	0.7889	0.0053	0.7894	0.0048	0.7619	0.0322
8	19.40	0.7647	0.7095	0.0552	0.7788	0.0141	0.7859	0.0212	0.7862	0.0214	0.7583	0.0064
9	19.20	0.7353	0.7002	0.0351	0.7716	0.0363	0.7799	0.0446	0.7796	0.0443	0.7510	0.0157
10	18.40	0.7059	0.6616	0.0443	0.7406	0.0347	0.7541	0.0482	0.7514	0.0455	0.7197	0.0138
11	17.80	0.6765	0.6315	0.0450	0.7151	0.0386	0.7328	0.0564	0.7280	0.0515	0.6942	0.0178
12	17.60	0.6471	0.6213	0.0258	0.7061	0.0590	0.7253	0.0783	0.7197	0.0727	0.6854	0.0383
13	16.90	0.6176	0.5849	0.0328	0.6728	0.0551	0.6975	0.0799	0.6888	0.0712	0.6528	0.0351
14	16.60	0.5882	0.5690	0.0192	0.6576	0.0694	0.6848	0.0965	0.6747	0.0864	0.6381	0.0499
15	14.20	0.5588	0.4403	0.1185	0.5172	0.0416	0.5626	0.0038	0.5392	0.0196	0.5063	0.0526
16	13.00	0.5294	0.3775	0.1519	0.4356	0.0938	0.4861	0.0433	0.4567	0.0727	0.4326	0.0968
17	12.60	0.5000	0.3571	0.1429	0.4072	0.0928	0.4580	0.0420	0.4272	0.0728	0.4074	0.0926
18	12.30	0.4706	0.3421	0.1285	0.3856	0.0850	0.4361	0.0345	0.4045	0.0661	0.3883	0.0822
19	12.20	0.4412	0.3372	0.1040	0.3784	0.0628	0.4287	0.0125	0.3969	0.0443	0.3820	0.0592
20	12.10	0.4118	0.3323	0.0795	0.3711	0.0406	0.4211	0.0093	0.3892	0.0226	0.3756	0.0362
21	11.80	0.3824	0.3177	0.0647	0.3493	0.0331	0.3979	0.0156	0.3659	0.0164	0.3565	0.0259
22	11.40	0.3529	0.2987	0.0542	0.3201	0.0328	0.3658	0.0129	0.3344	0.0186	0.3311	0.0219
23	11.40	0.3235	0.2987	0.0248	0.3201	0.0034	0.3658	0.0423	0.3344	0.0108	0.3311	0.0076
24	10.70	0.2941	0.2668	0.0274	0.2694	0.0247	0.3063	0.0122	0.2785	0.0156	0.2871	0.0070
25	10.40	0.2647	0.2536	0.0111	0.2480	0.0167	0.2795	0.0148	0.2546	0.0101	0.2686	0.0039
26	9.90	0.2353	0.2325	0.0028	0.2132	0.0221	0.2332	0.0020	0.2151	0.0202	0.2385	0.0032
27	9.80	0.2059	0.2284	0.0225	0.2064	0.0006	0.2238	0.0179	0.2074	0.0015	0.2326	0.0268
28	9.70	0.1765	0.2243	0.0479	0.1997	0.0232	0.2142	0.0377	0.1996	0.0231	0.2268	0.0503
29	9.30	0.1471	0.2085	0.0614	0.1735	0.0264	0.1752	0.0282	0.1694	0.0223	0.2039	0.0568
30	8.80	0.1176	0.1897	0.0720	0.1425	0.0249	0.1251	0.0074	0.1334	0.0157	0.1766	0.0589
31	8.20	0.0882	0.1685	0.0802	0.1088	0.0205	0.0635	0.0247	0.0939	0.0057	0.1461	0.0578
32	6.70	0.0588	0.1225	0.0637	0.0443	0.0145	0.9997	0.9409	0.0220	0.0369	0.0826	0.0237
33	5.70	0.0294	0.0972	0.0678	0.0188	0.0106	0.9999	0.9705	0.0014	0.0280	0.0515	0.0221

Δ max

0.1519

0.0938

0.9705

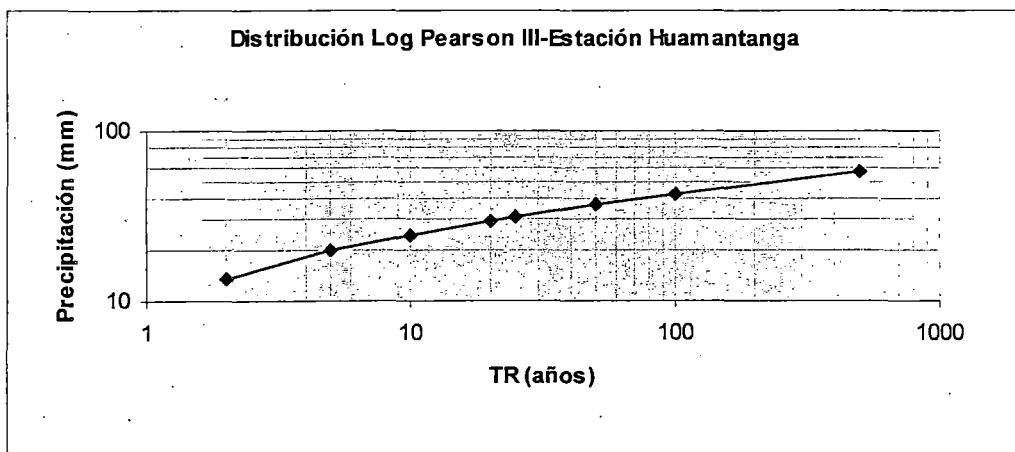
0.0864

0.0968

Tabla B.3.3 Distribución Log Persón III - Estación Huamantanga

T (años)	P (mm)
2	13.61
5	19.85
10	24.51
20	29.39
25	31.03
50	36.35
100	42.09
500	57.32

Gráfico B.3.1



B.4 ESTACION CARAMPOMA

Tabla B.4.1 Parámetros de la Muestra- Estación Carampoma

Nº	P (x _o)	Ln P (y _o)
1	33.30	3.51
2	32.60	3.48
3	31.50	3.45
4	31.20	3.44
5	30.40	3.41
6	30.30	3.41
7	30.20	3.41
8	28.20	3.34
9	27.50	3.31
10	25.60	3.24
11	24.50	3.20
12	23.80	3.17
13	23.30	3.15
14	22.70	3.12
15	22.40	3.11
16	22.20	3.10
17	21.40	3.06
18	21.30	3.06
19	20.80	3.03
20	20.60	3.03
21	20.30	3.01
22	19.60	2.98
23	19.20	2.95
24	17.90	2.88
25	17.00	2.83
26	15.70	2.75
27	15.50	2.74
28	15.50	2.74
29	15.40	2.73
30	15.10	2.71
31	14.80	2.69
32	10.60	2.36
33	9.00	2.20
Media	22.10	3.05
Desv. Est.	6.48	0.32
C_s	0.04	-0.68
Var (C_s)	0.18	0.81
C_s-1.96(Var C_s)^{0.5}	-0.79	-2.44
C_s+1.96(Var C_s)^{0.5}	0.88	1.09

Tabla B.4.2 Prueba de Bondad de Ajuste Kolmogorov – Smirnov- Estación Carampoma

m	x_m	$F_o(x_m)$	$F(x_m)$ Normal	$ F_o(x_m)-F(x_m) $ Normal	$F(y_m)$ Log - Normal	$ F_o(y_m)-F(y_m) $ Log - Normal	$F(y_m)$ Pearson III	$ F_o(y_m)-F(y_m) $ Pearson III	$F(y_m)$ Log Pearson III	$ F_o(y_m)-F(y_m) $ Log Pearson III	$F(x_m)$ GEV I	$ F_o(x_m)-F(x_m) $ GEV I
1	33.30	0.9706	0.9580	0.0126	0.9235	0.0471	0.9568	0.0138	0.9494	0.0212	0.9406	0.0300
2	32.60	0.9412	0.9474	0.0062	0.9134	0.0277	0.9462	0.0050	0.9379	0.0033	0.9321	0.0091
3	31.50	0.9118	0.9265	0.0147	0.8952	0.0166	0.9254	0.0137	0.9160	0.0042	0.9163	0.0045
4	31.20	0.8824	0.9198	0.0375	0.8897	0.0073	0.9188	0.0365	0.9090	0.0266	0.9114	0.0291
5	30.40	0.8529	0.8998	0.0469	0.8735	0.0206	0.8990	0.0461	0.8890	0.0360	0.8970	0.0441
6	30.30	0.8235	0.8971	0.0735	0.8714	0.0479	0.8964	0.0728	0.8862	0.0627	0.8951	0.0716
7	30.20	0.7941	0.8943	0.1002	0.8692	0.0751	0.8936	0.0995	0.8835	0.0893	0.8931	0.0990
8	28.20	0.7647	0.8266	0.0619	0.8180	0.0533	0.8269	0.0622	0.8181	0.0534	0.8454	0.0807
9	27.50	0.7353	0.7976	0.0623	0.7965	0.0612	0.7982	0.0629	0.7907	0.0554	0.8245	0.0893
10	25.60	0.7059	0.7053	0.0006	0.7273	0.0215	0.7071	0.0012	0.7051	0.0008	0.7550	0.0491
11	24.50	0.6765	0.6443	0.0322	0.6798	0.0033	0.6466	0.0298	0.6487	0.0277	0.7051	0.0287
12	23.80	0.6471	0.6033	0.0438	0.6467	0.0004	0.6059	0.0411	0.6107	0.0363	0.6695	0.0224
13	23.30	0.6176	0.5733	0.0444	0.6216	0.0040	0.5760	0.0416	0.5828	0.0349	0.6421	0.0244
14	22.70	0.5882	0.5367	0.0515	0.5902	0.0020	0.5395	0.0488	0.5484	0.0398	0.6072	0.0190
15	22.40	0.5588	0.5183	0.0405	0.5739	0.0151	0.5210	0.0378	0.5310	0.0278	0.5889	0.0301
16	22.20	0.5294	0.5060	0.0234	0.5629	0.0335	0.5087	0.0207	0.5194	0.0101	0.5765	0.0471
17	21.40	0.5000	0.4568	0.0432	0.5172	0.0172	0.4593	0.0407	0.4723	0.0277	0.5245	0.0245
18	21.30	0.4706	0.4507	0.0199	0.5114	0.0408	0.4532	0.0174	0.4664	0.0042	0.5178	0.0472
19	20.80	0.4412	0.4203	0.0209	0.4817	0.0405	0.4225	0.0186	0.4368	0.0044	0.4835	0.0423
20	20.60	0.4118	0.4083	0.0035	0.4696	0.0579	0.4104	0.0014	0.4250	0.0132	0.4695	0.0578
21	20.30	0.3824	0.3904	0.0081	0.4514	0.0690	0.3923	0.0099	0.4074	0.0250	0.4483	0.0660
22	19.60	0.3529	0.3496	0.0033	0.4082	0.0553	0.3509	0.0021	0.3665	0.0136	0.3979	0.0450
23	19.20	0.3235	0.3271	0.0035	0.3833	0.0598	0.3279	0.0043	0.3436	0.0200	0.3688	0.0453
24	17.90	0.2941	0.2583	0.0358	0.3028	0.0087	0.2572	0.0369	0.2717	0.0225	0.2752	0.0189
25	17.00	0.2647	0.2155	0.0492	0.2489	0.0158	0.2129	0.0518	0.2252	0.0395	0.2140	0.0507
26	15.70	0.2353	0.1615	0.0738	0.1769	0.0584	0.1566	0.0787	0.1646	0.0707	0.1361	0.0992
27	15.50	0.2059	0.1541	0.0518	0.1666	0.0392	0.1487	0.0571	0.1560	0.0499	0.1256	0.0803
28	15.50	0.1765	0.1541	0.0224	0.1666	0.0098	0.1487	0.0277	0.1560	0.0205	0.1256	0.0509
29	15.40	0.1471	0.1505	0.0034	0.1616	0.0146	0.1449	0.0021	0.1517	0.0047	0.1205	0.0266
30	15.10	0.1176	0.1399	0.0222	0.1470	0.0293	0.1338	0.0162	0.1394	0.0218	0.1059	0.0118
31	14.80	0.0882	0.1299	0.0416	0.1330	0.0448	0.1232	0.0349	0.1276	0.0394	0.0923	0.0040
32	10.60	0.0588	0.0379	0.0209	0.0155	0.0434	0.0257	0.0331	0.0182	0.0406	0.0042	0.0546
33	9.00	0.0294	0.0216	0.0078	0.0038	0.0256	0.0097	0.0197	0.0031	0.0263	0.0005	0.0289

Δ max

0.1002

0.0751

0.0995

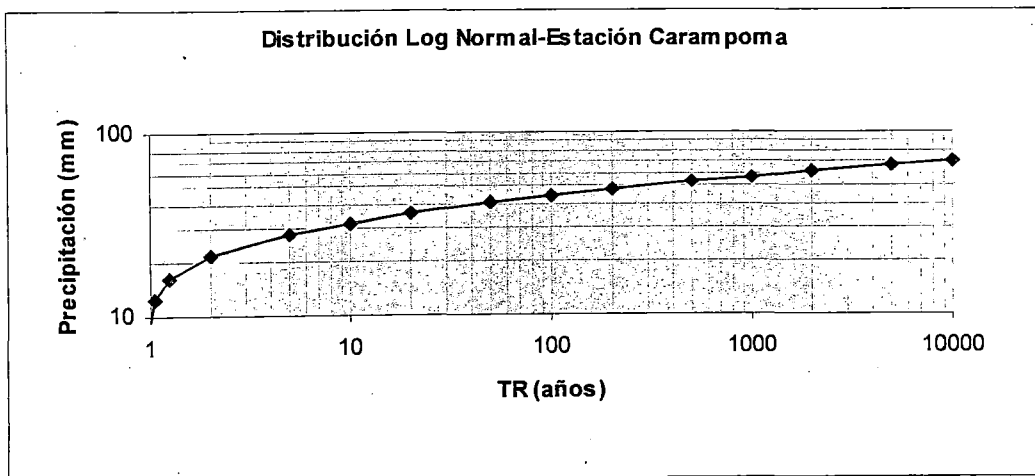
0.0893

0.0992

Tabla B.4.3 Distribución Log Normal - Estación Carampoma

T (años)	P (mm)
1.005	9.3
1.05	12.4
1.25	16.1
2	21.1
5	27.6
10	31.8
20	35.7
50	40.6
100	44.3
200	48.0
500	52.9
1000	56.6
2000	60.3
5000	65.3
10000	69.2

Gráfico B.4.1



B.5 ESTACIÓN CANTA

Tabla B.5.1 Parámetros de la Muestra- Estación Canta

Nº	P (x _o)	Ln P (y _o)
1	51.20	3.94
2	33.50	3.51
3	32.80	3.49
4	30.00	3.40
5	27.50	3.31
6	25.70	3.25
7	24.10	3.18
8	23.60	3.16
9	23.40	3.15
10	22.70	3.12
11	21.30	3.06
12	19.20	2.95
13	18.60	2.92
14	18.20	2.90
15	18.00	2.89
16	17.60	2.87
17	16.90	2.83
18	16.70	2.82
19	16.40	2.80
20	16.00	2.77
21	15.50	2.74
22	15.00	2.71
23	14.60	2.68
24	13.60	2.61
25	13.20	2.58
26	12.40	2.52
27	12.10	2.49
28	10.20	2.32
29	9.40	2.24
30	9.00	2.20
31	8.30	2.12
32	8.00	2.08
33	2.00	0.69
34	0.90	-0.11
Media	18.16	2.71
Desv. Est.	9.68	0.75
C_s	1.15	-2.10
Var (C_s)	0.18	141.33
C_s-1.96(Var C_s)^{0.5}	0.32	-25.40
C_s+1.96(Var C_s)^{0.5}	1.97	21.20

Tabla B.5.2 Prueba de Bondad de Ajuste Kolmogorov – Smirnov- Estación Canta

m	x_m	$F_o(x_m)$	$F(x_m)$ Normal	$ F_o(x_m)-F(x_m) $ Normal	$F(y_m)$ Log - Normal	$ F_o(y_m)-F(y_m) $ Log - Normal	$F(y_m)$ Pearson III	$ F_o(y_m)-F(y_m) $ Pearson III	$F(y_m)$ Log Pearson III	$ F_o(y_m)-F(y_m) $ Log Pearson III	$F(x_m)$ GEV I	$ F_o(x_m)-F(x_m) $ GEV I
1	51.20	0.9714	0.9997	0.0283	0.9488	0.0226	0.9932	0.0218	1.0000	0.0286	0.9930	0.0216
2	33.50	0.9429	0.9435	0.0006	0.8571	0.0858	0.9263	0.0165	1.0000	0.0571	0.9291	0.0138
3	32.80	0.9143	0.9348	0.0205	0.8506	0.0636	0.9195	0.0052	0.9999	0.0856	0.9225	0.0082
4	30.00	0.8857	0.8894	0.0036	0.8212	0.0645	0.8859	0.0002	0.9468	0.0611	0.8896	0.0039
5	27.50	0.8571	0.8327	0.0245	0.7893	0.0679	0.8457	0.0114	0.8369	0.0203	0.8497	0.0075
6	25.70	0.8286	0.7819	0.0466	0.7623	0.0663	0.8096	0.0190	0.7626	0.0659	0.8132	0.0154
7	24.10	0.8000	0.7302	0.0698	0.7349	0.0651	0.7716	0.0284	0.6982	0.1018	0.7744	0.0256
8	23.60	0.7714	0.7128	0.0586	0.7257	0.0457	0.7585	0.0129	0.6784	0.0931	0.7610	0.0105
9	23.40	0.7429	0.7058	0.0371	0.7219	0.0210	0.7531	0.0103	0.6704	0.0725	0.7554	0.0125
10	22.70	0.7143	0.6804	0.0339	0.7081	0.0062	0.7335	0.0192	0.6430	0.0713	0.7351	0.0208
11	21.30	0.6857	0.6270	0.0587	0.6783	0.0074	0.6905	0.0048	0.5889	0.0968	0.6904	0.0046
12	19.20	0.6571	0.5426	0.1145	0.6272	0.0299	0.6165	0.0407	0.5101	0.1470	0.6129	0.0442
13	18.60	0.6286	0.5179	0.1106	0.6111	0.0175	0.5933	0.0353	0.4882	0.1404	0.5886	0.0400
14	18.20	0.6000	0.5015	0.0985	0.5999	0.0001	0.5773	0.0227	0.4736	0.1264	0.5719	0.0281
15	18.00	0.5714	0.4932	0.0782	0.5942	0.0227	0.5692	0.0023	0.4664	0.1050	0.5633	0.0081
16	17.60	0.5429	0.4767	0.0661	0.5825	0.0396	0.5526	0.0098	0.4521	0.0908	0.5460	0.0032
17	16.90	0.5143	0.4480	0.0663	0.5612	0.0470	0.5227	0.0085	0.4273	0.0870	0.5148	0.0005
18	16.70	0.4857	0.4398	0.0459	0.5550	0.0693	0.5140	0.0283	0.4203	0.0654	0.5057	0.0200
19	16.40	0.4571	0.4276	0.0295	0.5454	0.0883	0.5007	0.0436	0.4098	0.0473	0.4919	0.0348
20	16.00	0.4286	0.4115	0.0171	0.5323	0.1037	0.4828	0.0542	0.3960	0.0326	0.4733	0.0447
21	15.50	0.4000	0.3915	0.0085	0.5154	0.1154	0.4599	0.0599	0.3788	0.0212	0.4496	0.0496
22	15.00	0.3714	0.3718	0.0004	0.4980	0.1266	0.4366	0.0652	0.3619	0.0096	0.4257	0.0543
23	14.60	0.3429	0.3563	0.0134	0.4836	0.1407	0.4177	0.0748	0.3485	0.0056	0.4063	0.0635
24	13.60	0.3143	0.3186	0.0043	0.4460	0.1317	0.3695	0.0552	0.3155	0.0013	0.3576	0.0434
25	13.20	0.2857	0.3040	0.0182	0.4303	0.1446	0.3500	0.0643	0.3026	0.0169	0.3382	0.0525
26	12.40	0.2571	0.2757	0.0185	0.3978	0.1406	0.3109	0.0537	0.2772	0.0201	0.2996	0.0424
27	12.10	0.2286	0.2654	0.0368	0.3852	0.1567	0.2962	0.0676	0.2678	0.0392	0.2853	0.0567
28	10.20	0.2000	0.2052	0.0052	0.3016	0.1016	0.2049	0.0049	0.2104	0.0104	0.1992	0.0008
29	9.40	0.1714	0.1825	0.0111	0.2647	0.0933	0.1684	0.0031	0.1873	0.0158	0.1663	0.0051
30	9.00	0.1429	0.1718	0.0289	0.2461	0.1032	0.1508	0.0080	0.1760	0.0331	0.1508	0.0079
31	8.30	0.1143	0.1540	0.0397	0.2133	0.0990	0.1215	0.0072	0.1566	0.0423	0.1255	0.0112
32	8.00	0.0857	0.1468	0.0610	0.1993	0.1136	0.1095	0.0238	0.1485	0.0628	0.1153	0.0296
33	2.00	0.0571	0.0474	0.0097	0.0035	0.0536	0.0121	0.0451	0.0139	0.0432	0.0084	0.0488
34	0.90	0.0286	0.0372	0.0086	0.0001	0.0285	0.1098	0.0812	0.0009	0.0277	0.0039	0.0246

Δ max

0.1145

0.1567

0.0812

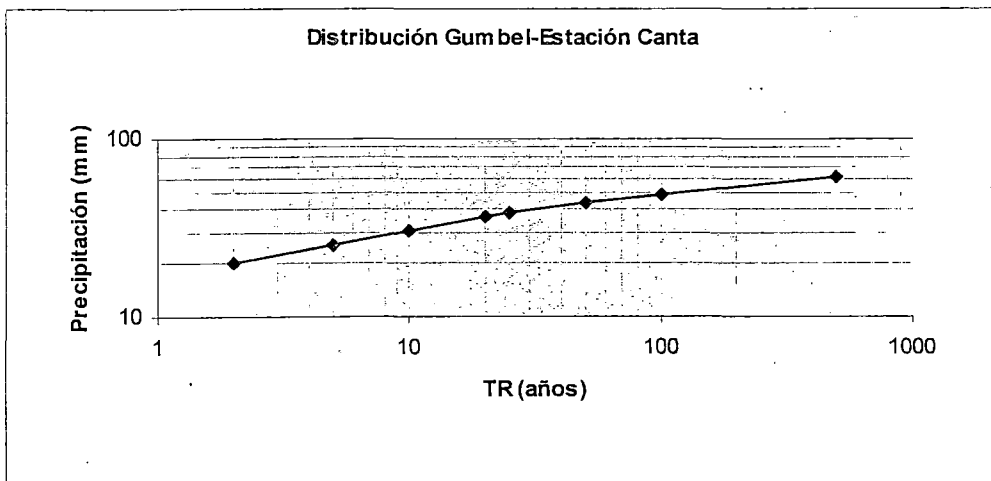
0.1470

0.0635

Tabla B.5.3 Distribución Gumbel - Estación Canta

T (años)	P (mm)
2	19.89
5	25.13
10	30.79
20	36.22
25	37.94
50	43.25
100	48.52
500	60.69

Gráfico B.5.1



B.6 ESTACION LACHAQUI

Tabla B.6.1 Parámetros de la Muestra- Estación Lachaqui

Nº	P (x _o)	Ln P (y _o)
1	65.00	4.17
2	59.50	4.09
3	55.90	4.02
4	40.90	3.71
5	40.70	3.71
6	34.60	3.54
7	32.10	3.47
8	30.90	3.43
9	29.90	3.40
10	29.70	3.39
11	29.60	3.39
12	28.30	3.34
13	28.00	3.33
14	27.10	3.30
15	25.90	3.25
16	24.80	3.21
17	24.20	3.19
18	22.70	3.12
19	22.40	3.11
20	21.70	3.08
21	20.00	3.00
22	19.70	2.98
23	19.40	2.97
24	19.20	2.95
25	18.90	2.94
26	18.90	2.94
27	18.80	2.93
28	17.70	2.87
29	17.30	2.85
30	17.10	2.84
31	12.10	2.49
Media	28.16	3.26
Desv. Est.	12.65	0.39
C_s	1.64	0.70
Var (C_s)	0.19	1.61
C_s-1.96(Var C_s)^{0.5}	0.77	-1.79
C_s+1.96(Var C_s)^{0.5}	2.50	3.19

Tabla B.6.2 Prueba de Bondad de Ajuste Kolmogorov – Smirnov- Estación Lachaqui

m	x_m	$F_o(x_m)$	F(x_m) Normal	$ F_o(x_m)-F(x_m) $ Normal	F(y_m) Log - Normal	$ F_o(y_m)-F(y_m) $ Log - Normal	F(y_m) Pearson III	$ F_o(y_m)-F(y_m) $ Pearson III	F(y_m) Log Pearson III	$ F_o(y_m)-F(y_m) $ Log Pearson III	F(x_m) GEV I	$ F_o(x_m)-F(x_m) $ GEV I
1	65.00	0.9688	0.9982	0.0295	0.9908	0.0220	0.9826	0.0138	0.9782	0.0095	0.9867	0.0179
2	59.50	0.9375	0.9934	0.0559	0.9834	0.0459	0.9719	0.0344	0.9688	0.0313	0.9769	0.0394
3	55.90	0.9063	0.9858	0.0796	0.9755	0.0692	0.9616	0.0554	0.9601	0.0539	0.9653	0.0606
4	40.90	0.8750	0.8430	0.0320	0.8779	0.0029	0.8611	0.0139	0.8751	0.0001	0.8670	0.0180
5	40.70	0.8438	0.8392	0.0045	0.8753	0.0315	0.8587	0.0150	0.8731	0.0293	0.8543	0.0106
6	34.60	0.8125	0.6946	0.1179	0.7685	0.0440	0.7652	0.0473	0.7869	0.0256	0.7466	0.0659
7	32.10	0.7813	0.6222	0.1590	0.7057	0.0756	0.7124	0.0689	0.7347	0.0465	0.6862	0.0951
8	30.90	0.7500	0.5857	0.1643	0.6710	0.0790	0.6833	0.0667	0.7051	0.0449	0.6536	0.0964
9	29.90	0.7188	0.5547	0.1641	0.6398	0.0789	0.6572	0.0616	0.6778	0.0410	0.6246	0.0942
10	29.70	0.6875	0.5484	0.1391	0.6334	0.0541	0.6517	0.0358	0.6720	0.0155	0.6186	0.0689
11	29.60	0.6563	0.5453	0.1110	0.6301	0.0262	0.6489	0.0073	0.6691	0.0129	0.6155	0.0407
12	28.30	0.6250	0.5044	0.1206	0.5857	0.0393	0.6114	0.0136	0.6288	0.0038	0.5749	0.0501
13	28.00	0.5938	0.4949	0.0988	0.5750	0.0188	0.6022	0.0085	0.6189	0.0251	0.5651	0.0286
14	27.10	0.5625	0.4666	0.0959	0.5418	0.0207	0.5738	0.0113	0.5875	0.0250	0.5351	0.0274
15	25.90	0.5313	0.4291	0.1022	0.4954	0.0359	0.5332	0.0020	0.5421	0.0108	0.4935	0.0377
16	24.80	0.5000	0.3952	0.1048	0.4509	0.0491	0.4935	0.0065	0.4968	0.0032	0.4541	0.0459
17	24.20	0.4688	0.3771	0.0917	0.4261	0.0427	0.4707	0.0020	0.4706	0.0018	0.4321	0.0366
18	22.70	0.4375	0.3330	0.1045	0.3628	0.0747	0.4108	0.0267	0.4010	0.0365	0.3765	0.0610
19	22.40	0.4063	0.3244	0.0819	0.3500	0.0562	0.3982	0.0080	0.3864	0.0198	0.3653	0.0409
20	21.70	0.3750	0.3047	0.0703	0.3202	0.0548	0.3684	0.0066	0.3518	0.0232	0.3392	0.0358
21	20.00	0.3438	0.2594	0.0843	0.2492	0.0945	0.2927	0.0510	0.2648	0.0790	0.2768	0.0669
22	19.70	0.3125	0.2518	0.0607	0.2370	0.0755	0.2790	0.0335	0.2493	0.0632	0.2661	0.0464
23	19.40	0.2813	0.2443	0.0370	0.2250	0.0562	0.2651	0.0161	0.2338	0.0474	0.2554	0.0259
24	19.20	0.2500	0.2393	0.0107	0.2171	0.0329	0.2559	0.0059	0.2236	0.0264	0.2484	0.0016
25	18.90	0.2188	0.2320	0.0133	0.2054	0.0134	0.2419	0.0232	0.2083	0.0105	0.2379	0.0191
26	18.90	0.1875	0.2320	0.0445	0.2054	0.0179	0.2419	0.0544	0.2083	0.0208	0.2379	0.0504
27	18.80	0.1563	0.2296	0.0734	0.2015	0.0453	0.2372	0.0809	0.2032	0.0469	0.2344	0.0782
28	17.70	0.1250	0.2041	0.0791	0.1607	0.0357	0.1856	0.0606	0.1489	0.0239	0.1976	0.0726
29	17.30	0.0938	0.1953	0.1015	0.1468	0.0530	0.1669	0.0731	0.1302	0.0364	0.1847	0.0910
30	17.10	0.0625	0.1909	0.1284	0.1400	0.0775	0.1576	0.0951	0.1211	0.0586	0.1785	0.1160
31	12.10	0.0313	0.1021	0.0708	0.0244	0.0069	0.0596	0.0283	0.0006	0.0306	0.0572	0.0259

Δ max

0.1643

0.0945

0.0951

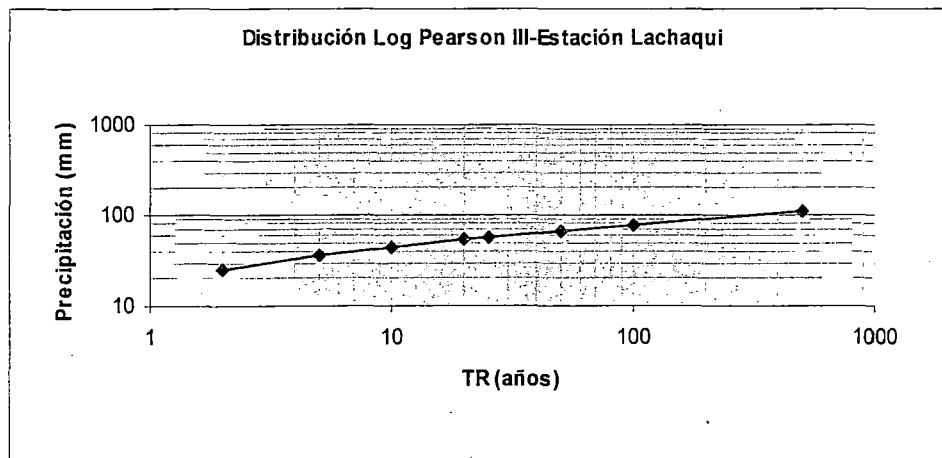
0.0790

0.1160

Tabla B.6.3 Distribución Log Pearson III - Estación Lachaqui

T (años)	P (mm)
2	24.88
5	35.35
10	43.66
20	52.77
25	55.91
50	66.43
100	78.24
500	111.89

Gráfico B.6.1



ANEXO C

ANÁLISIS HIDRÁULICO DE ALGUNAS OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL DE LA CARRETERA LA OROYA – PTE. MATACHICO

C.1 CARACTERÍSTICAS GENERALES DE DATOS INGRESANTES AL SOFTWARE HEC – RAS

Se analizó el comportamiento hidráulico utilizando el software HEC-RAS Versión 3.0.1, donde se adoptó las siguientes opciones:

- **Geometría de Datos:**

Se representó las características topográficas que se observó en campo para lo cual se ingresó secciones transversales en las estaciones enumeradas.

Se ingresa las características de la estructura de cruce (alcantarilla, badén), dimensiones, longitud, pendiente etc.

El criterio de solución que usará el programa en el cálculo de las características hidráulicas de la alcantarilla es por Control a la Salida ó Control en la Entrada, el programa escoge aquel criterio que establece el más alto Gradiente de Energía justo aguas arriba de la estructura.

- **Tipo de flujo:**

En esta ventana se ingresa la descarga obtenida en el análisis hidrológico con el que se analizará la estructura.

Se consideró flujo estable con condiciones de límite de profundidad normal tanto aguas arriba como aguas arriba.

- **Análisis del Flujo estable**

Se considera régimen de flujo mixto, es decir tanto subcrítico y supercrítico.

C.2 ALCANTARILLA KM. 13+327.70

C.2.1 ANALISIS HIDRÁULICO DE ALCANTARILLA EN CONDICION INICIAL

Datos Principales Utilizados

Dentro de los principales datos Geométricos y tipo de flujo que se ingresó al software HEC-RAS Versión 3.0.1, tenemos:

Alcantarilla:

Dimensión: Rectangular de 1X1 m, de concreto.

Pendiente: $S = 2\%$

Longitud $L = 9.32$ m

Caudal:

$$Q = 0.50 \text{ m}^3/\text{s}$$

Con las consideraciones establecidas en el Apartado C.1 sobre el software HEC –RAS se obtiene:

- A. En la tabla C.1, se observa características del flujo en cada estación de control, las cuales están ubicadas en el cauce de quebrada y aguas debajo de alcantarilla. Las estaciones fueron enumeradas con 3, 2.5, 2, 1, 0.8 y 0.6.
- B. En la tabla C.2, se observa características del flujo dentro de la alcantarilla, también se observa el Gradiente de Energía justo aguas arriba de alcantarilla considerando el criterio de solución de control en Ingreso (E.G. IC) y control en Salida (E.G.OC).
- C. En la figura C.1, se observa el perfil de la alcantarilla y estaciones aguas arriba y debajo de la alcantarilla, donde se muestra las cotas del terreno, nivel de agua, gradiente de energía y nivel crítico del agua.
- D. En la figura C.2, se observa un esquema de la alcantarilla y los niveles de agua en 3D

Tabla C.1

Reach	River Sta	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Max Chl Dpth (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)
Alc	3	0.50	3648.78	3649.27	0.49	3649.07	3649.32	0.003220	1.02	0.49
Alc	2.5	Culvert								
Alc	2	0.50	3648.59	3648.79	0.20	3648.88	3649.12	0.042730	2.55	0.20
Alc	1	0.50	3648.44	3648.62	0.18	3648.70	3648.90	0.037619	2.34	0.21
Alc	0.8	0.50	3648.29	3648.49	0.19	3648.55	3648.72	0.029236	2.16	0.23
Alc	0.6	0.50	3648.14	3648.33	0.19	3648.40	3648.57	0.030064	2.18	0.23

Donde:

- River Sta = Estaciones donde se ingresaron secciones transversales del eje de cauce.
- Min Ch El = Cota del fondo del eje de cauce
- W.S. Elev = Cota de nivel de agua
- Max. Chl Dpth = Profundidad de agua.
- Crit W.S = Cota del nivel crítico de agua
- E.G. Elev = Cota de línea de Gradiente Hidráulico
- E.G. Slope = Pendiente de la línea de Gradiente Hidráulico
- Vel Chnl = Velocidad
- Flow Area = Area del flujo
- Froude # Chl = Número de Froude

Tabla C.2

Re/River Sta	E.G. US (m)	E.G. IC (m)	E.G. OC (m)	Culv Inv El U (m)	Culv Inv El D (m)	Culv WS Inlet (m)	Culv WS Outlet (m)	Culv Q (m ³ /s)	Culv Vel US (m/s)	Culv Vel DS (m/s)
Alc 2.5 Culvert #1	3649.32	3649.27	3649.32	3648.78	3648.59	3649.07	3648.79	0.50	1.70	2.59

Donde:

- E.G.US = Cota de línea de Gradiente de Energía justo aguas arriba de alcantarilla.
- E.G.IC = Cota de línea de Gradiente de Energía justo aguas arriba de alcantarilla calculado con Control en Ingreso.
- E.G.OC = Cota de línea de Gradiente de Energía justo aguas arriba de alcantarilla calculado con Control en Salida.
- Culv Inv EI Up = Cota de fondo en entrada de alcantarilla (justo dentro de alcantarilla)
- Culv Inv EI Up = Cota de fondo en salida de alcantarilla (justo dentro de alcantarilla)
- Culv WS Inlet = Cota de nivel de agua en entrada de alcantarilla (justo dentro de alcantarilla)
- Culv WS Outlet = Cota de nivel de agua en salida de alcantarilla (justo dentro de alcantarilla)
- Culv Q = Caudal que fluye dentro de alcantarilla
- Culv Vel US = Velocidad en entada de alcantarilla (justo dentro de alcantarilla)
- Culv Vel DS = Velocidad en salida de alcantarilla (justo dentro de alcantarilla)

Figura C.1

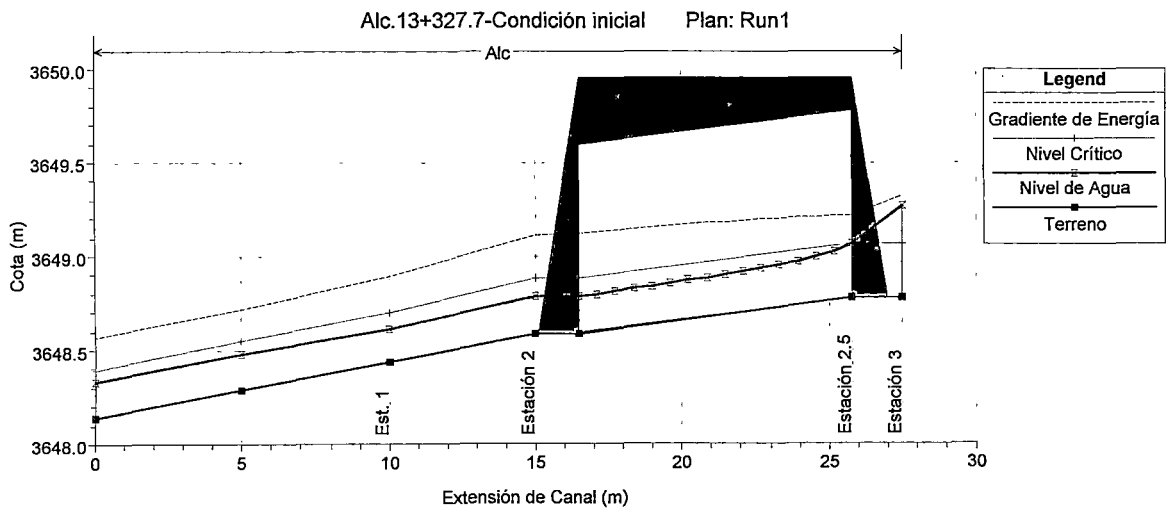
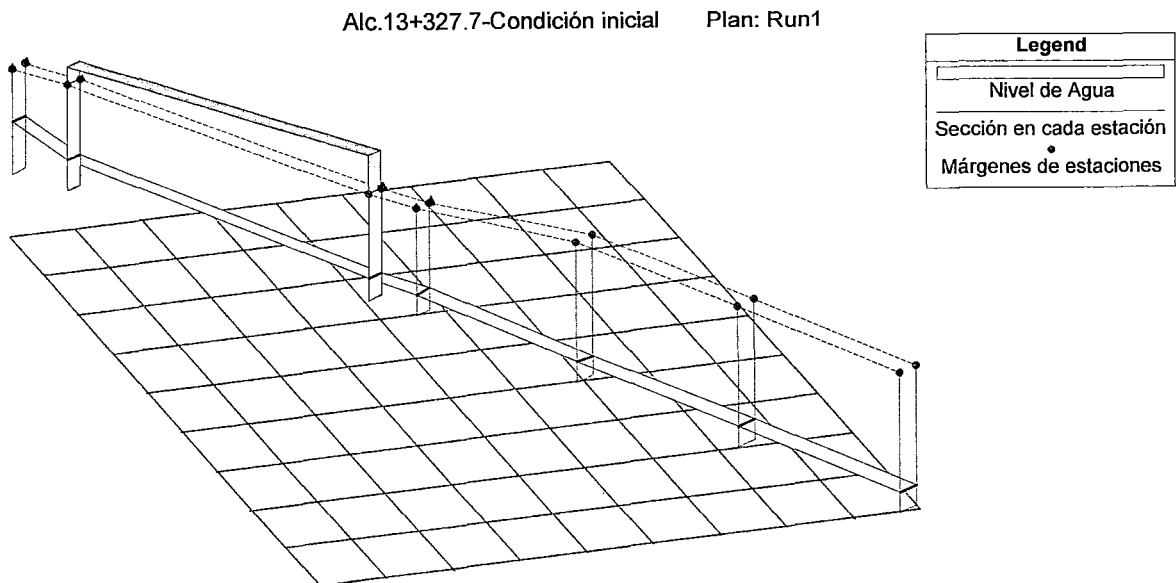


Figura C.2



C.2.2 ANALISIS HIDRÁULICO DE ALCANTARILLA PROPUESTA

Datos Principales Utilizados

Dentro de los principales datos Geométricos y tipo de flujo que se ingresó al software HEC-RAS Versión 3.0.1, tenemos:

Alcantarilla:

Dimensión, rectangular de 1X1 m, de concreto.

Pendiente $S = 2\%$

Longitud $L = 9.32$ m

Caudal:

$$Q = 0.50 \text{ m}^3/\text{s}$$

Con las consideraciones establecidas en el Apartado C.1 sobre el software HEC –RAS se obtiene:

- En la tabla C.3, se observa características del flujo en cada estación de control, las cuales están ubicadas en el cauce de quebrada y aguas debajo de alcantarilla. Las estaciones fueron enumeradas con 3, 2.5, 2, 1, 0.8 y 0.6.
- En la tabla C.4, se observa características del flujo dentro de la alcantarilla, también se observa el Gradiente de Energía justo aguas arriba de alcantarilla considerando el criterio de solución de control en Ingreso (E.G. IC) y control en Salida (E.G.OC).
- En la figura C.3, se observa el perfil de la alcantarilla y estaciones aguas arriba y debajo de la alcantarilla, donde se muestra las cotas del terreno, nivel de agua, gradiente de energía y nivel crítico del agua.
- En la figura C.4, se observa un esquema de la alcantarilla y los niveles de agua en 3D

Tabla C.3

Reach	River Sta	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Max Chl Dpth (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)
Alc	3	0.50	3648.78	3649.27	0.49	3649.07	3649.32	0.003220	1.02	0.49
Alc	2.5	Culvert								
Alc	2	0.50	3648.59	3648.79	0.20	3648.88	3649.12	0.079457	2.55	0.20
Alc	1	0.50	3648.44	3648.67	0.23	3648.71	3648.83	0.030702	1.79	0.28
Alc	0.8	0.50	3648.29	3648.52	0.23	3648.56	3648.68	0.029493	1.77	0.28
Alc	0.6	0.50	3648.14	3648.37	0.23	3648.41	3648.53	0.030588	1.79	0.28

Total flow in cross section.

Tabla C.4

Profile Output Table - tabla alcantarilla											
HEC-RAS Plan: 13327 River: Alc.13+327.7- Reach: Alc Profile: Pluvial											Reload Data
Re	River Sta	E.G. US	E.G. IC	E.G. DC	Culv Inv El Up	Culv Inv El Dn	Culv WS Inlet	Culv WS Outlet	Culv Q	Culv Vel US	Culv Vel DS
		(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m ³ /s)	(m/s)	(m/s)
Alc	2.5 Culvert #1	3649.32	3649.27	3649.32	3648.78	3648.59	3649.07	3648.79	0.50	1.70	2.59

Figura C.3

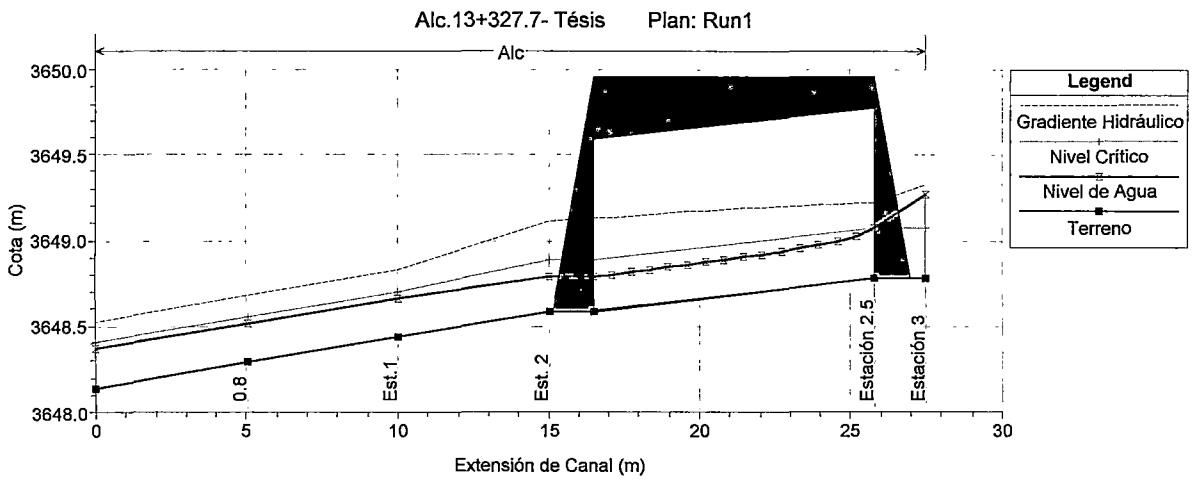
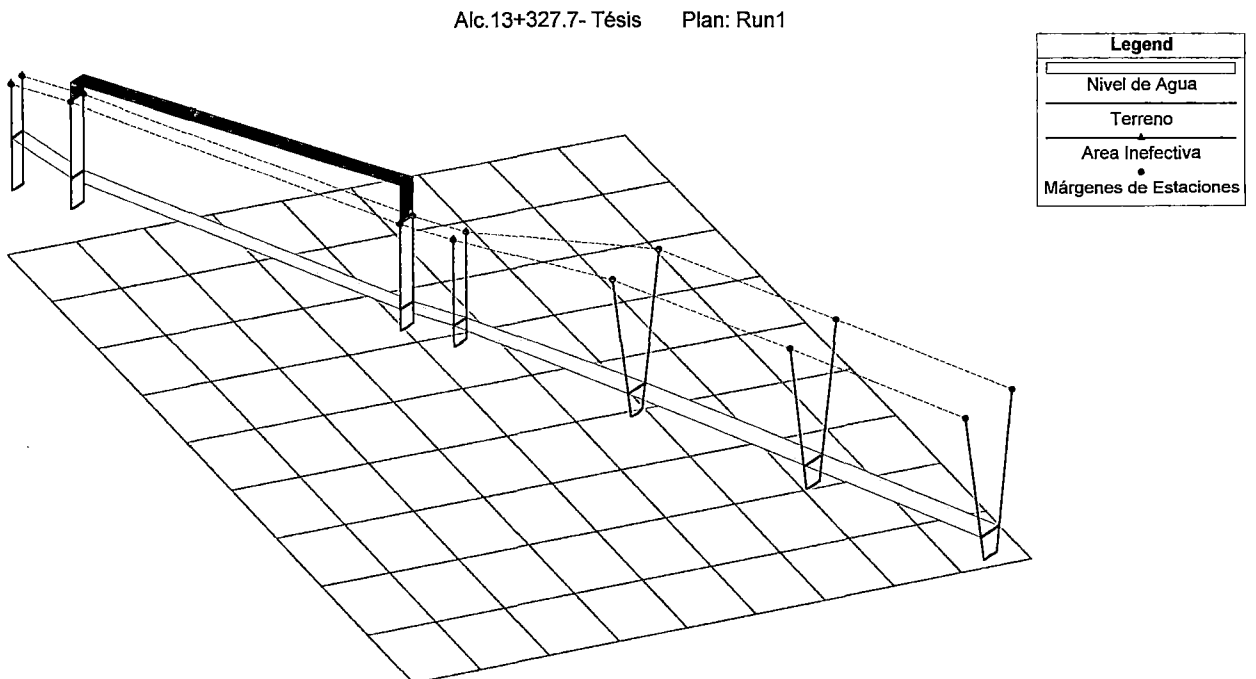


Figura C.4



C.3 ALCANTARILLA EN KM. 32+854.10

C.3.1 ANALISIS HIDRÁULICO DE ALCANTARILLA EN CONDICION INICIAL

Datos Principales Utilizados

Dentro de los principales datos Geométricos y tipo de flujo que se ingresó al software tenemos:

Alcantarilla:

Diámetro $\varnothing = 2$ ojos de 18" de TMC

Pendiente $S = 1\%$

Longitud $L = 9.75$ m

Caudal $Q = 21.60$ m³/s

Con las consideraciones establecidas anteriormente se obtiene :

- En la tabla C.5, se observa características del flujo en cada estación de control, las cuales están ubicadas en el cauce de quebrada y aguas debajo de alcantarilla. Las estaciones fueron enumeradas con 6, 5, 4, 3, 2, 1, 0.8, y 0.6.
- En la tabla C.6, se observa características del flujo dentro de la alcantarilla, también se observa el Gradiente de Energía justo aguas arriba de alcantarilla considerando el criterio de solución de control en Ingreso (E.G. IC) y control en Salida (E.G.OC).
- En la figura C.5, se observa el perfil de la alcantarilla y estaciones aguas arriba y debajo de la alcantarilla, donde se muestra las cotas del terreno, nivel de agua, gradiente de energía y nivel crítico del agua.
- En la figura C.6, se observa un esquema de la alcantarilla y los niveles de agua en 3D.

Tabla C.5

Profile Output Table - tabla-Estaciones										
HEC-RAS Plan est. inicial River Qda. Colpa Reach: Qda. 32+859 Profile: TR= 50 años										
Reach	River Sta	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Max Chl Dpth	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area
		(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)
Qda. 32+859	6	21.60	3559.52	3560.00	0.48	3560.45	3561.76	0.170219	5.88	3.68
Qda. 32+859	5	21.60	3559.11	3559.67	0.56	3560.04	3560.96	0.105774	5.04	4.29
Qda. 32+859	4	21.60	3558.33	3560.10	1.77	3559.26	3560.19	0.001730	1.34	16.48
Qda. 32+859	3	21.60	3557.56	3560.10	2.54	3558.75	3560.18	0.000914	1.27	18.07
Qda. 32+859	2.5	Culvert								
Qda. 32+859	2	21.60	3557.32	3558.52	1.19	3558.52	3558.98	0.016146	3.04	7.31
Qda. 32+859	1	21.60	3556.92	3557.49	0.57	3557.86	3558.74	0.098040	4.94	4.37
Qda. 32+859	0.8	21.60	3556.62	3557.25	0.63	3557.57	3558.25	0.069786	4.43	4.88
Qda. 32+859	0.6	21.60	3556.32	3556.98	0.66	3557.27	3557.90	0.061847	4.26	5.08

Total flow in cross section.

Tabla C.6

Profile Output Table - tabla alcantarilla											
HEC-RAS Plan: est. inicial River: Qda. Colpa Reach: Qda. 32+859 Profile: TR= 50 años											
Reac	River Sta	E.G. US	E.G. TC	E.G. OC	Culv Inv El Up	Culv Inv El Dn	Culv WS Inlet	Culv WS Outlet	Culv Q	Culv Vel US	Culv Vel DS
		(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m ³ /s)	(m/s)	(m/s)
Qda.	2.5 Culvert #2	3560.18	3559.02	3560.18	3557.51	3557.41	3557.97	3557.87	0.51	3.11	3.11
Qda.	2.5 Culvert #1	3560.18	3559.02	3560.18	3557.51	3557.41	3557.97	3557.87	0.51	3.11	3.11

Figura C.5

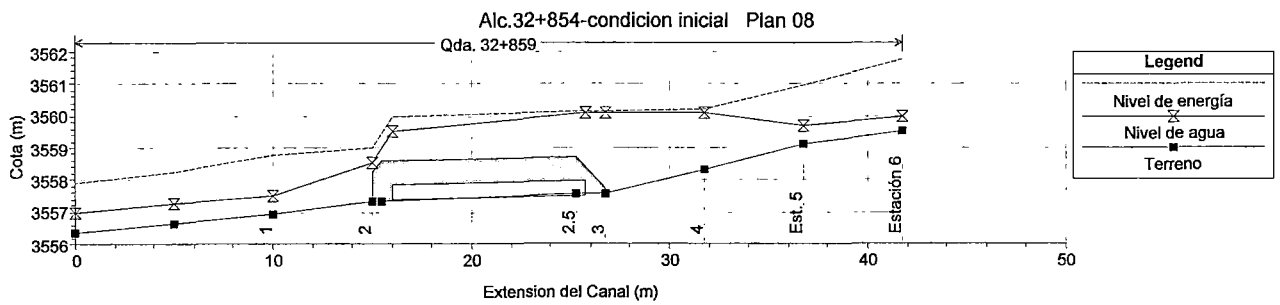
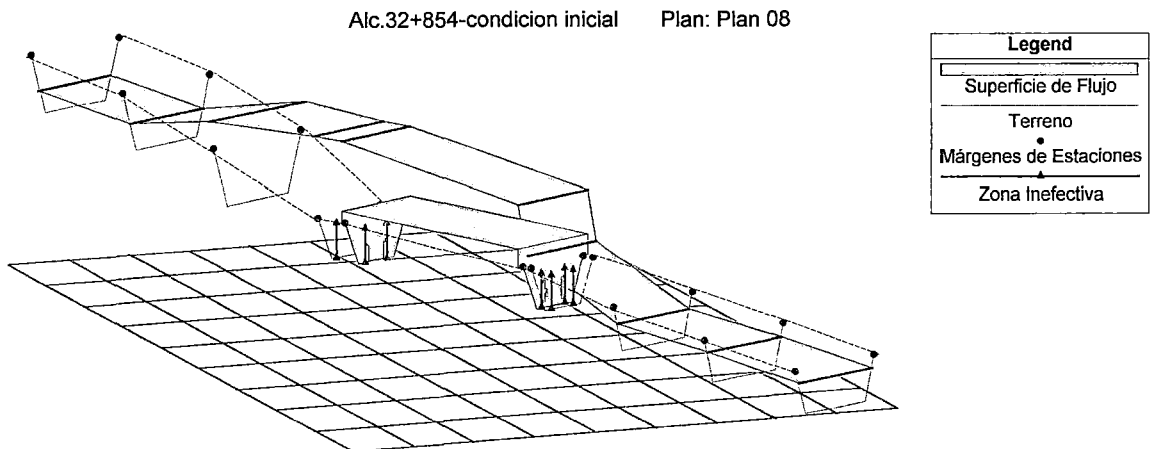


Figura C.6



C.3.2 ANALISIS HIDRÁULICO DE ALCANTARILLA PROPUESTA

Datos Principales Utilizados

Dentro de los principales datos Geométricos y tipo de flujo que se ingresó al software HEC-RAS Versión 3.0.1, tenemos:

Alcantarilla:

Dimensión, Tipo losa de base 4.5 m y altura 2.0 m, de concreto.

Pendiente $S = 2\%$

Longitud $L = 9.5$ m

Caudal:

$$Q = 21.60 \text{ m}^3/\text{s}$$

Con las consideraciones establecidas en el Apartado C.1 sobre el software HEC –RAS se obtiene:

- En la tabla C.7, se observa características del flujo en cada estación de control, las cuales están ubicadas en el cauce de quebrada y aguas debajo de alcantarilla. Las estaciones fueron enumeradas con 5, 4, 3, 2, 1, 0.8 y 0.6.
- En la tabla C.8, se observa características del flujo dentro de la alcantarilla, también se observa el Gradiente de Energía justo aguas arriba de alcantarilla considerando el criterio de solución de control en Ingreso (E.G. IC) y control en Salida (E.G.OC).
- En la figura C.7, se observa el perfil de la alcantarilla y estaciones aguas arriba y debajo de la alcantarilla, donde se muestra las cotas del terreno, nivel de agua, gradiente de energía y nivel crítico del agua.
- En la figura C.8, se observa un esquema de la alcantarilla y los niveles de agua en 3D

Tabla C.7

Profile Output Table - tabla-Estaciones										
HEC-RAS Plan: Run 1-Tesis River: Qda. Dolpa Reach: Qda. 32+854 Profile: TR=50 años										
Reach	River Sta	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Max Chl Dpth	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area
		(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)
Qda. 32+854	5	21.60	3556.85	3558.63	1.79	3557.70	3558.70	0.001412	1.13	19.10
Qda. 32+854	4	21.60	3556.62	3558.63	2.01		3558.68	0.000913	0.97	22.24
Qda. 32+854	3	21.60	3556.42	3558.64	2.22	3557.71	3558.68	0.000608	0.86	25.13
Qda. 32+854	2.5	Culvert								
Qda. 32+854	2	21.60	3556.24	3557.27	1.03	3557.57	3558.37	0.033001	4.64	4.65
Qda. 32+854	1	21.60	3556.08	3556.53	0.45	3556.93	3558.08	0.163742	5.52	3.92
Qda. 32+854	0.8	21.60	3555.88	3556.73	0.85	3556.73	3557.10	0.018556	2.72	7.96
Qda. 32+854	0.6	21.60	3555.68	3556.38	0.70	3556.53	3556.96	0.035083	3.35	6.45

Total flow in cross section.

Tabla C.8

Profile Output Table - tabla alcantarilla											
HEC-RAS Plan: Run:1-Tesis River: Qda Colpa Reach: Qda. 32+854 Profile: TR=50 años											Reload
Reach	River Sta	E.G. US	E.G. IC	E.G. OC	Culv Inv El Up	Culv Inv El Dn	Culv WS Inlet	Culv WS Outlet	Culv Q	Culv Vel US	Culv Vel DS
		(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m ³ /s)	(m/s)	(m/s)
Qda. 32+854	2.5 Culvert	3558.68	3558.55	3558.68	3556.42	3556.24	3557.75	3557.27	21.60	3.61	4.66

Figura C.7

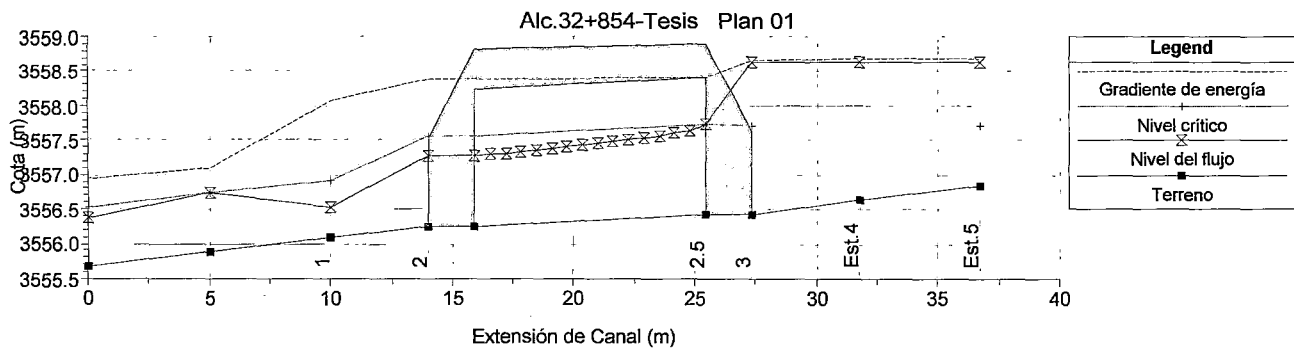
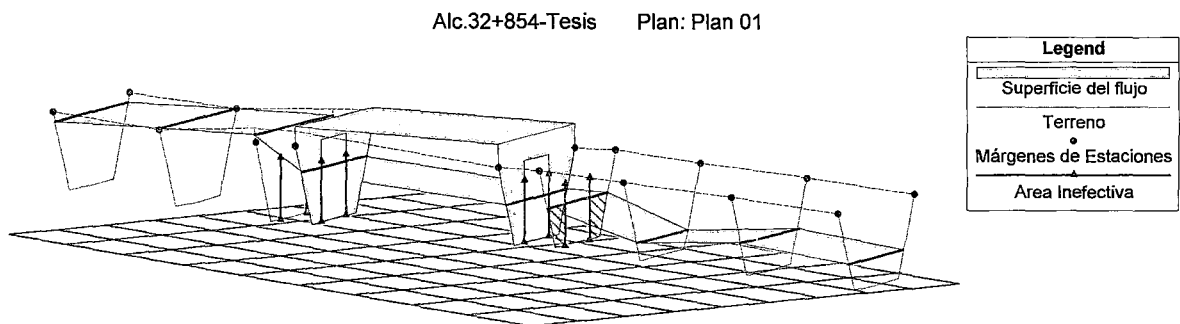


Figura C.8



ANEXO D

ANÁLISIS HIDRÁULICO DE ALGUNAS OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL DE LA CARRETERA LIMA – CANTA

D.1 CARACTERÍSTICAS GENERALES DE DATOS INGRESANTES AL SOFTWARE HEC – RAS

Se analizó el comportamiento hidráulico utilizando el software HEC-RAS Versión 3.0.1, donde se adoptó las siguientes opciones:

- **Geometría de Datos:**

Se representó las características topográficas que se observó en campo para lo cual se ingresó secciones transversales en las estaciones enumeradas.

Se ingresa las características de la estructura de cruce (alcantarilla, badén), dimensiones, longitud, pendiente etc.

El criterio de solución que usará el programa en el cálculo de las características hidráulicas de la alcantarilla es por Control a la Salida ó Control en la Entrada, el programa escoge aquel criterio que establece el más alto Gradiente de Energía justo aguas arriba de la estructura.

- **Tipo de flujo:**

En esta ventana se ingresa la descarga obtenida en el análisis hidrológico con el que se analizará la estructura.

Se consideró flujo estable con condiciones de límite de profundidad normal tanto aguas arriba como aguas abajo.

- **Análisis del Flujo estable**

Se considera régimen de flujo mixto, es decir tanto subcrítico y supercrítico.

D.2 ALCANTARILLA KM. 70+374.71

D.2.1 ANALISIS HIDRÁULICO DE LA ALCANTARILLA EN CONDICION INICIAL

Datos Principales Utilizados

Dentro de los principales datos Geométricos y tipo de flujo que se ingresó al software HEC-RAS Versión 3.0.1, tenemos:

Alcantarilla:

Dimensión: Sección rectangular de 0.5X0.5 m de concreto.

Pendiente $S = 3.5\%$

Longitud $L = 8.76$ m

Caudal:

$$Q = 0.40 \text{ m}^3/\text{s}$$

Con las consideraciones establecidas en el Apartado D.1 sobre el software HEC –RAS se obtiene:

- En la tabla D.1, se observa características del flujo en cada estación de control, las cuales están ubicadas aguas arriba (si la alcantarilla esta ubicada en una quebrada, las estaciones están ubicadas en el eje del cauce) y aguas abajo de la alcantarilla. Las estaciones fueron enumeradas con 3 y 2.
- En la tabla D.2, se observa características del flujo dentro de la alcantarilla, también se observa el Gradiente de Energía justo aguas arriba de alcantarilla considerando el criterio de solución de control en Ingreso (E.G. IC) y control en Salida (E.G.OC).
- En la figura D.1, se observa el perfil de la alcantarilla y estaciones aguas arriba y abajo de la alcantarilla, donde se muestra las cotas del terreno, nivel de agua, gradiente de energía y nivel crítico del agua.
- En la figura D.2, se observa un esquema de la alcantarilla y los niveles de agua en 3D

Tabla D.1

Profile Output Table - tabla-Estaciones										
HEC-RAS: Plan: Run1 River: Alc. 70+374 Reach: Alc. 70+374 Profile: Pluvial										
Reach	River Sta	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Max Chl Dpth (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)
Alc. 70+374	3	0.40	2244.80	2245.51	0.71	2245.20	2245.56	0.001004	0.94	0.43
Alc. 70+374	2.5	Culvert								
Alc. 70+374	2	0.40	2244.50	2244.75	0.25	2244.85	2245.12	0.093169	2.69	0.15

Donde:

- River Sta = Estaciones donde se ingresaron secciones transversales del eje del cauce.
- Min Ch El = Cota del fondo del eje del cauce.
- W.S. Elev = Cota de nivel de agua.
- Max. Chl Dpth = Profundidad de agua.
- Crit W.S = Cota del nivel crítico de agua.
- E.G. Elev = Cota de línea de Gradiente Hidráulico.
- E.G. Slope = Pendiente de la línea de Gradiente Hidráulico.
- Vel Chnl = Velocidad.
- Flow Area = Area de flujo.

Tabla D.2

Profile Output Table - tabla alcantarilla												
HEC-RAS Plan: Run1 River: Alc. 70+374 Reach: Alc.70+374 Profile: Fluvial												
Reach	River Sta	E.G. US	E.G. IC	E.G. OC	Culv Inv El Up	Culv Inv El Dn	Culv WS Inlet	Culv WS Outlet	Culv Q	Culv Vel US	Culv Vel DS	
		(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m ³ /s)	(m/s)	(m/s)	
Alc.70+374	2.5 Culvert	2245.56	2245.56	2245.55	2244.80	2244.50	2245.30	2244.75	0.40	1.60	3.26	

Velocity in culvert at defined upstream.

Donde:

- E.G.US = Cota de línea de Gradiente de Energía justo aguas arriba de alcantarilla.
- E.G.IC = Cota de línea de Gradiente de Energía justo aguas arriba de alcantarilla calculado con Control en Ingreso.
- E.G.OC = Cota de línea de Gradiente de Energía justo aguas arriba de alcantarilla calculado con Control en Salida.
- Culv Inv El Up = Cota de fondo en entrada de alcantarilla (justo dentro de alcantarilla).
- Culv Inv El Dn = Cota de fondo en salida de alcantarilla (justo dentro de alcantarilla).
- Culv WS Inlet = Cota de nivel de agua en entrada de alcantarilla (justo dentro de alcantarilla).
- Culv WS Outlet = Cota de nivel de agua en salida de alcantarilla (justo dentro de alcantarilla).
- Culv Q = Caudal que fluye dentro de alcantarilla.
- Culv Vel US = Velocidad en entrada de alcantarilla (justo dentro de alcantarilla).
- Culv Vel DS = Velocidad en salida de alcantarilla (justo dentro de alcantarilla).

Figura D.1

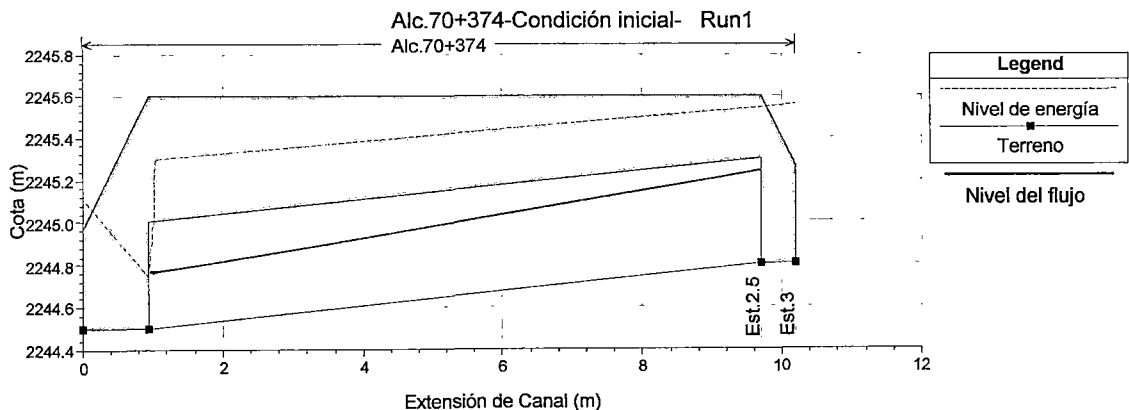
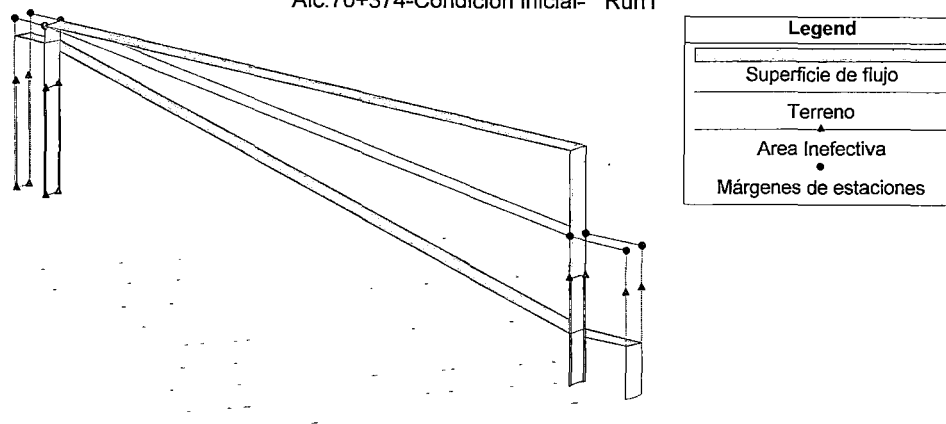


Figura D.2

Alc.70+374-Condición inicial- Run1



D.2.2 ANALISIS HIDRÁULICO DE ALCANTARILLA PROPUESTA

Datos Principales Utilizados

Dentro de los principales datos Geométricos y tipo de flujo que se ingresó al software HEC-RAS Versión 3.0.1, tenemos:

Alcantarilla:

Dimensión: sección circular de $\varnothing = 0.9$ m de TMC.

Pendiente $S = 2.0\%$

Longitud $L = 8.23$ m

Caudal:

$$Q = 0.40 \text{ m}^3/\text{s}$$

Con las consideraciones establecidas en el Apartado D.1 sobre el software HEC –RAS se obtiene:

- En la tabla D.3, se observa características del flujo en cada estación de control, las cuales están ubicadas en el cauce de quebrada y aguas debajo de alcantarilla. Las estaciones fueron enumeradas con 3, 2 y 1.
- En la tabla D.4, se observa características del flujo dentro de la alcantarilla, también se observa el Gradiente de Energía justo aguas arriba de alcantarilla considerando el criterio de solución de control en Ingreso (E.G. IC) y control en Salida (E.G.OC).
- En la figura D.3, se observa un esquema de la alcantarilla y los niveles de agua en 3D

Tabla D.3

Profile Output Table - tabla-Estaciones											
HEC-RAS Plan: tesis run1 River: Alc. 70+374 Reach: Alc.70+374 Profile: Pluvial										Reload Data	
Reach	River Sta	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Max Chl Dpth (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Fr
Alc.70+374	3	0.40	2243.71	2244.57	0.86	2243.98	2244.58	0.000189	0.52	0.77	
Alc.70+374	2.5	Culvert									
Alc.70+374	2	0.40	2243.86	2244.18	0.32	2244.22	2244.36	0.020134	1.88	0.21	
Alc.70+374	1	0.40	2243.84	2244.16	0.32	2244.20	2244.34	0.020834	1.90	0.21	

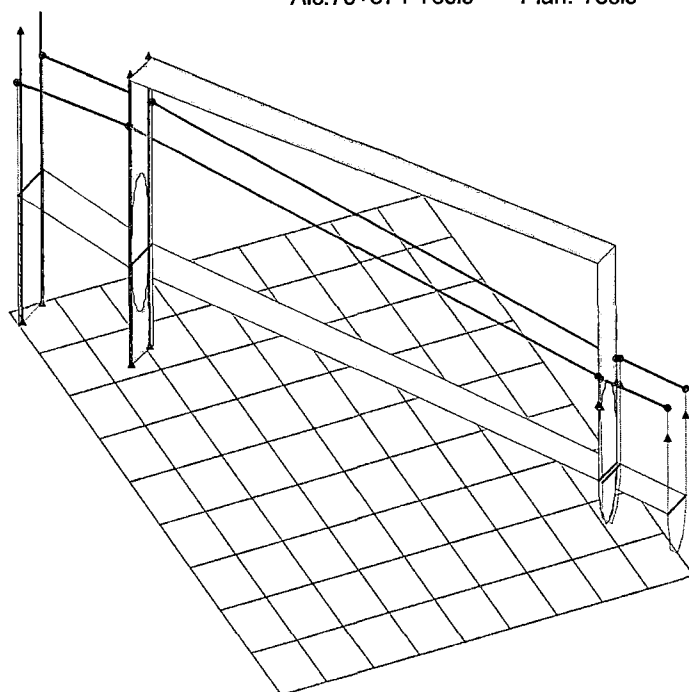
Froude number for the main channel.

Tabla D.4

Profile Output Table - tabla alcantarilla												
HEC-RAS Plan: tesis run1 River: Alc. 70+374 Reach: Alc.70+374 Profile: Pluvial											Reload Data	
Reach	River Sta	E.G. US. (m)	E.G. IC (m)	E.G. OC (m)	Culv Inv El Up (m)	Culv Inv El Dn (m)	Culv WS Inlet (m)	Culv WS Outlet (m)	Culv Q (m ³ /s)	Culv Vel US (m/s)	Culv Vel DS (m/s)	
Alc.70+374	2.5	Cu	2244.58	2244.52	2244.58	2244.01	2243.86	2244.98	2244.19	0.40	1.64	1.91

Figura D.3

Alc.70+374-Tesis Plan: Tesis



Legend	
	Nivel de agua
	Terreno
	Márgenes de estaciones

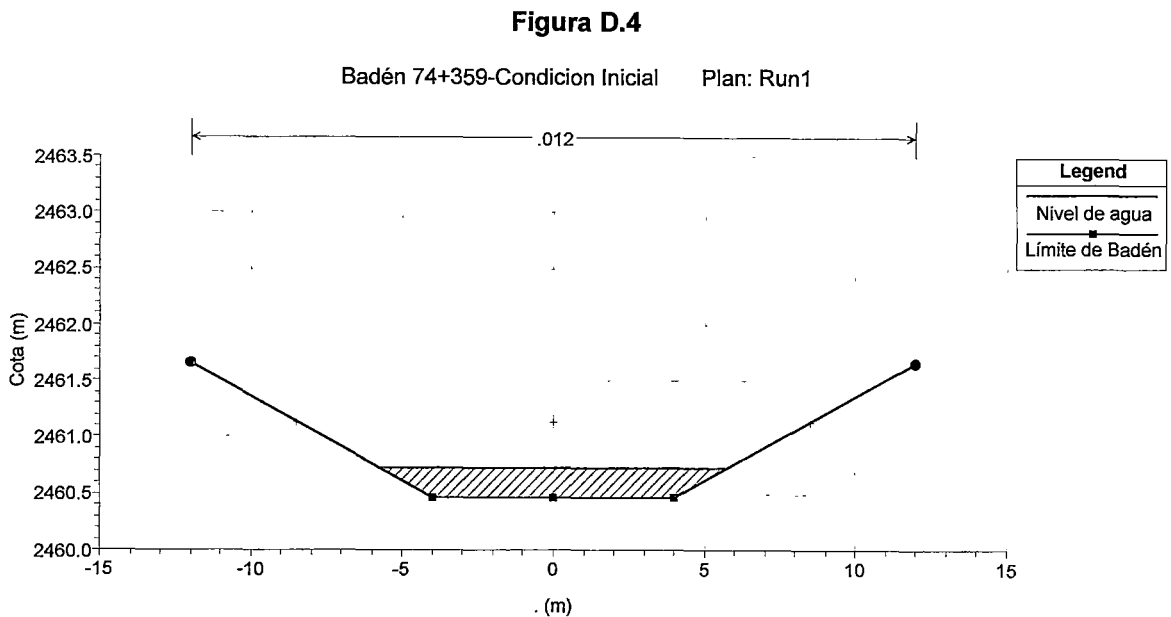
D.3 BADEN EN KM. 74+359.00

D.3.1 ANALISIS HIDRÁULICO DE BADEN EN CONDICION INICIAL

Datos Principales Utilizados

Dentro de los principales datos Geométricos y tipo de flujo que se ingresó al software HEC-RAS Versión 3.0.1, tenemos:

Sección de Badén:



Material de Badén es concreto, entonces se consideró $n = 0.012$ (coeficiente de rugosidad)
Longitud (Ancho de carretera) $L = 6.70$ m

Caudal:

$$Q = 38.58 \text{ m}^3/\text{s}$$

Con las consideraciones establecidas en el Apartado D.1 sobre el software HEC –RAS se obtiene:

- A. En la tabla D.5, se observa características del flujo en cada estación de control, las cuales están ubicadas en el cauce de quebrada y aguas debajo de Badén. Las estaciones fueron enumeradas con 8, 7, 6, 5, 4, 3, 2, 1 y 0.8 de donde la sección 4 y 3 representan la sección del badén justo aguas arriba como aguas abajo respectivamente.
- B. En la figura D.5, se observa el perfil del badén (estaciones 4 y 3 justo aguas arriba como aguas abajo de éste) y estaciones aguas arriba y debajo del badén, donde se muestra las cotas del terreno, nivel de agua, gradiente de energía y nivel crítico del agua.
- C. En la figura D.6, se observa un esquema de badén y los niveles de agua en 3D.

Tabla D.5

Profile Output Table - tablâ-Estaciones										
HEC-RAS Plan: Run1-Inicial River: Badén 74+359 Reach: Qda: 74+359 Profile: TR=50 años										Relead Data
Reach	River Sta	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Max Chl Dpth (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)
Qda. 74+359	8	38.58	2464.90	2465.88	0.98	2466.90	2470.48	0.190124	9.51	4.06
Qda. 74+359	7	38.58	2462.70	2463.71	1.01	2464.72	2468.49	0.204363	9.69	3.98
Qda. 74+359	6	38.58	2461.86	2462.67	0.81	2463.52	2467.26	0.273306	9.49	4.07
Qda. 74+359	5	38.58	2461.06	2461.73	0.67	2462.45	2465.68	0.282348	8.80	4.38
Qda. 74+359	4	38.58	2460.46	2462.54	2.08	2461.47	2462.59	0.000073	0.96	40.28
Qda. 74+359	3	38.58	2460.46	2462.54	2.08		2462.59	0.000400	0.96	40.28
Qda. 74+359	2	38.58	2460.37	2461.81	1.44	2461.81	2462.52	0.010247	3.73	10.34
Qda. 74+359	1	38.58	2460.24	2461.50	1.25	2461.68	2462.43	0.015530	4.29	8.99
Qda. 74+359	0.8	38.58	2460.12	2461.33	1.21	2461.56	2462.34	0.017467	4.46	8.65

Donde:

River Sta = Estaciones donde se ingresaron secciones transversales del eje de cauce.

Min Ch El = Cota del fondo del eje de cauce; W.S. Elev = Cota de nivel de agua

Max. Chl Dpth = Profundidad de agua; Crit W.S = Cota del nivel crítico de agua

E.G. Elev = Cota de línea de Gradiente Hidráulico

E.G. Slope = Pendiente de la línea de Gradiente Hidráulico

Vel Chnl = Velocidad; Flow Area = Area del flujo

Figura D.5

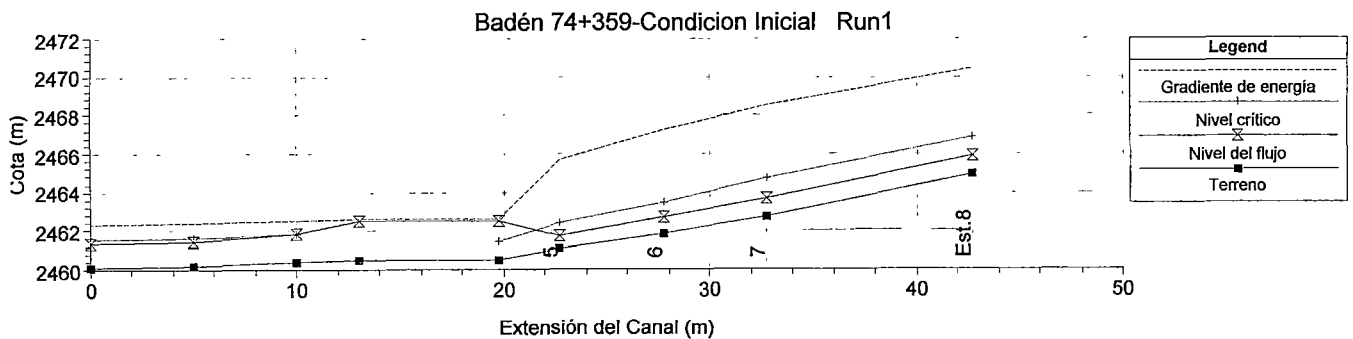
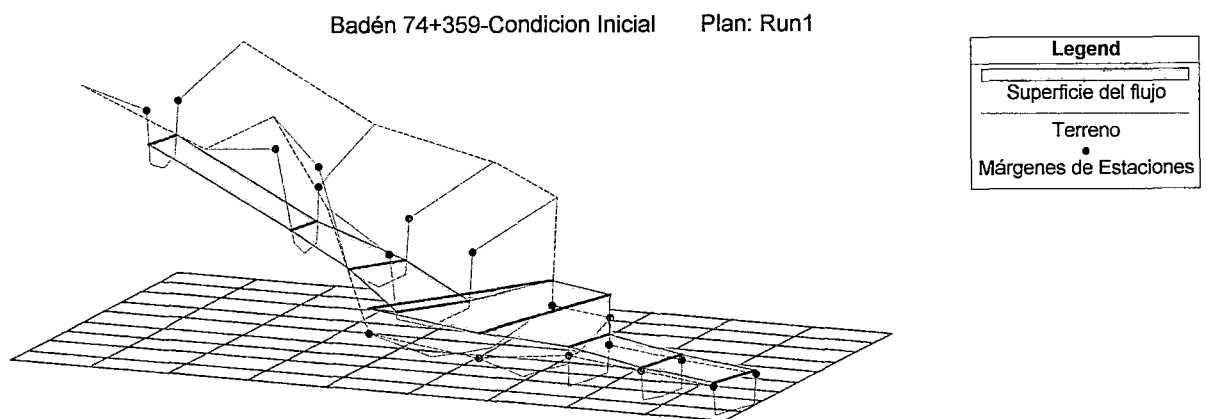


Figura D.6



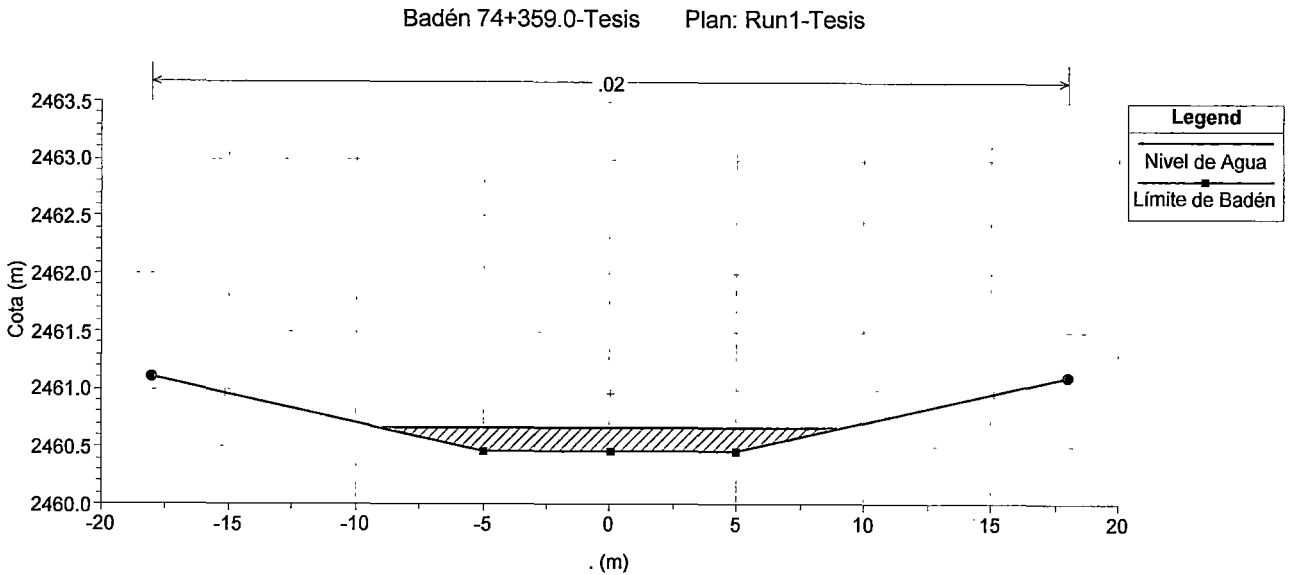
D.3.2 ANALISIS HIDRÁULICO DE BADÉN PROPUESTO

Datos Principales Utilizados

Dentro de los principales datos Geométricos y tipo de flujo que se ingresó al software HEC-RAS Versión 3.0.1, tenemos:

Sección de Badén:

Figura D.7



Material de Badén es roca asentada en concreto
Longitud (Ancho de carretera) L = 6.70 m

Caudal:

$$Q = 38.58 \text{ m}^3/\text{s}$$

Con las consideraciones establecidas en el Apartado D.1 sobre el software HEC –RAS se obtiene:

- En la tabla D.6, se observa características del flujo en cada estación de control, las cuales están ubicadas en el cauce de quebrada y aguas debajo de Badén. Las estaciones fueron enumeradas con 8, 7, 6, 5, 4, 3, 2, 1 y 0.8 de donde la sección 4 y 3 representan la sección del badén justo aguas arriba como aguas abajo respectivamente.
- En la figura D.8, se observa el perfil del badén (estaciones 4 y 3 justo aguas arriba como aguas abajo de éste) y estaciones aguas arriba y debajo del badén, donde se muestra las cotas del terreno, nivel de agua, gradiente de energía y nivel crítico del agua.
- En la figura D.9, se observa un esquema de badén y los niveles de agua en 3D.

Tabla D.6

Profile Output Table - tabla-Estaciones											
HEC-RAS Plan: Run1-Tesis River: Badén 74+359 Reach: Qda. 74+359 Profile: TR=50 años											Reload Data
Reach	River Sta	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Max Chl Dpth (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	F
Qda. 74+359	7	38.58	2462.54	2463.27	0.72	2463.91	2466.24	0.190352	7.64	5.05	
Qda. 74+359	6	38.58	2461.80	2462.55	0.75	2463.17	2465.28	0.167165	7.32	5.27	
Qda. 74+359	5	38.58	2461.06	2461.66	0.60	2462.22	2464.32	0.209373	7.23	5.33	
Qda. 74+359	4	38.58	2460.46	2460.77	0.31	2461.18	2463.73	0.169350	7.62	5.07	
Qda. 74+359	3	38.58	2460.46	2460.87	0.41	2461.18	2462.25	0.133072	5.22	7.40	
Qda. 74+359	2	38.58	2460.43	2460.90	0.47	2461.15	2461.82	0.075846	4.25	9.07	
Qda. 74+359	1	38.58	2460.28	2460.81	0.53	2461.00	2461.45	0.045779	3.54	10.91	
Qda. 74+359	0.8	38.58	2460.13	2460.70	0.57	2460.85	2461.21	0.033889	3.17	12.17	

Total flow in cross section.

Figura D.8

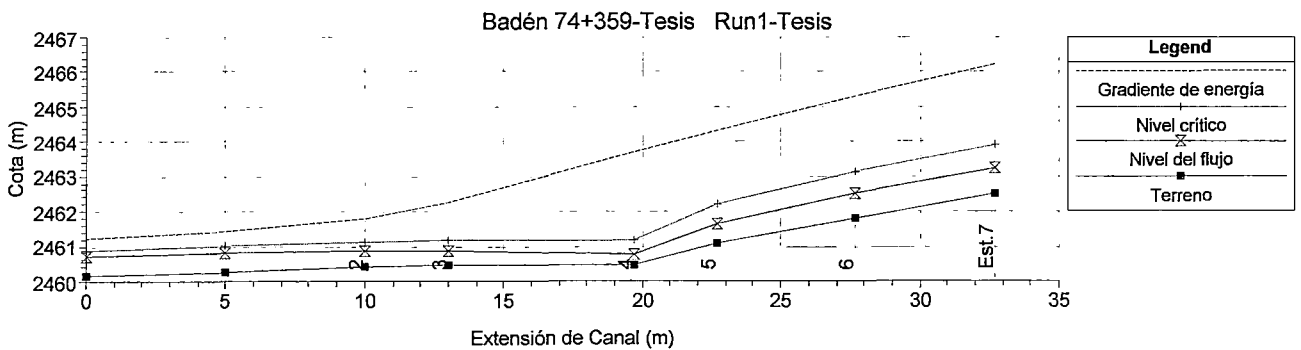
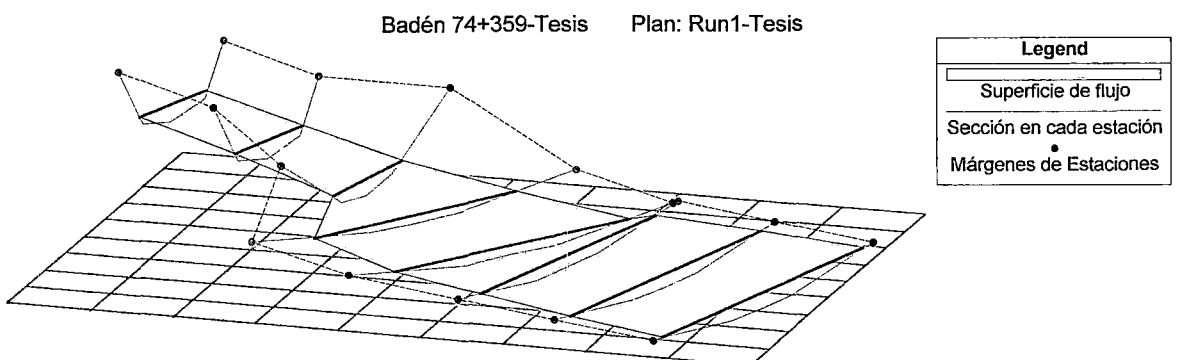


Figura D.9



ANEXO E

SOCAVACION AGUAS ABAJO DE LAS OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL

Se analizó la socavación aguas abajo de la alcantarilla o badén utilizando el software **HY8 ENERGY BETA Ver. 2.0**, también se utilizó este software para determinar las dimensiones de un cuenco disipador de energía revestido con riprap.

E.1 SOCAVACIÓN

E.1.1 ALCANTARILLA DEL KM. 13+327 DE LA CARRETERA LA OROYA-PTE. MATACHICO.

Análisis en la Estación "2" (Sección ubicada aguas abajo de alcantarilla)

Datos que se ingresan:

A. Características de la alcantarilla (culvert details):

Sección de alcantarilla (shape) = Rectangular

Caudal (Q) = 0.5 m³/s

Velocidad (Vo) = 2.55 m/s

Ancho de alcantarilla (culvert span) = 1.0 m

Altura de alcantarilla (culvert rise) = 1.0 m

Pendiente de alcantarilla (So) = 0.02

Duración del pico = 30 minutos

Altura del salto (drop height) = 0.0 m

B. Características del terreno sobre el que cae el flujo (bed material)

Material no cohesivo

D₁₆ = 0.074 mm

D₈₄ = 25 mm

Datos que se obtienen:

Se puede observar estos datos en la figura E.1

Donde:

Scour hole geometry = Geometría del hueco de la socavación.

Length = Longitud de la socavación

Width = Ancho de la socavación

Volumen = Volumen del material socavado

Maximum depth = Máxima profundidad de la socavación

Max. depth location = Ubicación de la máxima socavación

Figura E.1

The screenshot shows the 'Design of Energy Dissipators' software interface. It is divided into several sections:

- Culvert Details:**
 - Title: ALC43+327.70
 - Shape: Rectangular
 - Flow (Q): 0.500 m³/s
 - Velocity (Vo): 2.550 m/s
 - Culvert Span (B): 1.000 m
 - Culvert rise: 1.0 m
 - Culvert slope (So): 0.0200
 - Peak duration: 30.0 min
 - Drop height: 0.000 m
 - Reference depth: 0.313 m
 - Hydraulic radius: 0.441 m
- Bed material:**
 - Cohesive Non-cohesive
 - Non-cohesive bed material:
 - Estimate Sigma using D16 and D84
 - D16: 0.074 mm
 - D84: 25.20 mm
 - Sigma: 18.454
- Scour hole geometry:**
 - Length: 3.558 m
 - Width: 1.990 m
 - Volume: 5.1 m³
 - Maximum depth: 0.358 m
 - Max. depth location: 1.423 m

E.1.2 ALCANTARILLA DEL KM. 70+374 DE LA CARRETERA LIMA - CANTA

Análisis en la Estación "2" (Sección ubicada aguas abajo de alcantarilla)

Datos que se ingresan:

A. Características de la alcantarilla (culvert details):

Sección de alcantarilla (shape) = Rectangular

Caudal (Q) = 0.4 m³/s

Velocidad (Vo) = 2.69 m/s

Ancho de alcantarilla (culvert span) = 0.6 m

Altura de alcantarilla (culvert rise) = 0.5 m

Pendiente de alcantarilla (So) = 0.035

Duración del pico = 30 minutos

Altura del salto (drop height) = 2.5 m

B. Características del terreno sobre el que cae el flujo (bed material)

Material no cohesivo

D 16 = 0.074 mm

D 84 = 25.4 mm

Datos que se obtienen:

Se puede observar estos datos en la figura E.2

Figura E.2

E.1. 3 BADEN DEL KM. 74+359 DE LA CARRETERA LIMA - CANTA

Análisis en la Salida del Badén (Estación “3”)

Datos que se ingresan:

A. Características del badén (culvert details):

Sección del badén (shape) = Other (porque no es rectangular ni circular)

Caudal (Q) = 38.58 m³/s

Velocidad (Vo) = 5.22 m/s

Ancho del badén (culvert span) = 10 m

Altura del badén (culvert rise) = 0.65 m

Pendiente de alcantarilla (So) = 0.03

Duración del pico = 30 minutos

Altura del salto (drop height) = 0.0 m

Profundidad referente (Reference depth) = $\sqrt{A/2} = 1.92$ (donde A = área mojada; se calcula esta expresión cuando la sección de la alcantarilla o badén no es circular o rectangular)

B. Características del terreno sobre el que cae el flujo (bed material)

Material no cohesivo

D 16 = 0.149 mm

D 84 = 30 mm

Datos que se obtienen:

Se puede observar estos datos en la figura E.3

Figura E.3

E.2 CUENCO DISIPADOR CON REVESTIMIENTO DE RIPRAP

E.2.1 BADEN DEL KM. 74+359 DE LA CARRETERA LIMA - CANTA

Análisis en la Salida del Badén (Estación "3")

Datos que se ingresan:

A. Características del badén (culvert details):

Sección del badén (shape) = Other (porque no es rectangular ni circular)

Caudal (Q) = 38.58 m³/s

Ancho del badén (culvert span) = 10 m

Velocidad (Vo) = 5.22 m/s

Tirante (Yo) = 0.40 m

Tirante normal de flujo del canal ubicado aguas abajo de cuenco (tail water) = 0.55 m

Profundidad referente (Reference depth) = $\sqrt{A/2}$ = 1.92 (donde A = área mojada; se calcula esta expresión cuando la sección de la alcantarilla o badén no es circular o rectangular)

B. Características del riprap que servirá como revestimiento del cuenco (Input)

D 50 = 0.5 m

Máxima profundidad de la socavación (max depth) = 2 m

Datos que se obtienen (Output) :

Se puede observar estos datos en la figura E.4

Donde:

A. Resultado de las dimensiones del cuenco (Basin Output):

Basin Length (LB) = Longitud del cuenco (LA+LP), ver figura E.5
 Pool Length (LP) = Longitud del estanque
 Apron Length (LA) = Longitud de canal aguas abajo del cuenco
 HS = Profundidad del estanque

B. Resultado de las dimensiones del riprap que revestirá al canal ubicado aguas abajo del cuenco (Riprap Output)

L = Longitud del canal natural revestido con riprap, ver figura E.5
 VL = Velocidad del flujo considerando el canal revestido con riprap
 Rock size, D_{50} = Tamaño del diámetro medio del riprap en el canal

Figura E.4

The screenshot shows the 'RipRap Basin' software interface with the following data:

Culvert Details:
 Title: 74+359-salida de badén | Span: 10.000 m | Tail water (TW): 0.550 m
 Shape: other | Velocity (Vo): 5.22 m/s | Reference depth: 1.92 m
 Flow (Q): 33.580 m³/s | Depth (Yo): 0.400 m | Froude (Fr): 1.202

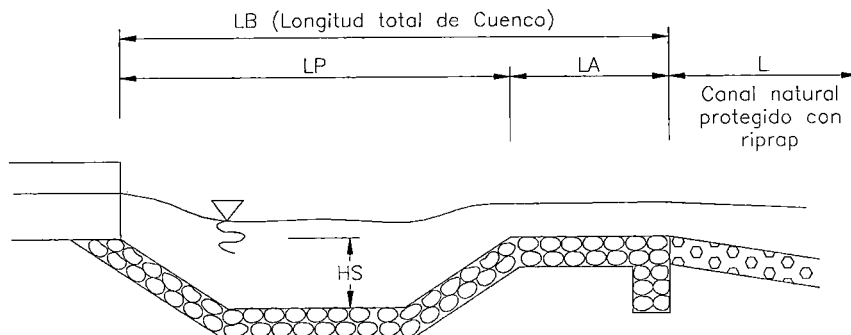
Input:
 D50: 0.5 m | Max Depth: 2 m

Output:

Basin output		RipRap output				
Parameter	Value (m)	L/De	L (m)	VL/Vo	VL (m/s)	Rock size D50 (m)
Basin Length (LB)	19.691	10	38.4	0.59	3.07	0.19
Pool Length (LP)	13.127	15	57.6	0.39	2.05	0.08
Apron Length (LA)	6.564	20	76.8	0.30	1.55	0.04
TB	3.000	25	80.6	0.24	1.24	0.02

HS: 1.313 m
 Hs/D50: 2.625
 Design meets criteria? Yes

Figura E.5 Esquema del Cuenco de Riprap Disipador de Energía



ANEXO F

ENROCADO ASENTADO EN CONCRETO

Se siguió lo establecido en "Design of Riprap Revetment" publicado por U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration, March 1989 (Ver referencia 9)

H.1 BADEN EN Km. 74+359.00

Aguas Arriba de Badén

Se sabe que en estación "5" (sección aguas arriba de badén), la velocidad es de 7.23 m/s o 24.9 ft/s (Ver Anexo D).

Ingresando el valor de velocidad en ft/s al Gráfico F.1, el espesor del manto de protección es de $T = 1.1$ m.

También se sabe que el diámetro medio del enrocado que se usa es menor a $0.67 T$, por tanto el diámetro medio de enrocado es de **0.7m**

Aguas Abajo de Badén

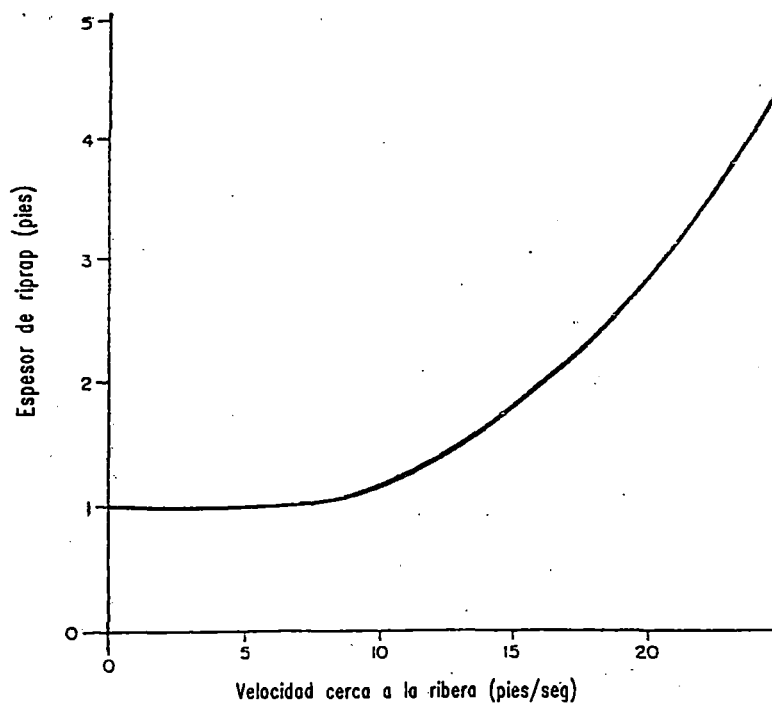
Se sabe que en estación "2" (sección aguas abajo de badén), la velocidad es de 4.25 m/s o 13.9 ft/s (Ver Anexo D).

Ingresando el valor de velocidad en ft/s al Gráfico F.1, el espesor del manto de protección es de $T = 0.5$ m.

También se sabe que el diámetro medio del enrocado que se usa es menor a $0.67 T$, por tanto el diámetro medio de enrocado (riprap) es de **0.35m**

Gráfico F.1

Requerido Espesor del Manto de Riprap en Función de la Velocidad del Flujo



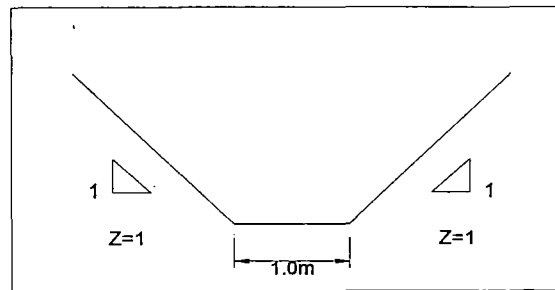
ANEXO G

DISEÑO DEL CANAL REVESTIDO CON PIEDRA ACOMODADA COMO PROTECCION EN LA SALIDA DE LA ALCANTARILLA EN Km. 13+130

Se sigue lo establecido por "Design of Roadside Drainage Channels", publicado por U.S. Department of Commerce, Bureau of Public Roads (Ver referencia 19)

Datos:

Caudal	Q =	0.50	m ³ /s	=	17.64	ft ³ /s
Pendiente	S =	0.03	m/m			
Base de canal	B =	1.00	m	=	3.28	ft
Talud	z =	1.00				



Solución

Si $k = d_{50}$ diámetro medio de piedra

Seleccionando un tamaño de piedra

$$k = 0.7 \text{ ft (pies)} = 0.21 \text{ m}$$

En Gráfico G.1, se obtiene: $n = 0.032$

Aplicando Manning:

$$V_n = \frac{1.49}{n} R^{2/3} S^{1/2} \dots\dots\dots(1)$$

Donde:

- V_n = Velocidad media, en ft/s (pies por segundo)
- n = Coeficiente de rugosidad de Manning (obtenido en Gráfico I.1)
- R = Radio hidráulico, en ft (pies)
- S = Pendiente, ft/ft

Entonces reemplazando en (1):

$$Y_n = 0.78 \text{ ft}$$

$$V_n = 5.57 \text{ ft/s}$$

Si $d = Y_n$, entonces:

$$\frac{k}{d} = 0.90$$

Ingresando al Gráfico G.2 se obtiene:

$$\frac{V_s}{V} = 0.95$$

Si $V = V_n$, entonces:

$$V_s = 5.29 \text{ ft/s}$$

Ingresando al Gráfico G.3, en curva 1 :1, se obtiene:

$$k = d_{50} = 0.35 \text{ ft}$$

Por tanto regresando a Gráfico G.1, tomando $k = 0.35 \text{ ft}$

En Gráfico G.1: $n = 0.29$

Entonces reemplazando en (1):

$$Y_n = 0.74 \text{ ft}$$

$$V_n = 5.97 \text{ ft/s}$$

Si $d = Y_n$, entonces:

$$\frac{k}{d} = 0.47$$

Ingresando al Gráfico G.2 se obtiene:

$$\frac{V_s}{V} = 0.75$$

Si $V = V_n$, entonces:

$$V_s = 4.48 \text{ ft/s}$$

Ingresando al gráfico G.3, en curva 1 :1, se obtiene:

$$k = d_{50} = 0.35 \text{ ft} = 0.11 \text{ m}$$

Por lo tanto se usará rora (riprap):

$$d_{50} = 0.20 \text{ m}$$

Gráfico G.1 Relación de "n" de Manning y el Tamaño de Roca

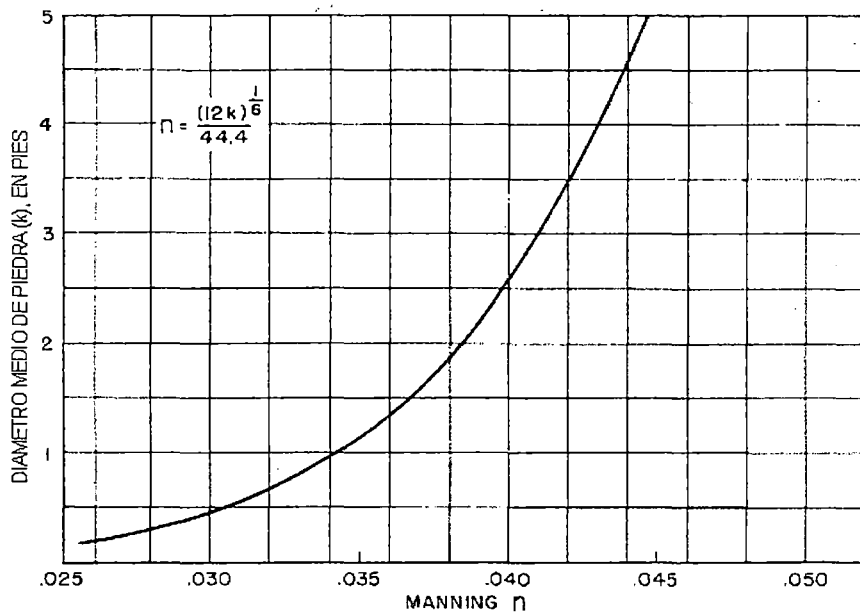


Gráfico G.2 Aproximada velocidad contra la roca del fondo del canal

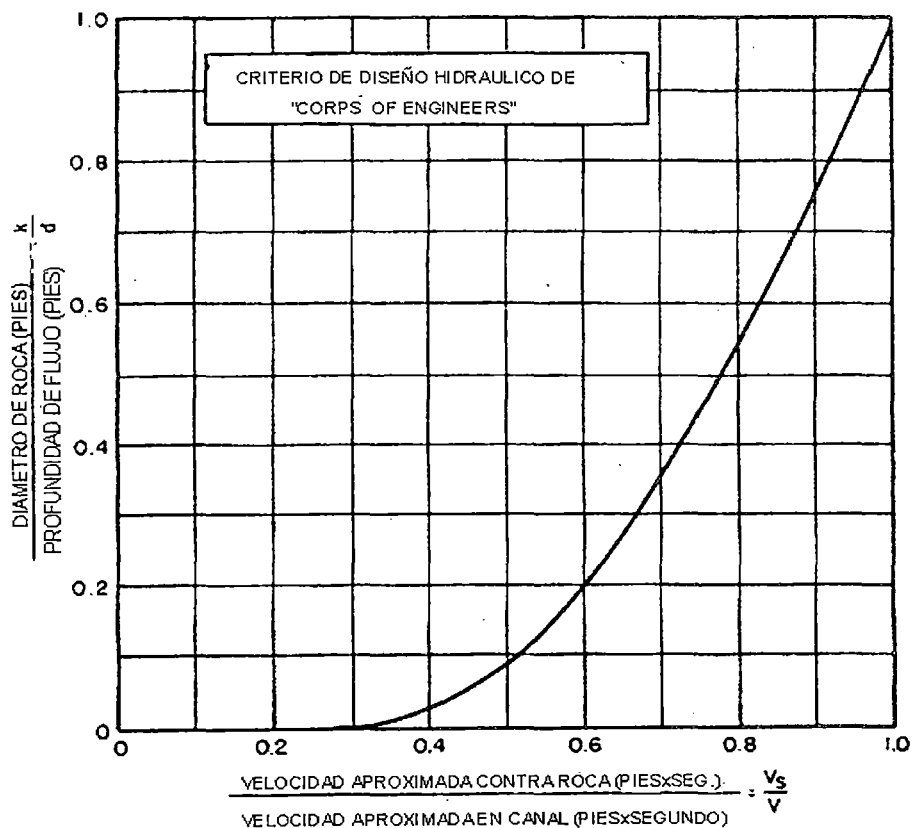
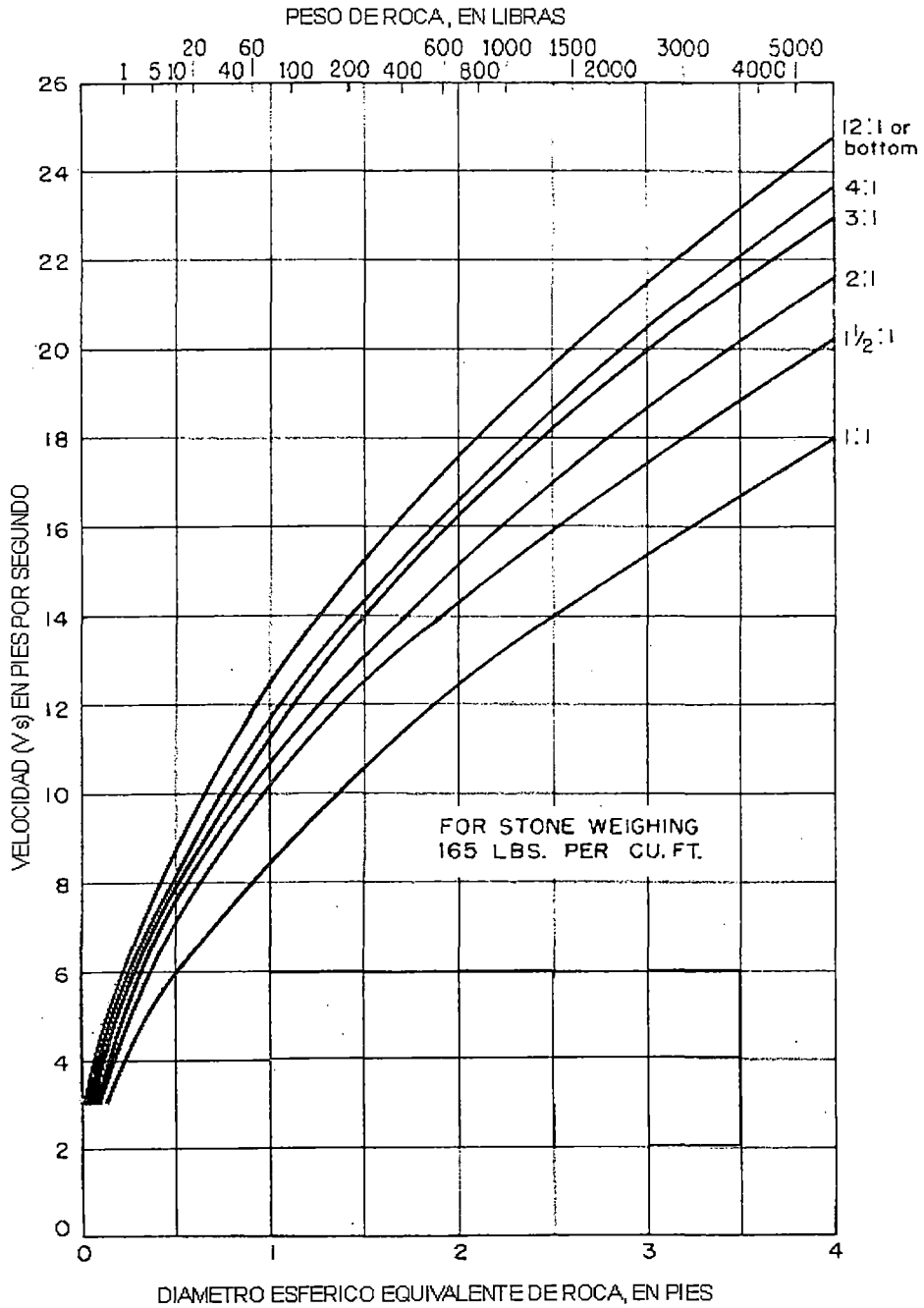


Gráfico G.3 Tamaño de roca que resistirá el desplazamiento para varias velocidades y pendientes de los lados del canal



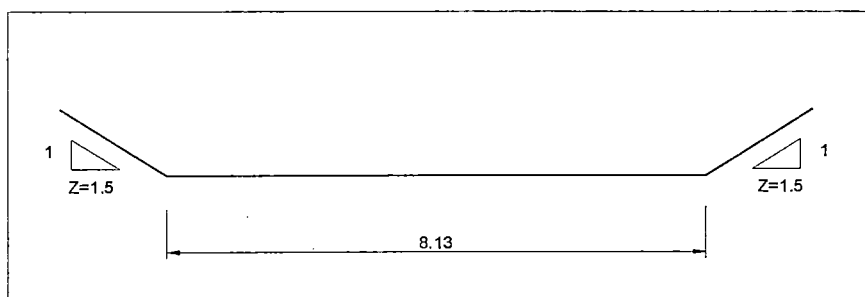
ANEXO H

DISEÑO DEL CANAL REVESTIDO CON PIEDRA ACOMODADA COMO PROTECCION EN LA SALIDA DE LA ALCANTARILLA EN Km. 32+854.10

Se sigue lo establecido por "Design of Roadside Drainage Channels", publicado por U.S. Department of Commerce, Bureau of Public Roads (Ver referencia 19)

Datos:

Caudal	Q =	21.60	m ³ /s	=	762.21	ft ³ /s
Pendiente	S =	0.04	m/m			
Base de canal	B =	8.13	m	=	26.67	ft
Talud	z =	1.50				



Solución:

Si $k = d_{50}$ diámetro medio de piedra

Seleccionando un tamaño de piedra $k = 0.8$ ft (pies) = 0.24 m

Ingresando al gráfico G.1 de Anexo G se obtiene:

$$n = 0.0325$$

Aplicando Manning:

$$V_n = \frac{1.49}{n} R^{2/3} S^{1/2} \dots\dots\dots(1)$$

Donde:

- V_n = Velocidad media, en ft/s (pies por segundo)
- n = Coeficiente de rugosidad de Manning (obtenido en graf.G.1de Anexo G)
- R = Radio hidráulico, en ft (pies)
- S = Pendiente, ft/ft

Entonces reemplazando en (1):

$$\begin{aligned} Y_n &= 1.96 \text{ ft} \\ V_n &= 13.13 \text{ ft/s} \end{aligned}$$

Si $d = Y_n$, entonces:

$$\frac{k}{d} = 0.41$$

Ingresando al gráfico G.2 de Anexo G se obtiene:

$$\frac{V_s}{V} = 0.73$$

Si $V = V_n$, entonces:

$$V_s = 9.58 \text{ ft/s}$$

Ingresando al gráfico G.3 de Anexo G, en curva 1 1/2 : 1, se obtiene:

$$k = d_{50} = 0.90 \text{ ft} = 0.27 \text{ m}$$

Por tanto regresando a graf. G.1, tomando $k = 0.90 \text{ ft}$

Ingresando al gráfico G.1 se obtiene:

$$n = 0.034$$

Entonces reemplazando en (1):

$$\begin{aligned} Y_n &= 2.01 \text{ ft} \\ V_n &= 12.75 \text{ ft/s} \end{aligned}$$

Si $d = Y_n$, entonces:

$$\frac{k}{d} = 0.45$$

Ingresando al gráfico G.2 de Anexo G se obtiene:

$$\frac{V_s}{V} = 0.75$$

Si $V = V_n$, entonces:

$$V_s = 9.56 \text{ ft/s}$$

Ingresando al gráfico G.3 de Anexo G, en curva 1 1/2 : 1, se obtiene:

$$k = d_{50} = 0.90 \text{ ft} = 0.27 \text{ m}$$

Por lo tanto se escogerá piedra de $d_{50} = 0.30 \text{ m}$

ANEXO I

DISEÑO DE LA DEFENSA RIBEREÑA COMO ESTRUCTURA DE PROTECCION EN LA SALIDA DE LA ALCANTARILLA DEL KM. 70+374.71

Se siguió lo establecido en "Design of Riprap Revetment" publicado por U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration, March 1989.

1. Compilación de datos de Campo:

Datos:

Si se considera que caudal de río Chillón:

$$Q = 226.46 \text{ m}^3/\text{s} = 7991.22 \text{ ft}^3/\text{s}$$

Las condiciones del flujo pueden ser asumidas uniforme o gradualmente variado

Base de cauce : $B = 15.00 \text{ m} = 49.20 \text{ ft}$
 Talud : $z = 1.50$

Considerando "S" la pendiente del cauce del río Chillón cerca a la alcantarilla:

$$S = 0.03 \text{ m/m}$$

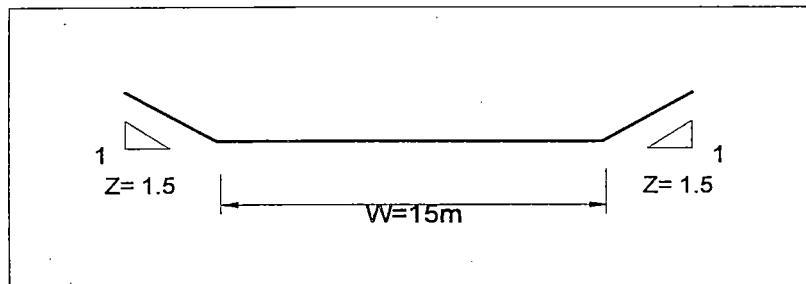


Figura Nº I.1 Sección de cauce de río Chillón en km. 70+374.71

2. Cálculo de Nivel de Agua:

2.1 Determinación del coeficiente de rugosidad

El coeficiente de Rugosidad es $n = (n_b + n_1 + n_2 + n_3 + n_4).m$ (1)

Donde:

$n_1 =$ Factor de Irregularidad (ver tabla 3.9 de Cap.3) $n_1 = 0.00$

$n_2 =$ Variación de la sección Transversal $n_2 = 0.00$

$n_3 =$ Efecto de obstrucción $n_3 = 0.03$

$n_4 =$ Cantidad de Vegetación $n_4 = 0.01$

$m =$ Grado de meandros $m = 1.00$

$n_b =$ "n" de la base del canal

Se sabe:

$$n_b = 0.39S_f^{0.38}R^{-0.16} \dots\dots\dots (2)$$

para $S_f > 0.002$

Donde:

$S_f =$ Pendiente de canal
 $R =$ Radio hidráulico, en ft (pies)

Si:

$$S_f = 0.03$$

Asumiendo R (luego se verificará)

$$R = 8.00 \text{ ft}$$

Por tanto en (1):

$$n_b = 0.07$$

Hallando "n" :

Reemplazando en (1) $n = 0.11$

2.2 Cálculo de la profundidad del Flujo

Aplicando Manning:

$$V_n = \frac{1.49}{n} R^{2/3} S^{1/2} \dots\dots\dots(3)$$

Donde:

$V_n =$ Velocidad media, en ft/s (pies por segundo)
 $n =$ Coeficiente de rugosidad de Manning (obtenido anteriormente)
 $R =$ Radio hidráulico, en ft (pies)
 $S =$ Pendiente, ft/ft

De (3):

$$\begin{aligned} V_n &= 9.57 \text{ ft/s} \\ Y_n &= 11.55 \text{ ft} \\ R &= 8.28 \text{ ft} \end{aligned}$$

Comparando el radio hidráulico con el valor asumido en (3)
 Cálculo de "n" reemplazando el nuevo radio hidráulico en (1)

Hallando n_b en (2)

$$n_b = 0.07$$

En (1):

$$n = 0.11$$

Debido a que no se observa variación con lo anterior se concluye que

$$n = 0.11$$

3. Determinación de características hidráulicas del cauce:

De lo anterior en (3) se sabe:

$$V_n = 9.57 \text{ ft/s} = 2.92 \text{ m/s}$$

$$Y_n = 11.55 \text{ ft} = 3.52 \text{ m}$$

4. Determinación del factor de corrección del ángulo del terraplén:

Se sabe:

$$\theta = (1.5:1)$$

$$\varphi = 37^\circ$$

φ = Angulo de Reposo del material (riprap) de terraplen.

Del Gráfico N° 1.1, se obtiene:

$$K_1 = 0.30 \quad \text{usado para cálculo de } D_{50} \text{ en orilla de cauce}$$

Mientras que: $K_1 = 1.00$ usado para cálculo de D_{50} en fondo de cauce

5. Determinación del tamaño del riprap:

De lo anterior se sabe:

$$V_a = V_n = 9.57 \text{ ft/s}$$

$$d_{avg} = Y_n = 11.55 \text{ ft}$$

Del Gráfico N° 1.2, se obtiene:

$$D_{50} \text{ de orilla de cauce} = 1.70 \text{ ft} = 0.52 \text{ m}$$

$$D_{50} \text{ de fondo de cauce} = 0.26 \text{ ft} = 0.08 \text{ m}$$

Hallando factor de corrección:

Considerando:

$$\text{Peso específico de roca (riprap)} \quad S_s = 2.65 \text{ Tn/m}^3$$

$$\text{Factor de Estabilidad (SF) obtenido de la Tabla I.1} \quad SF = 1.20$$

Por tanto en Gráfico N° 1.3:

$$C = 1.00$$

Hallando las dimensiones de riprap CORREGIDA:

Multiplicando las dimensiones con " C " :

$$\begin{aligned} D_{50} \text{ de orilla de cauce} &= 1.70 \text{ ft} = 0.52 \text{ m} \\ D_{50} \text{ de fondo de cauce} &= 0.26 \text{ ft} = 0.08 \text{ m} \end{aligned}$$

6. Seleccionando Tamaño de riprap y Espesor de la capa:

A. Por recomendación de AASHTO se puede elegir el tipo de riprap 1/4 Tonelada

Que tiene las siguientes características:

$$\begin{aligned} D_{100} &= 2.25 \text{ ft} = 0.69 \text{ m} \\ D_{50} &= 1.80 \text{ ft} = 0.55 \text{ m} \\ D_{10} &= 0.95 \text{ ft} = 0.29 \text{ m} \end{aligned}$$

B. Espesor de la Capa de Riprap (T):

$$T = 2 D_{50} = 1.10 \text{ m} \quad \text{o} \quad T = D_{100} = 0.69 \text{ m}$$

Por tanto, escogiendo el mayor:

$$T = 1.10 \text{ m}$$

7. Protección de la Extensión Vertical:

Determinando la profundidad de la socavación:

$$d_s = 6.5(D_{50})^{-0.11} \quad \dots\dots\dots(4)$$

donde:

$$\begin{aligned} D_{50} \text{ , en ft (pies)} &= 0.50 \text{ ft} \\ d_s \text{ , en ft (pies)} &= 0.15 \text{ m} \end{aligned}$$

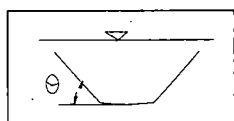
Por tanto en (4) la profundidad de socavación es:

$$d_s = 7.01 \text{ ft} = 2.14 \text{ m}$$

Tabla I.1 Pautas para la Selección del Factor de Estabilidad

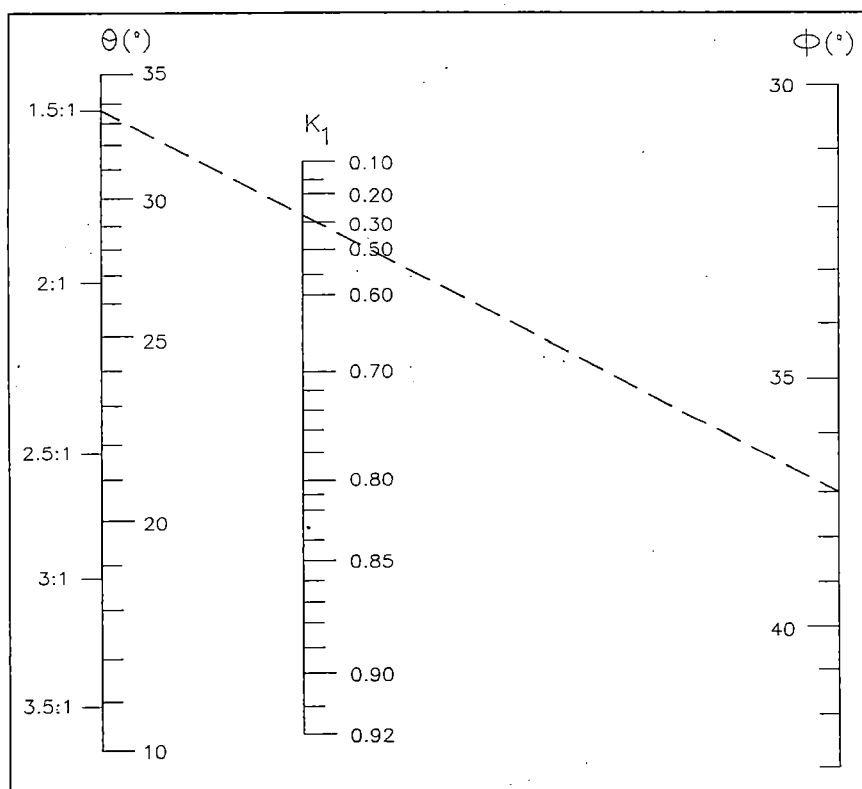
Condición	Rango del Factor de Estabilidad
Flujo Uniforme, cauce derecho o suavemente curvo (radio de la curva/ancho de cauce > 30); el impacto de las olas y de escombros flotando es mínimo; poco o no presencia de dudas en los parámetros de diseño.	1.0 - 1.2
Flujo gradualmente variado, moderada curvatura en el cauce (30 > radio de curva/ancho de cauce > 10); el impacto de las olas o escombros flotando es moderado.	1.3 - 1.6
Flujo rápidamente variado; curvatura cerrada (10 > radio de curva/ancho de cauce); significativo potencial del impacto de escombros flotando y/o hielo; significativo viento y/o olas generadas por botes (0.30-0.60m); alta turbulencia en el flujo; turbulencia de flujo mixto en los estribos del puente; significativa duda en los parámetros de diseño.	1.6 - 2.0

Gráfica N° I.1 Factor de Corrección del ángulo de la Ribera



$$K_1 = \left[1 - \frac{\text{sen}^2 \theta}{\text{sen}^2 \phi} \right]^{0.5}$$

θ = Angulo de la ribera con la horizontal
 φ = Angulo de reposo del material

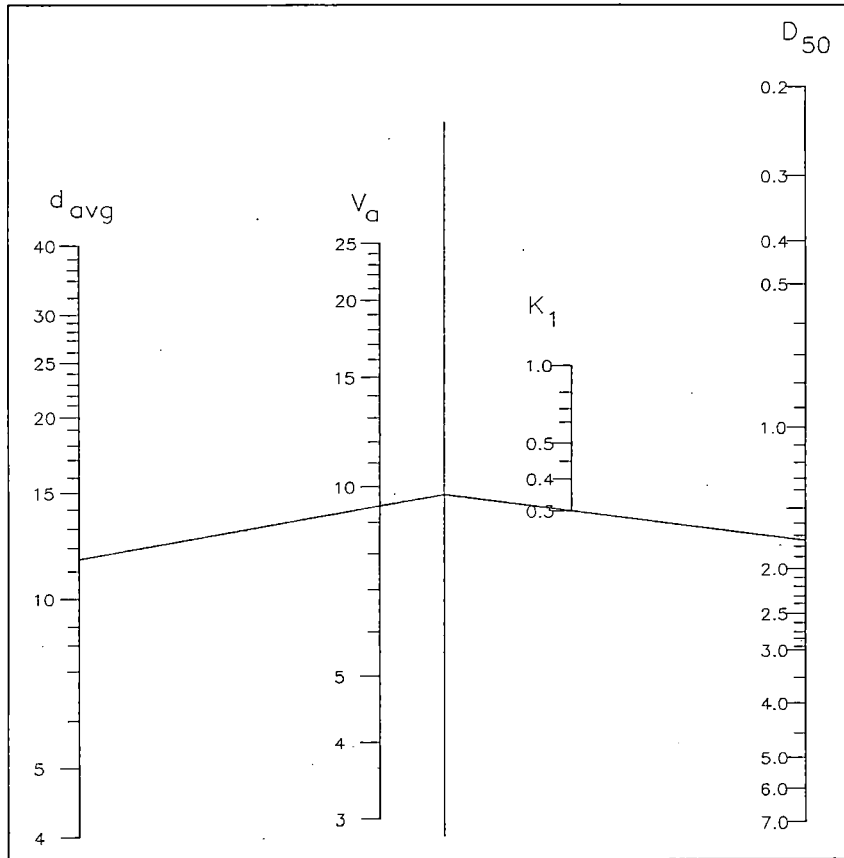


Ejemplo: Dado: $\theta = 33.7^\circ$ Encontrar: K_1 Solución: $\phi = 37^\circ$
 $K_1 = 0.3$

Gráfica N° I.2 Relación del Tamaño de Riprap

$$D_{50} = \frac{0.001 V_a^3}{(d_{avg}^{1/2} K_1^{3/2})}$$

D_{50} = Tamaño medio de riprap (ft)
 V_a = Velocidad promedio en el canal principal (ft/sec)
 d_{avg} = Profundidad de flujo en el canal principal (ft)
 K_1 = Factor de corrección del ángulo de ribera

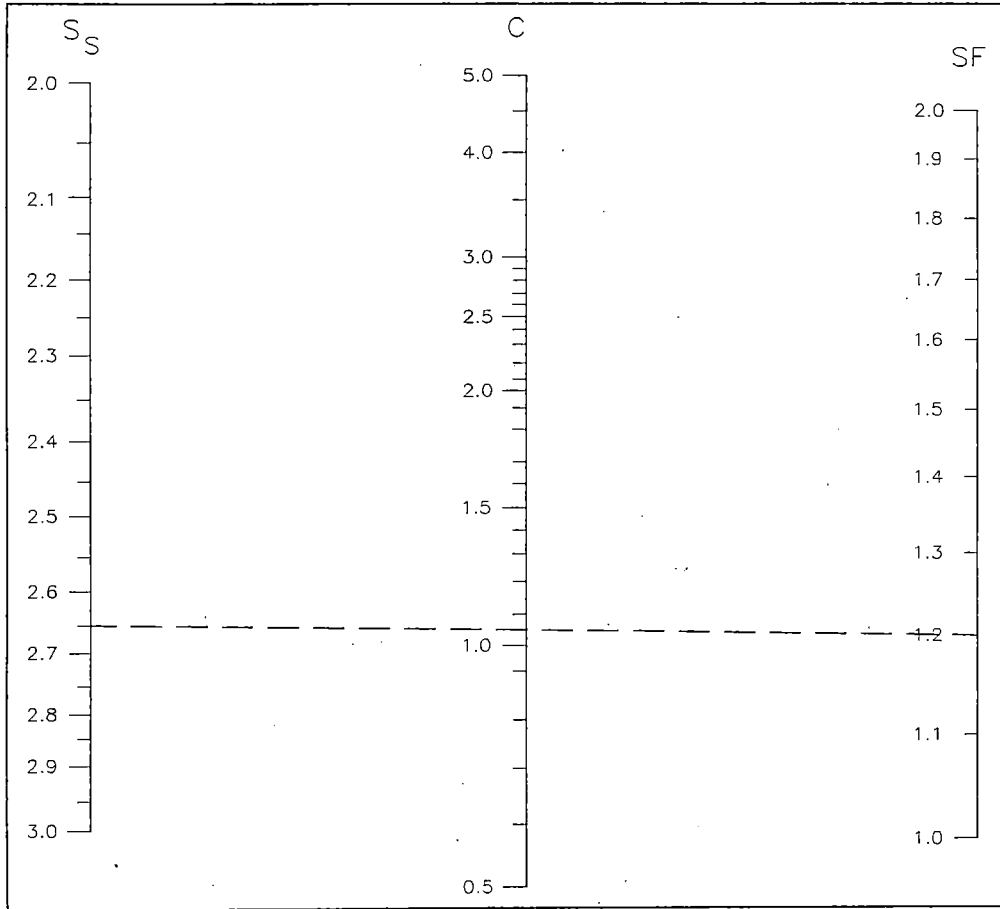


Ejemplo:
 Dado: $V_a = 9.57$ ft/sec Encontrar: D_{50} Solución: $D_{50} = 1.70$ ft
 $d_{avg} = 11.55$ ft
 $K_1 = 0.30$

Gráfica N° I.3 Factor de Corrección para el Tamaño del Riprap

$$C = \frac{1.61 SF^{1.5}}{(Ss^{-1})^{1.5}}$$

C = Factor de corrección
SF = Factor de estabilidad
Ss = Gravedad específica de roca



Ejemplo:
Dado:

Ss = 2.65
SF = 1.20

Encontrar: C

Solución:

C = 1.0

ANEXO J

DISEÑO DE LA PROTECCIÓN CON DIQUES DE GAVIONES AGUAS ARRIBA DEL BADÉN DEL Km 74+359

1. Cálculo de Características Generales del flujo de la Quebrada

Datos:

Caudal (Q) = 38.58 m³/s
Inclinación del Cauce (i) = 0.09 m/m
Ancho del Cauce (L) = 25 m

Sabemos:

Tirante flujo uniforme:

$$(z_3 - f_3) = \left(\frac{Q}{C.L.i^{0.5}} \right)^{3/5}$$

supuesto C = 30 (Strickler)

$$(z_3 - f_3) = 0.35 \text{ m}$$

Velocidad del flujo uniforme:

$$V = \frac{Q}{L(z_3 - f_3)} = 4.44 \text{ m/s}$$

Velocidad Crítica:

$$V_{\text{crítica}} = \sqrt{g(z_3 - f_3)} = 1.85 \text{ m/s}$$

Siendo $V > V_{\text{crítica}}$, nos encontramos en las condiciones de flujo supercrítico

2. Diseño del Cuenco de Disipación no Revestido

A. Vertedero

Tomando como amplitud del vertedero rectangular $L_g = 17.00 \text{ m}$
(Ver figura N° J.1)

$$q = \frac{Q}{L_g} = 2.27 \text{ m}^3/\text{s/m}$$

Hallando profundidad de agua sobre el vertedero $(z_0 - f_g) = :$

$$Q = \mu L_g (z_0 - f_g) \sqrt{2g(z_0 - f_g)}$$

μ = Coeficiente de caudal, en función de la influencia de la carga cinética aguas arriba, varía entre 0.39 y 0.6.

Si $\mu = 0.40$ $(z_0 - f_g) = 1.18$ m

Por tanto la altitud del vertedero tiene que ser mayor a 1.18 m

Altitud de vertedero $(f_a - f_g) = 1.50$ m

B. Diseño de Profundidad de la Fundación y Cuenco de disipación

Profundidad de excavación:

Se utiliza fórmula de Schoklitsch:
$$z_3 - f_b = 4.75 \frac{(z_0 - z_3)^{0.2} q^{0.57}}{d_t^{0.32}}$$

Donde:

$d_t = d_{90}$ Tamaño de malla que permite pasar 90% de peso total (mm)

$d_t = 38.10$ mm (Ver estudio de Suelos en Anexo L)

$h_2 = 1.50$ m (Ver figura N° J.1)

$(z_0 - z_3) =$ Se obtiene de topografía (Ver Plano M-7 en Anexo M)
y considerando los valores ya obtenidos de $(z_0 - f_g)$ $(z_3 - f_3)$

$$z_0 - z_3 = (h_2 + (z_0 - f_g) - (z_3 - f_3)) = 2.33$$
 m

Reemplazando en fórmula de Schoklitsch:
$$z_3 - f_b = 2.80$$
 m

$$f_3 - f_b = (z_3 - f_b) - (z_3 - f_3)$$

Profundidad de Socavación:
$$f_3 - f_b = 2.45$$
 m

Por tanto se puede bajar la fundación: 2.50 m

Por tanto el $(f_3 - f_b)$ elegido es = 2.50 m

Cálculo de Z_v :

Hallando Nivel de Agua aguas debajo de dique:

Longitud de socavación en sentido perpendicular al eje de cauce $L_b = 12.18$ m

De lo anterior se sabe:

$$(f_g - f_b) = h_2 = 1.50 \text{ m}$$

$$(z_v - f_b) = (f_g - f_b) \left[\frac{Q^2}{g \cdot (L_b)^2 (f_g - f_b)^3} \right]^{0.22}$$

$$(z_v - f_b) = 1.15 \text{ m}$$

3. Verificación de Estabilidad

A. Pesos

Datos:

- * Considerando poder rellenar los gaviones con rocas con dimensiones 15-25 cm. $\gamma_s = 2600.00 \text{ kg/m}^3$
- * Peso específico del terreno sobre el que se apoya el gavión $\gamma_{s1} = 2100.00 \text{ kg/m}^3$
- * Peso específico de agua $\gamma_w = 1000.00 \text{ kg/m}^3$
- * Relación entre el volumen de los poros y el volumen total de material de relleno en gaviones $n = 0.30$
- * Relación entre el volumen de los poros y el volumen total de terreno sobre el que se apoya los gaviones $n_1 = 0.20$

Hallando peso específico de gavión relleno: γ_g

Del gráfico N° J.1 se obtiene un peso específico del gavión relleno $\gamma_g = 1800.00 \text{ kg/m}^3$

Hallando peso específico del gavión saturado en agua γ_{g1} :

$$\gamma_{g1} = \gamma_s \cdot (1 - n) + n \cdot \gamma_w$$

$$\gamma_{g1} = 2120.00 \text{ kg/m}^3$$

Hallando peso específico de terreno saturado de agua γ_{t1} :

$$\gamma_{t1} = \gamma_{s1} \cdot (1 - n_1) + n_1 \cdot \gamma_w$$

$$\gamma_{t1} = 1880.00 \text{ kg/m}^3$$

Hallando peso específico de terreno sumergido en falda γ_{tw} :

$$\gamma_{tw} = (\gamma_{s1} - \gamma_w)(1 - n_1)$$

$$\gamma_{tw} = 880.00 \text{ kg/m}^3$$

B. Empujes

Datos:

De los cálculos anteriores se tiene (Ver figura J.1):

$$h_1 = 1.18 \text{ m}$$

$$h_2 = 1.50 \text{ m}$$

$$h_3 = 2.50 \text{ m}$$

$$h_4 = 1.15 \text{ m}$$

$$h_5 = 2.50 \text{ m}$$

B.1 Empuje hidrostático:

Las resultantes de los empujes hidrostáticos H_{WM} sobre la pared aguas arriba y H_{WV} sobre la pared aguas abajo, valen:

$$H_{WM} = \frac{1}{2} \gamma_w [(h_1 + h_2 + h_3)^2 - h_1^2]$$

$$H_{WM} = 12720.00 \text{ kg}$$

$$\text{Aplicado a } y_{WM} = 1.73 \text{ m sobre el plano EF}$$

$$H_{WV} = \frac{1}{2} \gamma_w (h_4 + h_5)^2$$

$$H_{WV} = 6661.25 \text{ kg}$$

$$\text{Aplicado a } y_{WV} = 1.22 \text{ m sobre el plano EF}$$

B.2 Empuje del terreno:

El empuje activo del terreno aguas arriba H_{tM} y aguas abajo H_{tV} valen:

$$H_{tM} = \frac{1}{2} \gamma_{tw} (h_2 + h_3)^2 \lambda_a$$

Hallando λ_a , Coeficiente de Empuje:

$$\lambda_a = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

Datos:

$$\varphi = 30^\circ$$

Por tanto: $\lambda_a = 0.333$

$$H_{tM} = 2346.53 \text{ kg}$$

Aplicado a $y_{tM} = 1.33 \text{ m}$ sobre el plano EF

Hallando H_{tV} :

$$H_{tV} = \frac{1}{2} \gamma_{tw} (h_5)^2 \lambda_a$$

$$H_{tV} = 916.61 \text{ kg}$$

Aplicado a $y_{tV} = 0.83 \text{ m}$ sobre el plano EF

B.3 Subpresión:

Si se admite una distribución hidrostática de presión sobre las paredes aguas arriba y aguas abajo la subpresión S_w es la resultante de un diagrama trapecio de presiones, con valores extremos:

$$\gamma_w (h_1 + h_2 + h_3) = 5180.00 \text{ kg}$$

$$\gamma_w (h_4 + h_5) = 3650.00 \text{ kg}$$

Si base de dique de gavión B es = 4.50 m

$$S_w = \frac{1}{2} (h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5) \cdot \gamma_w \cdot B$$

$$S_w = 19867.50 \text{ kg}$$

Aplicado a $X_{S_w} = 2.38 \text{ m}$ sobre el plano EF

C. Estabilidad al vuelco

La estabilidad es asegurada si el momento estabilizante, alrededor del punto F, predomina sobre el volcante (Ver figura J.1)

Las fuerzas estabilizantes son:

C.1 Peso propio de la estructura P_g , considerada como seca arriba del nivel libre aguas abajo z_v y saturada para la parte subyacente.

Datos:

Base del área 1 de gaviones secos	=	4.50	m
Altura del área 1 de gaviones secos	=	0.35	m
Base del área 2 de gaviones secos	=	0.00	m
Altura del área 2 de gaviones secos	=	0.00	m
Altura del área 1 de gaviones saturados	=	1.15	m
Base del área 1 de gaviones saturados	=	4.50	m
Altura del área 2 de gaviones saturados	=	2.50	m
Base del área 2 de gaviones saturados	=	4.50	m

Peso de gaviones secos $P_{g1} = 2835.00$ kg

Aplicado de F a una distancia: $x_{g1} = 2.25$ m

Peso de gaviones saturados $P_{g2} = 34821.00$ kg

Aplicado de F a una distancia: $x_{g2} = 2.25$ m

C.2 Peso del agua sobre el vertedero P_{w1} :

Datos:

Base del área de gavión que funciona como vertedero $C = 3.00$ m

$P_{w1} = 2335.26$ kg

Aplicado a $X_{w1} = 1.50$ m de F

C.3 Peso del agua sobre los escalones P_{w2} :

$P_{w2} = 1167.63$ kg

Aplicado a $X_{w2} = 3.75$ m de F

C.4 Peso del terreno sobre los escalones P_t :

Datos:

Altura de 1ra uña = 0.00

Base de 1ra uña = 0.00

$P_t = 0.00$ kg

Aplicado a $X_t = 4.50$ m de F

D. Verificación al Vuelco:

Definido M_r el momento de las fuerzas volcantes y M_s el de las fuerzas estabilizantes el coeficiente de seguridad al vuelco S_r debe resultar mayor que 1. Para obras modestas, es suficiente que sea $S_r > 1.3$.

$$S_r = \frac{M_s}{M_r} = \frac{P_{g1} \cdot X_{g1} + P_{g2} \cdot X_{g2} + P_{w1} \cdot X_{w1} + P_{w2} \cdot X_{w2} + P_t \cdot X_t + H_{wV} \cdot Y_{wV} + H_{tV} \cdot Y_{tV}}{H_{wM} \cdot Y_{wM} + H_{tM} \cdot Y_{tM} + S_w \cdot X_{S_w}}$$

$$S_r = \frac{M_s}{M_r} = 1.40 > 1.3 \text{ ok!}$$

E. Verificación al deslizamiento:

El equilibrio en el deslizamiento es comprobado cuando las fuerzas de fricción y cohesión agente en el plano de fundación compensan las fuerzas horizontales (ver figura J.1) Sea S_s el coeficiente de seguridad al deslizamiento, debe ser $S_s > 1.3$

$$S_s = \frac{(P_{g1} + P_{g2} + P_{w1} + P_{w2} + P_t - S_w) \cdot \tan \phi}{H_{wM} + H_{tM} - H_{wV} + H_{tV}}$$

$$S_s = \frac{\sum V \cdot x \cdot \tan \phi}{\sum H} = 1.64 > 1.3 \text{ ok!}$$

F. Verificación a la compresión:

Se determina en intensidad y línea de acción la resultante R de las fuerzas agentes y el centro de presión X , entonces se determina en lo siguiente:

Nota: B = Base de gavión (Ver figura J.1)

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_s - M_r}{\sum V} = 0.88 \text{ m}$$

Si $B/6 < e$ entoces, la resultante cae fuera del nucleo central.

Si la resultante cae fuera del núcleo central, el esfuerzo máximo sobre el terreno será:

Nota: $XF = B/2 - e$ (en cm.)

$$\sigma_{\max} = 2 \frac{\sum V}{3 \cdot XF \cdot 100} = 1.04 \text{ kg/cm}^2$$

Figura N° J.1 Fuerzas Agentes Sobre un Dique

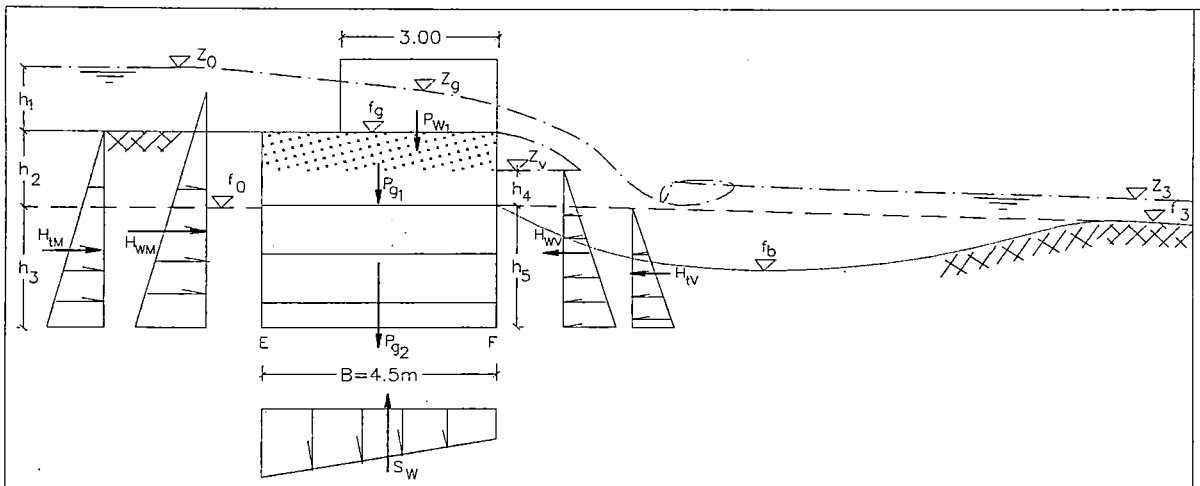
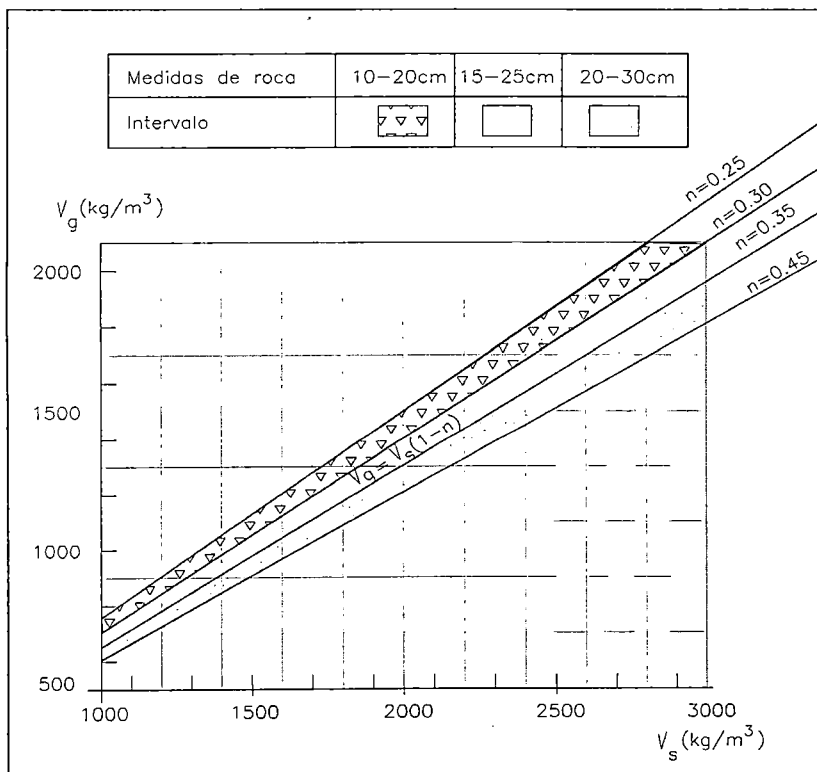


Grafico N° G.1 Diagrama para determinar el peso específico aparente γ_g del gavión, conocidos el peso específico del material de relleno γ_s y la porosidad del gavión "n"



ANEXO K

DISEÑO DEL GEOTEXTIL

Para determinar el tipo de Geotextil que se usará debajo de la Estructura de Control de Erosión (Enrocado, riprap, etc.) se seguirá el Diseño de la Sección 605.08 sobre Geotextiles Usados en Control Permanente de Erosión de las "Especificaciones Generales para Construcción de Carreteras (EG 2000)". Estas Especificaciones están basadas al Método de Diseño por la Especificación AASHTO. Ver Referencias [6] y [20].

K.1 Datos Necesarios para el Diseño del Geotextil

A continuación se muestran las consideraciones que se establecieron para el Diseño del Geotextil:

- Se consideró el diseño de un Geotextil de CLASE 1, que es el Geotextil para condiciones de difícil Supervivencia, ya que el daño potencial al geotextil puede ser alto.
- Se consideró el diseño de un Geotextil No Tejido; por lo tanto, la Elongación (E) > 50%. Además, los Geotextiles con mayor resistencia a la colmatación, son los geotextiles no tejidos punzonados por aguja, en los cuales el riesgo a que se taponen gran parte de sus orificios es muy bajo debido espesor que poseen y a los altos valores de porosidad que presentan.
- En cuanto a las características del suelo:
 - Carretera La Oroya – Pte. Matachico, Km. 13+327.70, suelo tipo GM, el % de suelo que pasa la malla N° 200 es 14.3%.
 - Carretera La Oroya – Pte. Matachico, Km. 32+ 854.10, suelo tipo GC, el % de suelo que pasa la malla N° 200 es 27%.
 - Carretera Lima – Canta, Km. 70+374.71, suelo tipo GM, el % de suelo que pasa la malla N° 200 es 29.7%.
 - Carretera Lima – Canta, Km. 74+359.00, suelo tipo GC-GM, el % de suelo que pasa la malla N° 200 es 13.3%.
- Las Tablas K.1 y K.3 se utilizaron para el diseño del Geotextil debajo de la Estructura de Control de Erosión (Enrocado, riprap, etc.).
- Las Tablas K.1 y K.2 se utilizaron para el diseño del Geotextil para Subdrenaje, ver Plano M-8 del Anexo M.

Tabla K.1
Geotextiles - Requerimientos de Supervivencia

Propiedad	Ensayo	Unid.	Requerimiento Geotextil (MARV) *					
			Clase 1		Clase 2		Clase 3	
			E	E	E	E	E	E
			< 50%	> 50%	< 50%	> 50%	< 50%	> 50%
Resistencia Grab	ASTM D4632	N	1400	900	1100	700	800	500
Resistencia al rasgado trapezoidal	ASTM D4533	N	500	350	400	250	300	180
Resistencia al punzonamiento	ASTM D4833	N	500	350	400	250	300	180
Resistencia al estallido Mullen Burst	ASTM D3786	Kpa	3500	1700	2700	1300	2100	950
Resistencia a la costura	ASTM D4632	N	12600	810	990	630	720	450

Fuente: Tabla N° 650-1 de "Especificaciones Generales para Construcción de Carreteras (EG 2000)" [6]

E = Elongación

MARV: Los parámetros exigidos corresponden a Valores Mínimos Promedios al Rollo.

Tabla K.2
Geotextiles para Subdrenaje – Requerimientos

Propiedad	Ensayo	Unidad	Requerimiento MARV *		
			Porcentaje de Suelo a Retener que pasa la Malla 0.075 mm (N° 200)		
			< 15	15-50	> 50
Clase de Geotextil			Clase 2 de la Tabla K.1		
Permitividad	ASTM D4491	Seg ⁻¹	0.5	0.2	0.1
Abertura Aparente	ASTM D4751	mm	0.43	0.25	0.22
Resistencia Retenida UV	ASTM D4355	%	50% después de 500 horas de exposición		

Fuente: Tabla N° 650-2 de "Especificaciones Generales para Construcción de Carreteras (EG 2000)" [6]

MARV: Los parámetros exigidos corresponden a Valores Mínimos Promedios al Rollo.

Tabla K.3
Geotextiles para control permanente de Erosión – Requerimientos

Propiedad	Ensayo	Unidad	Requerimiento MARV *		
			Porcentaje de Suelo a Retener que pasa la malla 0.075 mm (N° 200)		
			< 15	15-50	> 50
Clase de Geotextil	-	-			
- Tejidos de Monofilamento	-	-	Clase 2 de la Tabla K.1		
- Los otros geotextiles	-	-	Clase 1 de la Tabla K.1		
Permitividad	ASTM D4491	Seg ⁻¹	0.7	0.2	0.1
Abertura Aparente	ASTM D4751	mm	0.43	0.25	0.22
Resistencia Retenida UV	ASTM D4355	%	50% después de 500 horas de exposición		

Fuente: Tabla N° 650-5 de "Especificaciones Generales para Construcción de Carreteras (EG 2000)" [6]

K.1 Diseño del Geotextil

- Para el uso del Geotextil como manto ubicado debajo de la Estructura de Control de Erosión (Enrocado, riprap, etc.) se propone un Geotextil No Tejido de Porosidad > 40%, con los Requerimientos mostrados en la Tabla K.4. Estos valores se establecieron para las estructuras ubicadas en:

Km. 32+854 de la Carretera La Oroya – Pte. Matachico.
Km. 70+374.7 de la Carretera Lima – Canta.

- Para el uso del Geotextil como manto ubicado debajo de la Estructura de Control de Erosión (Enrocado, riprap, etc.) se propone un Geotextil No Tejido de Porosidad > 40%, con los Requerimientos mostrados en la Tabla K.5. Estos valores se establecieron para las estructuras ubicadas en:

Km. 13+327 de la Carretera La Oroya – Pte. Matachico.
Km. 74+359 de la Carretera Lima – Canta.

Tabla K.4

Propiedad	Resistencia Grab	Resistencia al rasgado trapezoidal	Resistencia al punzonamiento	Resistencia al estallido Mullen Burst	Resistencia a la costura	Permitividad	Abertura aparente	Resistencia retenida UV
Ensayo	ASTM D4632	ASTM D4533	ASTM D4833	ASTM D3786	ASTM D4632	ASTM D4491	ASTM D4751	ASTM D4355
Unidad	N	N	N	N	N	s ⁻¹	mm	%
Requerimiento del Geotextil (MARV) *	≥ 900	≥ 350	≥ 350	≥ 1700	≥ 810	≥ 0.2	≤ 0.25	50% después de 500 horas de exposición (50% de 900=450) ≥ 450 N después de 500 hr

* MARV: Los parámetros exigidos corresponden a Valores Mínimos Promedios al Rollo.

Tabla K.5

Propiedad	Resistencia Grab	Resistencia al rasgado trapezoidal	Resistencia al punzonamiento	Resistencia al estallido Mullen Burst	Resistencia a la costura	Permitividad	Abertura aparente	Resistencia retenida UV
Ensayo	ASTM D4632	ASTM D4533	ASTM D4833	ASTM D3786	ASTM D4632	ASTM D4491	ASTM D4751	ASTM D4355
Unidad	N	N	N	N	N	s ⁻¹	mm	%
Requerimiento del Geotextil (MARV) *	≥ 900	≥ 350	≥ 350	≥ 1700	≥ 810	≥ 0.7	≤ 0.43	50% después de 500 horas de exposición (50% de 900=450) ≥ 450 N después de 500 hr

* MARV: Los parámetros exigidos corresponden a Valores Mínimos Promedios al Rollo.

ANEXO L

L.1 ESTUDIO DE SUELOS DE ALGUNOS TRAMOS DE LA CARRETERA LA OROYA - PTE. MATACHICO

REGISTRO DE EXCAVACION

CALICATA : 32+750

CODIGO DEL PROYECTO :
 PROYECTO : Estudio Definitivo para Rehabilitación de Carreteras
 ZONA : 2
 TRAMO : LA OROYA - PUENTE MATACHICO
 UBICACIÓN : Km. 32+750 L. Izquierdo
 FECHA : Ago-00

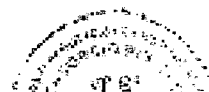
REGISTRO : 1
 METODO DE EXCAVACION :
 FECHA DE EXCAVACION : 00/00
 PROFUNDIDAD TOTAL (m) : 1.30
 PROF. HUEL FREATICO (m) :

PROF. (m)	C O S T I D O	DESCRIPCION DEL SUELO Clasificación litológica; grado de compactación / consistencia; índice de plasticidad / compresibilidad; contenido de humedad y color. Otros: forma del material granular, presencia de nodulaciones y material orgánico, porcentaje estimado de bolitas / canchales, etc.	S U C S	GRANULOMETRIA (%)					Nº DE ANALISIS
				< 0.075 mm	0.075 - 0.425 mm	0.425 - 0.850 mm	0.850 - 2.000 mm	> 2.000 mm	
0.00									
0.30		grava limosa de compactación alta, humedad media, plasticidad baja, de color beige, con 4% de bolitas <= 10 cm, sin material orgánico.	GM	27	23	50	4	0	1
1.30		grava arcillosa de compactación media, humedad media, plasticidad media, de color marrón oscuro, con 5% de bolitas <= 15 cm, sin material orgánico.	GC	37	22	41	6	0	2

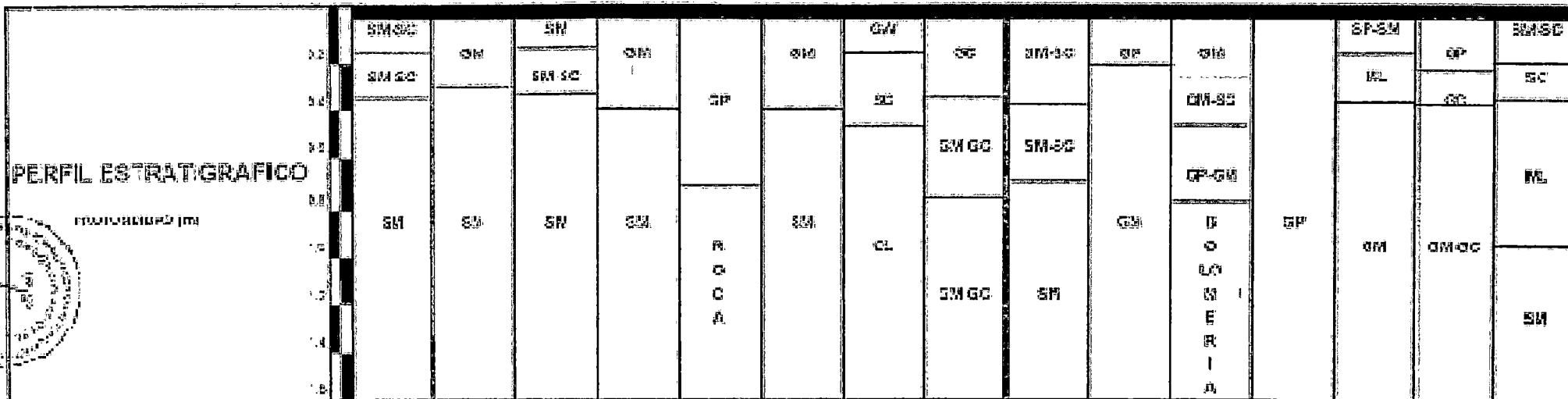
OBSERVACIONES : _____

Archivo:loquecm031


 ELOY FLORES PEREZ



LA OROYA - PUNTE MATACHICO



CALCITOS (m)		SM-GC	GM	SM	GM	GP	SM	CL	SM-GC	SM	GM	GP-GM	GP	GM	GM-GC	GP	SM-GC
Caril																	
FRECUIF SIVA		SM-GC	GM	SM	GM	GP	SM	CL	SM-GC	SM	GM	GP-GM	GP	GM	GM-GC	GP	SM-GC
PAV.	CARPETA ASFALTICA (m)	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.07	0.05	0.09	0.05	0.05	0.05	0.05	0.07	0.05	0.05
	BASE (m)		0.25					0.10						0.20		0.10	0.20
	SUBBASE (m)	0.30		0.30	0.30			0.40		0.15	0.60	0.20	0.20	0.20		0.15	0.15

TIPO DE SUELO	LMITE LIQUIDO (%)	17.00	19.00	39.00	33.27	R	19.10	33.00	21.00	16.00	17.5	NP	-	NP	20.00	NP
	INDICE PLASTICO (%)	3.00	1.00	4.00	22.27	O	3.90	12.00	6.40	2.00	1.00	NP	NP	NP	4.00	NP
	HUMEDAD NATURAL (%)	10.00	10.00	6.00	6.27	C	7.18	16.00	11.00	6.00	6.20	6.00	4.20	10.00	8.00	7.00
	W DIF PASA MA TA Hn 750	20.00	30.00	45.00	37.41	A	45.50	50.00	27.50	20.00	19.50	7.50	3.70	31.00	13.00	27.00
	CLASIFICACION SUCS	SM	SM	SM	GC		SM	CL	GC-GM	SM	GM	GP-GM	GP	GM	GM-GC	SM
	CLASIFICACION AASHTO	A-1-b	A-2-4	A-5	A-6		A-4	A-6	A-2-4	A-1-b	A-2-4	A-1-3	A-1-4	A-2-4	A-2-4	A-2-4
CBR (4.75) Pen.		160					56		8.5		22.5					

Artículo 11 del Reglamento

WALTER FLORES ROSA
INGENIERO DE SUELOS
Y FUNDACIONES

WISO
INGENIERO DE SUELOS
Y FUNDACIONES

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS

DENSIDAD DE CAMPO

PROYECTO: TRAMO I; LA CROYA - PUENTE MATACHICO

FECHA: 05-03-200

CALICATA N°		30	31	32	33
PROGRESIVA		20+600	31+000	32+000	33+500
LADO		B	I	B	I
PROFUNDIDAD		0.63	1.07	0.30	0.47
DESCRIPCION					
1.- PESO DE MATERIAL + BOLSA	gr	4781	4825	5190	4529
2.- PESO DE LA BOLSA	gr	5	5	5	5
3.- PESO DE MATERIAL NETO (1-2)	gr	4776	4821	5185	4524
4.- PESO DE LA ARENA + FRASCO	gr	7355	7340	7315	7420
5.- PESO DE LA ARENA QUE QUEDA	gr	2570	2585	2470	2800
6.- PESO DE LA ARENA EN EMBUDO	gr	1442	1442	1442	1442
7.- PESO DE LA ARENA EN EL HUECO (4-5-6)	gr	3243	3333	3403	3379
8.- DENSIDAD DE LA ARENA	gr/cc	1.412	1.412	1.412	1.412
9.- VOLUMEN DEL HUECO (7/8)	cc	2297	2360	2410	2392
10.- PESO DE LA GRAVA SECADA AL AIRE	gr	335	800	106	285
11.- VOLUMEN DE LA GRAVA DESPLAZADA	cc	188	321	40	107
12.- PESO NETO DEL SUELO	gr	4441	4021	5030	4239
13.- VOLUMEN DEL SUELO (9-11)	cc	2142	2039	2370	2286
14.- DENSIDAD HUMEDA (12/13)	gr/cc	2.07	1.97	2.14	1.85
15.- % DE HUMEDAD CONTENIDA	%	19.2	10.1	11.8	15.6
16.- DENSIDAD SECA (14X100)/(15+100)	gr/cc	1.74	1.79	1.92	1.59
17.- MAXIMA DENSIDAD SECA P.M	gr/cc	1.93	1.97	2.11	1.81
18.- % DE COMPACTACION	%	81.6	89.9	91.0	87.8
19.- PESO ESPECIF. DE LA GRAVA	gr/cc	2.158	2.492	2.645	2.487

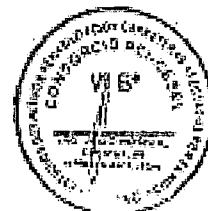
CONTROL DE HUMEDAD

DESCRIPCION						
1.- RECIPIENTE No.			31	7	32	15
2.- PESO SUELO HUMEDO + RECIPIENTE	gr		156.18	209.35	162.81	159.88
3.- PESO SUELO SECO + RECIPIENTE	gr		137.97	192.65	148.49	142.80
4.- PESO DEL AGUA	gr		18.22	15.50	13.02	17.00
5.- PESO DEL RECIPIENTE	gr		42.89	35.97	37.63	40.86
6.- PESO DEL SUELO SECO	gr		84.88	152.08	111.86	102.20
7.- % DE HUMEDAD (4X100)/6	%		19.18	10.14	11.64	16.63

OBSERVACIONES

[Firma]
TECNICO LABORATORISTA

OY FLORES PEREZ
TECNICO DE SUELOS
Y PAVIMENTOS



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO
 -CONTENIDO DE HUMEDAD

CODIGO DEL PROYECTO :

PROYECTO : Estudio Definitivo Para Rehabilitación de Carreteras

ZONA : 2

TRAMO : 1

UBICACIÓN : La Oroya - Pta. Mutachico

ARCHIVO Nº :

TECNICO : W.FLORES

SUPERVISOR : M.MEDI

FECHA : 07.08.00

DATOS DE LAS MUESTRAS			
Progresiva		13+250	13+250
Sondaje		S13	S13
Muestra		M1	M2
Leyenda de la muestra		S13/M1	S13/M2
Profundidad (m)		1.50	1.50

CONTENIDO DE HUMEDAD			
Número de la tara			
Peso tara (g)		41.50	42.10
Peso tara + suelo húmedo (g)		133.50	131.70
Peso tara + suelo seco (g)		129.80	123.90

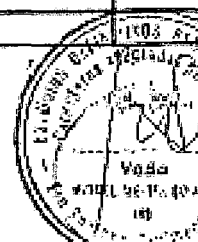
Escriba una X si es organica o la muestra es turba

ORGANICA			
TURBA			

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO			
Número de la tara			
Peso tara (g)		0.00	0.00
Peso tara + suelo seco (g)		3425.00	1235.00
Peso tara + suelo seco lavado (g)		2934.00	910.00
Peso Retenido (gr)	3"	76.200	0.00
	2"	50.900	0.00
	1 1/2"	38.100	265.00
	1"	25.400	260.00
	3/4"	19.100	105.00
	1/2"	12.700	145.00
	3/8"	9.520	310.00
	Nº 004	4.760	435.00
	Nº 008	2.380	172.00
	Nº 010	2.000	50.00
	Nº 016	1.190	125.00
	Nº 020	0.840	99.00
	Nº 030	0.590	201.00
	Nº 040	0.420	161.00
	Nº 050	0.297	145.00
	Nº 060	0.177	218.00
	Nº 100	0.149	57.00
	Nº 200	0.074	186.00
FONDO		0.00	0.00
Error (%)		0.00	0.00

ERROR MAXIMO 3%

Eloy Flores Pérez
 ELOY FLORES PEREZ
 TECNICO DE SUELOS
 Y PAVIMENTOS



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS

ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACION
(ASTM D422 - D1216 - D854 - D4318 - D427 - D3282 - D2487)

CODIGO DEL PROYECTO :

PROYECTO : Estudio Definitivo Para Rehabilitación de Carreteras

ZONA : 1

TRAMO : 1

UBICACIÓN : La Oroya - Pto. Metachico

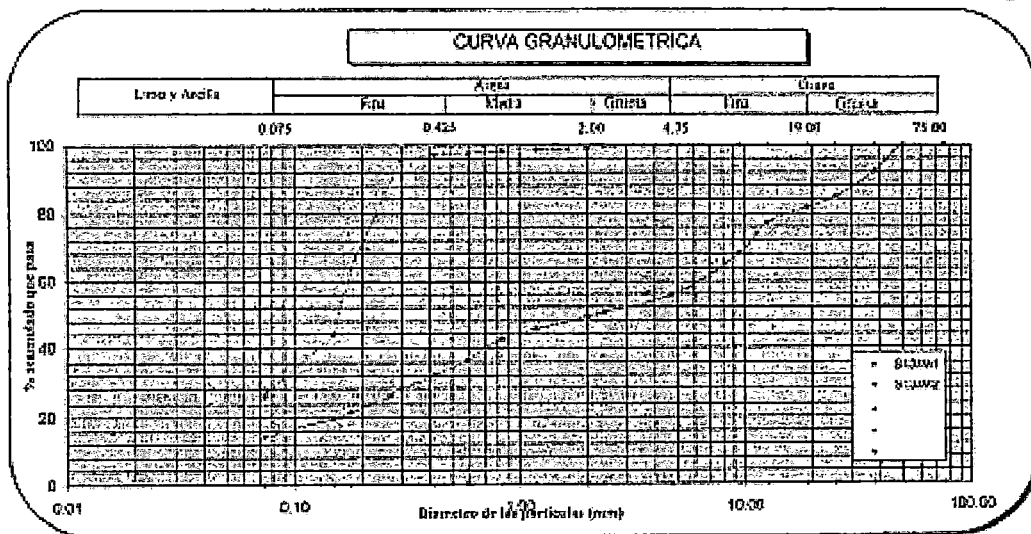
ARCHIVO N° :

TECNICO : W.FLORES

SUPERVISOR : M.MEDINA

FECHA : 07.08.00

Progrma	131250	131250		
Sondaje	S13	S13		
Muestra	M1	M2		
Profundidad (cm)	1.50	1.50		
ANÁLISIS CUANTITATIVO POR TAMIZADO PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)	3"	76.200	100.0	100.0
	2"	50.800	100.0	100.0
	1 1/2"	38.100	92.3	100.0
	1"	25.400	84.7	100.0
	3/4"	19.100	81.6	100.0
	1/2"	12.700	77.4	100.0
	3/8"	9.520	68.3	100.0
	N° 004	4.760	55.6	100.0
	N° 008	2.380	50.6	99.4
	N° 010	2.000	49.1	98.9
	N° 016	1.190	45.5	98.6
	N° 020	0.840	42.6	98.2
	N° 030	0.590	36.7	97.4
	N° 040	0.420	32.0	97.1
	N° 050	0.297	27.8	95.5
	N° 060	0.177	21.4	84.0
N° 100	0.149	19.8	43.8	
N° 200	0.074	14.3	26.3	
Contenido de Humedad (%)	4.19	9.54		
Límite Líquido (L.L.) (%)	-	-		
Límite Plástico (L.P.) (%)	NP	NP		
Índice Plástico (I.P.) (%)	-	-		
Clasificación (S.U.C.S.)	GM	SM		
Clasificación (AASHTO)	A-1-b	A-2-4		
Índice de Grupo	0	0		



AV. JOSÉ GALVEZ BARRENECHEA 631 CORPAC - SAN ISIDRO - LIMA - PERU
 TELE: 475-4080 FAX: 476-7755 E-Mail : cusul@cestel.com.pe

Archivo: Clasificación/Rapone

[Signature]
ELOY FLORES PEREZ
 TÉCNICO DE SUELOS
 Y PAVIMENTOS

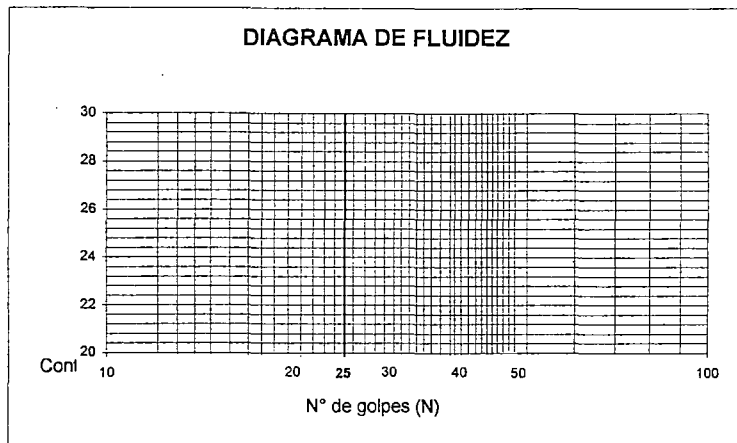


L.2 ESTUDIO DE SUELOS DE ALGUNOS TRAMOS DE LA CARRETERA LIMA - CANTA

ANÁLISIS GRANULOMETRICO

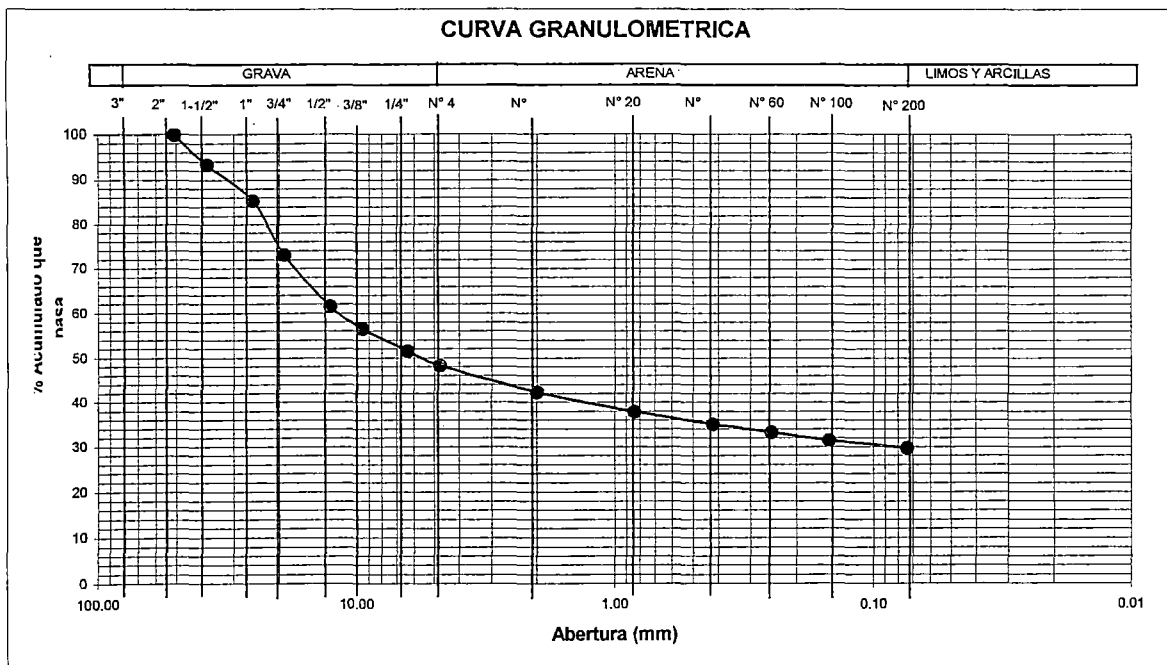
SOLICITANTE	ASOCIACION AYESA - ALPHA CONSULT S.A.		
PROYECTO	REDES VIALES NACIONALES N° 5 y N° 6 DE PROMCEPRI - TRAMO : LIMA - CANTA		
UBICACION	PUENTE CHAPERITO		
FECHA	ABRIL DE 1998		
PROGRESIVA	Km. 70 + 620	MUESTRA	M - 2
LADO	DERECHO	CAPA	
CALICATA	C - 89	PROFUNDIDAD (m)	0.25 - 0.90

TAMICES A.S.T.M.	ABERTURA (mm)	% ACUMULADO QUE PASA
3"	76.000	
2"	50.800	100.0
1-1/2"	38.100	93.2
1"	25.400	85.3
3/4"	19.100	73.1
1/2"	12.700	61.5
3/8"	9.520	56.5
1/4"	6.350	51.5
N° 4	4.760	48.2
N° 10	2.000	42.2
N° 20	0.840	37.9
N° 40	0.420	35.0
N° 60	0.250	33.2
N° 100	0.149	31.4
N° 200	0.074	29.7
D ₁₀ (mm) =		CU =
D ₃₀ (mm) =		CC =
D ₆₀ (mm) =		



PUNTOS	1	2	3	4
N° GOLPES				
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)				
LIMITE LIQUIDO (LL) =	---			
LIMITE PLASTICO (LP) =	NP			
INDICE PLASTICO (IP) =	NP			

CLASIFICACION SUCS	: GM
CLASIFICACION AASHTO	: A-2-4 (0)



Elaborado por : Bach. G. Hurtado A.

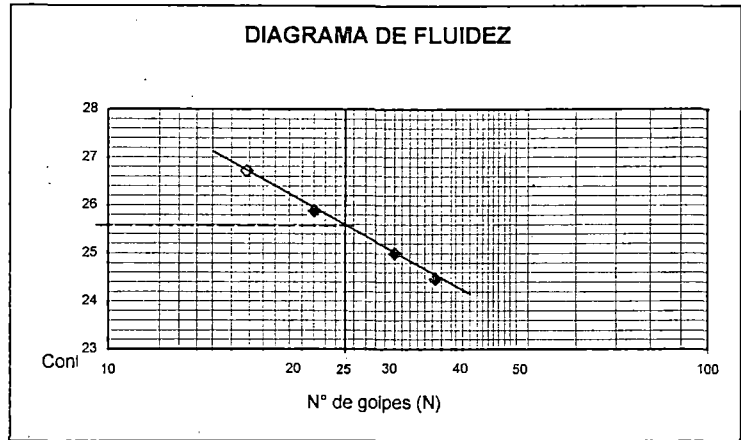
Revisado por : Ing. V. Vitteri V.

ANÁLISIS GRANULOMETRICO

SOLICITANTE	ASOCIACION AYESA - ALPHA CONSULT S.A.		
PROYECTO	REDES VIALES NACIONALES N° 5 y N° 6 DE PROMCEPRI - TRAMO : LIMA - CANTA		
UBICACION	EL TAMBO		
FECHA	MAYO DE 1998		

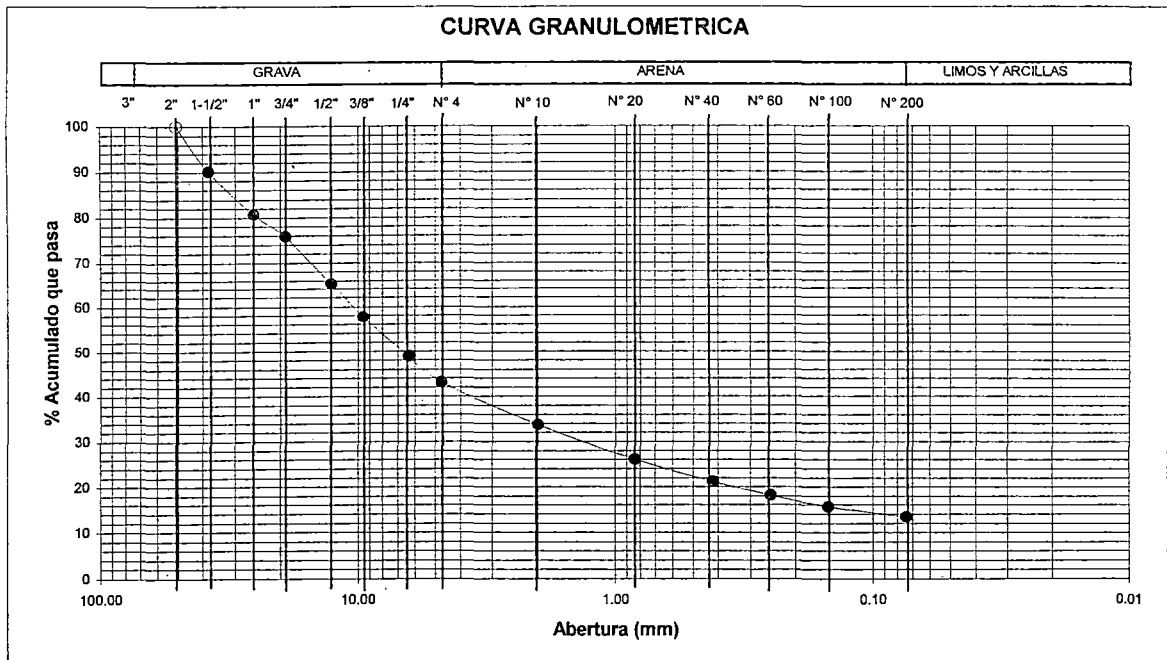
PROGRESIVA	Km. 74 + 540	MUESTRA	M - 2
LADO	IZQUIERDO	CAPA	
GALICATA	C - 97	PROFUNDIDAD (m)	0.25 - 0.70

TAMICES A.S.T.M.	ABERTURA (mm)	% ACUMULADO QUE PASA
3"	76.000	
2"	50.800	100.0
1-1/2"	38.100	90.1
1"	25.400	80.7
3/4"	19.100	75.8
1/2"	12.700	65.3
3/8"	9.520	57.8
1/4"	6.350	49.0
N° 4	4.760	43.1
N° 10	2.000	33.7
N° 20	0.840	26.1
N° 40	0.420	21.1
N° 60	0.250	18.2
N° 100	0.149	15.6
N° 200	0.074	13.3
D ₁₀ (mm) =	—	CU = —
D ₃₀ (mm) =	—	CC = —
D ₆₀ (mm) =	—	



PUNTOS	1	2	3	4
Nº GOLPES	17	22	30	35
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	26.72	25.88	25.00	24.47
LIMITE LIQUIDO (LL) =	25.6			
LIMITE PLASTICO (LP) =	18.7			
INDICE PLASTICO (IP) =	6.9			

CLASIFICACION SUCS	: GC - GM
CLASIFICACION AASHTO	: A-2-4 (0)



Elaborado por: Bach. G. Hurtado A.

Revisado por: Ing. V. Vitteri V.

REGISTRO DE EXCAVACION

SOLICITANTE	ASOCIACION AYESA - ALPHA CONSULT S.A.
PROYECTO	REDES VIALES NACIONALES N° 5 Y N° 6 DE PROMCEPRI
TRAMO	LIMA - CANTA

PROGRESIVA	Km. 70+000	LADO	Derecho	LOCALIZACIÓN	Pte. Chaperito
CALICATA	C - 88	PROF.(m)	1.50	COTA (m.s.n.m.)	2,228.73
N.F. (m)	----	OPERADOR		FECHA	21.03.98

Prof. (m)	Muestra	Descripción del estrato	SUCS AASHTO	Símbolo
0.40	M-1	Material de afirmado, conformado por grava mal graduada con partículas de T.máx. 2" y arenas de grano medio compacto, húmedo de color marrón claro.	GP	
1.50	M-2	Roca fracturada en estado de descomposición, con presencia de oxidaciones.	Frag. de rocas	

Observaciones : De la excavación de la muestra M-2 se extrajo material tipo gravas angulosas, producto de la desintegración de la roca. Sólo se excavó a 1.50 m debido a la dureza progresiva.	Muestreo : Téc. E.H.O
	Revisado : Ing. L.O.L
	Aprobado : Ing. V.-V.V.

REGISTRO DE EXCAVACION

SOLICITANTE	ASOCIACION AYESA - ALPHA CONSULT S.A.
PROYECTO	REDES VIALES NACIONALES N° 5 Y N° 6 DE PROMCEPRI
TRAMO	LIMA - CANTA

PROGRESIVA	Km. 74+170	LADO	Derecho	LOCALIZACIÓN	El Tambo
CALICATA	C - 96	PROF.(m)	1.20	COTA (m.s.n.m.)	2,446.90
N.F. (m)	1.00	OPERADOR		FECHA	23.03.98

Prof. (m)	Muestra	Descripción del estrato	SUCS AASHTO	Símbolo
0.20	M-1	Material de afirmado que conforma la base del pavimento existente (similar a la muestra M-1, de la Calicata C-92)	GP	
0.65	M-2	Gravas angulosas con arcillas, en estado semicompacto, muy húmedo; con restos de raíces y fragmentos de roca.	GP-GC	
1.20	M-3	Grava arcillosa, con arena, semicompacto, muy húmedo, de color marrón oscuro, medianamente plástico. (material similar a la muestra M-2 de la calicata C-99)	GC A-2-6 (0)	

Observaciones :	Muestreo :	Téc. E.H.O
Se encontró el nivel freático a 1.00 m. de profundidad.	Revisado :	Ing. L.O.L
	Aprobado :	Ing. V.-V.V.

