



**FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**COMPENDIO DE LOS CRITERIOS DE DISEÑO DE LAS PRESAS DE
RETENCIÓN DE SEDIMENTOS PROPUESTAS EN VARGAS POR
LOS HECHOS DE DICIEMBRE DE 1999**

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

Presentado ante la
UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO
Como parte de los requisitos para optar al título de
INGENIERO CIVIL

REALIZADO POR:

**Br. DIANA C. DOS RAMOS CABRAL
Br. ANDREINA M. ORTEGA DE LIMA**

TUTOR:

ING. EDUARDO MARTÍNEZ

FECHA:

Caracas, junio de 2016

A mis padres y mis hermanas

Andreina Ortega

Papá, mamá, Sofía y Dalia.

Para la princesa que desde el cielo me sonrío,

esto es para ustedes.

Diana dos Ramos.

AGRADECIMIENTOS

A nuestras familias, por su incondicional apoyo durante la realización de este trabajo de grado, pero más importante aún por ayudarnos y alentarnos en cada paso de nuestra formación académica como Ingenieros Civiles.

Al ingeniero Eduardo Martínez, nuestro tutor, por guiarnos y brindarnos conocimientos sobre el tema, por su disposición, tiempo e interés. Igualmente, a nuestro profesor e ingeniero Alejandro Rincón, queremos agradecer su ayuda y paciencia en todo momento, tanto para la elaboración de este trabajo como en nuestra experiencia como sus alumnas de Ingeniería Hidráulica I y II. Al profesor Juan Carlos Martínez por su atención y disposición en la resolución de dudas.

A Mario Mengual, ingeniero ucabista y profesor, de grandes cualidades humanas. Gracias por concedernos su tiempo ante cualquier duda y por propiciarnos material físico y digital. Fue un verdadero placer conocerlo y escucharlo.

A este Trabajo Especial de Grado, el cual nos dio la oportunidad de conocer a personas de trayectoria ingenieril ejemplar como lo son Eduardo Martínez, Mario Mengual, Jose Luis López, François Courtel, José de Jesús Gaspar e Ignacio Sanabria. Gracias a todos por su tiempo, interés y otorgarnos material de apoyo valioso.

ÍNDICE GENERAL

SINOPSIS	1
1. INTRODUCCIÓN	2
1.1. Planteamiento del problema	3
1.2. Antecedentes.....	4
1.3. Alcances y limitaciones	5
1.3.1. Alcances.....	5
1.3.2. Limitaciones	5
1.4. Objetivos.....	6
1.4.1. Objetivo General.....	6
1.4.2. Objetivos Específicos	6
1.5. Metodología.....	6
2. MARCO TEÓRICO.....	7
2.1. Conceptos hidráulicos básicos.....	7
2.1.1. Descarga	7
2.1.2. Energía.....	8
2.1.3. Velocidad.....	9
2.1.4. Tránsitos	9
2.1.4.1. Tránsitos Agregados de Crecientes	9
2.1.4.2. Tránsitos Distribuidos de Crecientes	10
2.2. Ríos.....	11
2.2.1. Geometría	12
2.2.1.1. Sección transversal	12
2.2.1.2. Perfil longitudinal	12
2.2.1.3. Fondo	13
2.2.2. El ecosistema fluvial.....	13
2.2.3. Aspectos Hidrológicos.....	14
2.2.4. Morfología de los ríos	14
2.2.4.1. Clasificación fisiográfica de Davis.....	15
2.2.4.1.1. Torrentes	15
2.2.4.1.2. Ríos torrenciales	17
2.2.4.1.3. Ríos de llanura	18
2.2.4.2. Clasificación según la forma del cauce	18
2.2.4.2.1. Ríos rectos.....	18
2.2.4.2.2. Ríos trenzados.....	19
2.2.4.2.3. Ríos meandrosos	19

2.2.5.	Erosión, arrastre y sedimentación.....	20
2.2.5.1.	Planicies de inundación	20
2.2.5.2.	Depósitos	21
2.2.5.3.	Terrazas	22
2.2.5.4.	Delta	23
2.2.5.5.	Arrastre de fondo	23
2.3.	Aludes torrenciales	24
2.3.1.	Propiedades de los fluidos	25
2.3.1.1.	Fluidos Newtonianos	25
2.3.1.2.	Fluidos no Newtonianos	26
2.3.2.	Factores que intervienen.....	28
2.3.2.1.	Estabilidad de ladera.....	28
2.3.2.2.	Ángulo de reposo del suelo	29
2.3.2.3.	El Agua.....	30
2.3.3.	Aportes de sedimentos.....	30
2.3.3.1.	Deslizamientos	30
2.3.3.1.1.	Deslizamientos superficiales.....	31
2.3.3.1.2.	Deslizamientos rotacionales	32
2.3.3.1.3.	Deslizamientos Traslacionales.....	33
2.3.3.2.	Extensiones laterales.....	34
2.3.3.3.	Caídas	35
2.3.3.4.	Volcamientos	36
2.3.4.	Tipos de aludes torrenciales	36
2.3.4.1.	Inundaciones de agua y barro	36
2.3.4.2.	Flujos de barro.....	37
2.3.5.	Flujos de detritos	37
2.3.5.1.	Descripción del fenómeno.....	37
2.3.5.2.	Comportamiento del flujo.....	39
2.3.5.3.	Densidad	41
2.3.5.4.	Proceso de deposición	41
3.	EL ESTADO VARGAS	42
3.1.	Geografía	42
3.2.	Geomorfología.....	43
3.3.	Geología	46
3.4.	Clima	46
3.5.	Hidrografía.....	47
3.6.	Pluviosidad	48
4.	EL EVENTO DE DICIEMBRE DE 1999.....	52
4.1.	Antecedentes.....	52

4.2.	Fenómeno meteorológico	56
4.3.	Desarrollo de los eventos.....	61
4.4.	Planificación post-desastre	68
5.	PRESAS DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS.....	73
5.1.	Tipos	73
5.1.1.	Abiertas.....	73
5.1.1.1.	Funciones.....	75
5.1.2.	Cerradas	76
5.1.2.1.	Funciones.....	76
5.2.	Criterios de diseño de las presas de retención propuestas en Vargas.....	79
5.2.1.	Mengual Guevara Asociados (MGA).....	79
5.2.1.1.	Presa abierta con ventanas - Camurí Chico.....	80
5.2.1.2.	Presa abierta tipo rastrillo - Afluente "B" de la quebrada Tacagua.....	88
5.2.1.3.	Presa cerrada de gaviones - Quebrada La Zorra.....	99
5.2.2.	Agencia de Cooperación Internacional del Japón (JICA)	103
5.2.2.1.	Proyecto Sabo cuenca San Julián	104
5.2.3.	Martínez Consultores S.A.....	113
5.2.3.1.	Presas de concreto abiertas y cerradas.....	113
6.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	144
6.1.	Conclusiones.....	144
6.2.	Recomendaciones	147
7.	BIBLIOGRAFÍA	150

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Variación de la sección transversal de un cauce con la descarga.	12
Figura 2. Partes de un torrente.....	15
Figura 3. Sección transversal de un río maduro	17
Figura 4. Sección transversal de un río viejo.....	18
Figura 5. Río trezado	19
Figura 6. Río meandroso	20
Figura 7. Planicies de inundación de un río.....	21
Figura 8. Formación de depósitos en un cauce.....	21
Figura 9. Vista en planta de un cono de deyección	22
Figura 10. Vista en planta de un delta	22
Figura 11. Terrazas escalonadas.....	22
Figura 12. Terrazas encajadas	22
Figura 13. Delta del Río Orinoco, Venezuela	23
Figura 14. Mecanismos de arrastre de sedimentos.....	24
Figura 15. Variación esfuerzo-deformación de los fluidos	26
Figura 16. Diagrama de cuerpo libre de un cuerpo de suelo sobre una ladera.....	29
Figura 17. Formas de deslizamientos	31
Figura 18. Fotografía de los deslizamientos superficiales de la cuenca baja del Río Cerro Grande después de los deslaves de Vargas de 1999, Venezuela	32
Figura 19. Fotografía de los deslizamientos superficiales de la cuenca media de la Qda. Tacagua después de los deslaves de Vargas de 1999, Venezuela	32
Figura 21. Fotografía de un deslizamiento rotacional ocurrido en Nueva Zelanda	33
Figura 20. Deslizamiento Rotacional	33
Figura 22. Deslizamiento Traslacional.....	34
Figura 23. Fotografía de un deslizamiento traslacional ocurrido en el 2001 en Columbia Británica, Canadá.....	34
Figura 24. Extensión Lateral	35
Figura 25. Fotografía del daño causado a una vía por una extensión lateral producto de un terremoto, en California, Estados Unidos.....	35

Figura 27. Fotografía de una caída ocurrida en el 2005 en Colorado, Estados Unidos.	35
Figura 26. Caída	35
Figura 28. Volcamiento	36
Figura 29. Fotografía de un volcamiento ocurrido en Columbia Británica, Canadá.....	36
Figura 30. Deslizamiento de un bloque de masa	37
Figura 31. Partes de un flujo de detritos	39
Figura 33. Flujo de detritos donde se observa el frente con rocas.....	40
Figura 34. Flujo de detritos en Los Corales - Río San Julián. Vargas, Venezuela.....	40
Figura 35. Depósito donde se observa gradación inversa de los sedimentos	41
Figura 36. Parroquias del Estado Vargas.....	42
Figura 37. Imagen satelital de la Cordillera de la Costa.....	43
Figura 38. Imagen satelital de una parte del Estado Vargas.....	44
Figura 39. Imagen satelital de las poblaciones de Camuri Grande y Naiguatá en los abanicos fluviales.	45
Figura 40. Imagen satelital de las poblaciones de Caraballeda y Macuto en los abanicos fluviales	45
Figura 42. Meses con máximas precipitaciones	49
Figura 41. Gráfico de la distribución de la Lluvia Anual en el Estado Vargas	49
Figura 43. Ocurrencia de las máximas precipitaciones por meses	50
Figura 44. Gráfico del porcentaje de veces donde ocurren los máximos de lluvia	50
Figura 45. Llegada de frentes fríos a una cordillera	51
Figura 45. Ascenso del aire frío y nubes de lluvia	51
Figura 47. El Cojo 1951	55
Figura 48. Condición meteorológica típica entre noviembre y abril.....	57
Figura 49. Fenómeno de Subsistencia típico entre noviembre y abril	58
Figura 50. Imagen satelital del 3 de diciembre de 1999.....	58
Figura 51. Imagen satelital del 17 de noviembre de 1999.....	59
Figura 52. Imagen satelital del 16 de diciembre de 1999.....	60
Figura 53. Fenómeno de Divergencia	60
Figura 54. Flujo de detritos en el cono de deyección del río San Julián	63
Figura 55. Vista aerea de daños causados por el evento de flujo de detritos	63

Figura 56. Antes y después de la quebrada San José de Galipán en Macuto.	64
Figura 57. Zonas Afectadas: Maiquetía- La Guaira- Punta de Mulatos- Macuto- El Cojo- Camurí Chico- Los Corales Caraballeda - Tanaguarena - Carmen de Uria	65
Figura 58. Derecha: Los Corales - San Julián. Izquierda: El Cojo.....	66
Figura 59. Mapa de pendientes - Cuenca del río Catuche	67
Figura 60. Costa varguense después de los eventos de 1999	68
Figura 61. Presa con ventanas rectangulares en Austria	73
Figura 62. Presa de enrejado reticular en Japón	74
Figura 63. Presa con ranura de paredes verticales en Austria	74
Figura 64. Presa de rastrillo en Japón.....	75
Figura 65. Pendiente de Compensación	78
Figura 66. Presa Abierta de Ventanas en el Río Camuri Chico	84
Figura 67. Presa Abierta tipo ratrillo en el afluente “B” de la Qda. Tacagua	91
Figura 68. Unión de tubo vertical con tubo inclinado	96
Figura 69. Presa cerrada de gaviones en la Qda. La Zorra.....	101
Figura 70. Presa de retención en Qda. La Zorra.....	103
Figura 71. Parámetros para la evaluación del efecto de control de sedimentos, JICA.....	112
Figura 72. Dimensiones Presa #1 - Cariaco	115
Figura 73. Dimensiones Presa #1 - Macuto.....	117
Figura 74. Dimensiones Presa #2 - Macuto.....	118
Figura 75. Dimensiones Presa #3 - Macuto.....	119
Figura 76. Dimensiones Presa #4 - Macuto.....	119
Figura 77. Dimensiones Presa #1 - Germán.....	122
Figura 78. Dimensiones Presa #1 – Osorio	123
Figura 79. Dimensiones Presa #2 - Osorio	124
Figura 80. Dimensiones Presa #1 - Piedra Azul.....	126
Figura 81. Dimensiones Presa #2 - Piedra Azul.....	127
Figura 82. Dimensiones Presa #3 - Piedra Azul.....	128
Figura 83. Dimensiones Presa #4 - Piedra Azul.....	129
Figura 84. Dimensiones Presa #5 - Piedra Azul.....	130
Figura 85. Dimensiones Presa #1 - San Julián	131

Figura 86. Dimensiones Presa #2 - San Julián	132
Figura 87. Dimensiones Presa #3 - San Julián	133
Figura 88. Dimensiones Presa #4 - San Julián	134
Figura 89. Dimensiones Presa #5 - Fila más aguas arriba - San Julián.....	136
Figura 90. Dimensiones Presa #5 - Fila intermedia - San Julián.....	136
Figura 91. Dimensiones Presa #5 - Fila más aguas abajo - San Julián.....	136
Figura 92. Dimensiones Presa #6 - San Julián	137

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Zonas climáticas de Vargas	46
Tabla 2. Hidrografía de Vargas	47
Tabla 3. Registros de precipitación en estación de Maiquetía	62
Tabla 4. Generalidades - Presa abierta con ventanas - Camurí Chico.....	80
Tabla 5. Sección transversal - Presa abierta con ventanas - Camurí Chico.....	80
Tabla 6. Ranuras - Presa abierta con ventanas - Camurí Chico	81
Tabla 7. Cajón central - Presa abierta con ventanas - Camurí Chico	81
Tabla 8. Elementos tubulares - Presa abierta con ventanas - Camurí Chico	81
Tabla 9. Vertedero - Presa abierta con ventanas - Camurí Chico.....	82
Tabla 10. Muros laterales - Presa abierta con ventanas - Camurí Chico.....	82
Tabla 11. Disipación - Presa abierta con ventanas - Camurí Chico	82
Tabla 12. Filtros - Presa abierta con ventanas - Camurí Chico	83
Tabla 13. Subdrenaje - Presa abierta con ventanas - Camurí Chico.....	83
Tabla 14. Fundación - Presa abierta con ventanas - Camurí Chico.....	83
Tabla 15. Estabilidad - Presa abierta con ventanas - Camurí Chico.....	83
Tabla 16. Efecto de la presa - Presa abierta con ventanas - Camurí Chico	84
Tabla 17. Generalidades - Presa abierta tipo rastrillo - Tacagua.....	89
Tabla 18. Muros laterales - - Presa abierta tipo rastrillo - Tacagua.....	89
Tabla 19. Aliviadero - - Presa abierta tipo rastrillo - Tacagua	89
Tabla 20. Ranuras - Presa abierta tipo rastrillo - Tacagua.....	90
Tabla 21. Roca de diseño - Presa abierta tipo rastrillo - Tacagua	90
Tabla 22. Elementos tubulares - Presa abierta tipo rastrillo - Tacagua	90
Tabla 23. Disipación - Presa abierta tipo rastrillo - Tacagua	91
Tabla 24. Fundación - Presa abierta tipo rastrillo - Tacagua.....	91
Tabla 25. Diámetros de elementos tubulares según peso de roca	94
Tabla 26. Generaliades - Presa cerrada de gaviones - La Zorra.....	99
Tabla 27. Aliviadero - Presa cerrada de gaviones - La Zorra.....	99
Tabla 28. Muros laterales - Presa cerrada de gaviones - La Zorra	99
Tabla 29. Disipación - Presa cerrada de gaviones - La Zorra.....	100

Tabla 30. Estabilidad - Presa cerrada de gaviones - La Zorra.....	100
Tabla 31. Subdrenaje - Presa cerrada de gaviones - La Zorra.....	100
Tabla 32. Mechinales - Presa cerrada de gaviones - La Zorra	101
Tabla 33. Zonificación - Proyecto SABO	104
Tabla 34. Política de control - Proyecto SABO.....	105
Tabla 35. Crecientes de diseño - Proyecto SABO.....	105
Tabla 36. Generalidades Diques abiertos - Proyecto SABO	105
Tabla 37. Sección transversal D.A - Proyecto SABO	105
Tabla 38. Ranuras D.A - Proyecto SABO	106
Tabla 39. Vertedero D.A - Proyecto SABO	106
Tabla 40. Fundación D.A - Proyecto SABO	106
Tabla 41. Disipación D.A - Proyecto SABO.....	107
Tabla 42. Efecto D.A - Proyecto SABO.....	107
Tabla 43. Generalidades O.C - Proyecto SABO	107
Tabla 44. Sección transversal O.C. - Proyecto SABO	108
Tabla 45. Ranuras O.C. - Proyecto SABO	108
Tabla 46. Vertederos O.C. - Proyecto SABO.....	108
Tabla 47. Fundación O.C - Proyecto SABO	109
Tabla 48. Disipación O.C. - Proyecto SABO.....	109
Tabla 49. Efecto O.C - Proyecto SABO.....	109
Tabla 50. Efecto proyecto SABO.....	110
Tabla 51. Generalidades - Cariaco	114
Tabla 52. Ubicación Presa#1 - Cariaco	114
Tabla 53. Ubicación Presa#2 - Cariaco	115
Tabla 54. Dimensiones Presa 1 y Presa 2 - Cariaco	115
Tabla 55. Generalidades - Macuto.....	116
Tabla 56. Ubicación Presa#1 - Macuto	116
Tabla 57. Dimensiones Presa#1 - Macuto	116
Tabla 58. Dimensiones Presa#2 - Macuto	117
Tabla 59. Ubicación Presa#3 - Macuto	118
Tabla 60. Dimensiones Presa#3 - Macuto	118

Tabla 61. Ubicación Presa#4 - Macuto	119
Tabla 62. Dimensiones Presa 4 y Presa 5 - Macuto	119
Tabla 63. Ubicación Presa #5 - Macuto	120
Tabla 64. Generalidades - Germán	120
Tabla 65. Ubicación Presa#1 - Germán.....	121
Tabla 66. Ubicación Presa#2 - Germán.....	121
Tabla 67. Dimensiones Presa#1 y Presa#2 - Germán.....	121
Tabla 68. Generalidades - Osorio	122
Tabla 69. Ubicación Presa#1 - Osorio.....	122
Tabla 70. Dimensiones Presa#1 - Osorio	123
Tabla 71. Ubicación Presa#2 - Osorio.....	123
Tabla 72. Dimensiones Presa#2 - Osorio	124
Tabla 73. Generalidades - Piedra Azul.....	125
Tabla 74. Ubicación Presa#1 - Piedra Azul.....	125
Tabla 75. Dimensiones Presa#1 - Piedra Azul	125
Tabla 76. Ubicación Presa#2 - Piedra Azul.....	126
Tabla 77. Dimensiones Presa#2 - Piedra Azul	126
Tabla 78. Ubicación Presa#3 - Piedra Azul.....	127
Tabla 79. Dimensiones Presa#3 - Piedra Azul	127
Tabla 80. Ubicación Presa#4 - Piedra Azul.....	128
Tabla 81. Dimensiones Presa#4 - Piedra Azul	128
Tabla 82. Ubicación Presa#5 - Piedra Azul.....	129
Tabla 83. Dimensiones Presa#5 - Piedra Azul	130
Tabla 84. Generalidades - San Julián	130
Tabla 85. Ubicación Presa#1 - San Julián	131
Tabla 86. Dimensiones Presa#1 - San Julián.....	131
Tabla 87. Ubicación Presa#2 - San Julián	132
Tabla 88. Dimensiones Presa#2 - San Julián.....	132
Tabla 89. Ubicación Presa#3 - San Julián	133
Tabla 90. Dimensiones Presa#3 - San Julián.....	133
Tabla 91. Ubicación Presa#4 - San Julián	134

Tabla 92. Dimensiones Presa#4 - San Julián.....	134
Tabla 93. Ubicación Presa#5 - San Julián	135
Tabla 94. Dimensiones Presa#5 - San Julián.....	135
Tabla 95. Ubicación Presa#6 - San Julián	137
Tabla 96. Dimensiones Presa#6.....	137

SINOPSIS

Los aludes torrenciales se definen como masas compuestas de lodo, rocas, agua, aire, material vegetal y cualquier cantidad de material antropogénico, se generan en zonas montañosas con pendientes pronunciadas y se mueven por la acción de la gravedad. La velocidad y volumen adquirido por este tipo de flujo lo hacen extremadamente peligroso y su origen está asociado a la ocurrencia de deslizamientos durante lluvias prolongadas y de alta intensidad.

Las precipitaciones anuales promedio en el litoral del Estado Vargas son de 510 mm. En el año 1999, la cantidad de precipitación registrada en la estación meteorológica de Maiquetía fue de 1910 mm, más de tres veces el promedio anual registrado durante las décadas anteriores. Sólo 1207 mm se registraron durante el mes de diciembre. Las lluvias prolongadas durante ese mes contribuyeron a la formación de aludes torrenciales que arrasaron con centros poblados enteros y se estima que ocasionaron la muerte de aproximadamente 700 personas, haciendo de este el peor desastre natural en la historia reciente de Venezuela. Para prevenir la ocurrencia de otro evento similar, una de las propuestas de obras hidráulicas fue la construcción de presas para la retención de sedimentos que contribuyan a la mitigación del efecto destructivo de los flujos de detritos.

Cuando se diseñaron las presas de retención de sedimentos, la mayoría de los ingenieros venezolanos tomaron enfoques distintos entre sí, ya que no se habían enfrentado a alguna situación similar dentro del territorio nacional.

La intención de este TEG es documentar algunos de los criterios de diseño adoptados para las presas de retención de sedimentos propuestas en el estado Vargas como consecuencia de los deslaves ocurridos en el año 1999 y como solución a futuros eventos de lluvias extremas. Es un hecho que existen zonas vulnerables a este tipo de desastres, en los cuales siempre estará la amenaza, siendo necesaria la labor de los ingenieros en hacer uso de sus conocimientos para reducir esa vulnerabilidad sin subestimar la naturaleza.

1. INTRODUCCIÓN

La edad del planeta Tierra es de aproximadamente cinco mil millones de años, y como toda materia que se encuentra sometida a presiones externas, el paso de los años ha traído como consecuencia cambios climáticos, geológicos y geomorfológicos. En la Era Mesozoica surge por primera vez la Cordillera de La Costa, para quedar sumergida durante el Eoceno Interior y retomar altura desde el Cuaternario hasta nuestros días.

Hace diez mil años existió “la nación de Tarma”, un pueblo guerrero asentado en parte de la altiplanicie de la Cordillera, desde Punta Caraballeda hasta la Serranía del Ávila. Tras la llegada de los españoles, comenzó la creación de los puertos, lo cual provocó un auge económico en la zona costera. Con el paso del tiempo, y luego de la fundación de Vargas como entidad federal, la población aumentó considerablemente.

Los sectores del territorio que no fueron habitados por los antecesores porque se considera que tenían conciencia en cuanto a sufrir daños como resultado de fuertes precipitaciones, han venido siendo habitados de forma notable. Los conocidos abanicos fluviales, que ya serán explicados con más claridad en este trabajo, son muy evidentes en Vargas, dado que las pendientes pronunciadas de la Cordillera de La Costa se encuentran bruscamente con la planicie costera que limita con el Mar Caribe. Por lo que ante lluvias intensas, es lógico pensar que dichas zonas de planicie se encuentran en peligro.

En Vargas se tienen datos de la ocurrencia de aludes torrenciales desde 1798, lo cual advierte la vulnerabilidad de este territorio y sugiere evitar la construcción de poblaciones y/o considerar medidas para la mitigación de daños. Como no se tomaron las previsiones adecuadas, los días 15 y 16 de diciembre de 1999 se conocen como los días en que “la montaña avanzó hasta el mar llevándose todo a su paso”.

1.1. Planteamiento del problema

En diciembre de 1999 el estado Vargas fue protagonista de una de las catástrofes más impactantes de toda Latinoamérica, el flujo de detritos que se desarrolló fue responsable de la pérdida de una cantidad aún desconocida de vidas y estragos de cualquier infraestructura que se encontrara en su camino. Hoy en día, tras analizar lo sucedido, es un hecho que era imposible detener aquella amenaza, pero sí era factible reducir el riesgo.

La presencia de una cuenca bien vegetada, con pocas evidencias de deslizamientos o derrumbes, la ocurrencia de caudales insignificantes que descargaban anualmente en los ríos del litoral, aunado a la falta de memoria histórica de los pobladores del Estado Vargas y a la ausencia de estudios de vulnerabilidad de la zona, hicieron que se creara una sensación falsa de seguridad. En consecuencia, con el paso del tiempo la ocupación urbana se acrecentó más en los conos de deyección, construyéndose casas y edificios en la garganta de los torrentes y a ambos lados de las quebradas.

En Venezuela, se tenía conocimiento de eventos similares, pero ésta fue la primera vez en la que dicho fenómeno causó tantos daños. Nunca se había estudiado con exactitud el comportamiento de este tipo de flujo y, dada la magnitud de la tragedia, fue necesaria la investigación del mismo para la búsqueda urgente de soluciones a situaciones similares.

Esta condición de emergencia llevó a que los ingenieros de la época correlacionaran sus aproximaciones empíricas con las ecuaciones teóricas, obteniendo como resultado criterios de diseño para obras de protección ante eventos futuros, siendo entre las más importantes las presas de retención de sedimentos. Sin embargo, nunca se llegó a realizar una recopilación de la totalidad de esta información.

La construcción y mantenimiento de estas presas no puede considerarse como algo de solo aquel momento, sino más bien, tiene que volverse cultura para evitar desastres a futuro, así como también se debe conocer el comportamiento de este tipo de flujo en las zonas vulnerables al mismo. Es seguro que hechos como los del año 1999 volverán a

ocurrir, pero no se sabe cuándo. Por esta razón la documentación de todos los estudios realizados no solo representaría un aporte a la hidráulica venezolana, sino que serviría de base para el desarrollo de proyectos de este tipo de presas en el futuro.

1.2. Antecedentes

A continuación se presentan algunos de los trabajos que tocan temas relevantes a este TEG:

- López S., José Luis. (2010). Lecciones aprendidas del desastre de Vargas. Aportes científico-tecnológicos y experiencias nacionales en el campo de la prevención y mitigación de riesgo. Caracas: Editorial Lauiki.
- Suárez V., Luis Miguel (1993). Presas de corrección de torrentes y retención de sedimentos. Caracas: Ministerio del Ambiente y de los Recursos Naturales Renovables.
- Takahashi, Tamotsu. (2007). Debris Flow: Mechanics, Prediction and Countermeasures. USA: Taylor & Francis.
- Experiencia de las empresas y profesionales que estuvieron involucrados en el desarrollo de los proyectos de las presas de retención de sedimentos construidas en el estado Vargas después del año 1999.
- Martínez, Eduardo (2006). Hidráulica de zonas de riesgo. Casos reales [Presentación PPT].
- Martínez, Eduardo (2006). Hidrología e hidráulica para el diseño de obras de protección de torrentes [Presentación PPT]

- Martínez, Eduardo (2000). Dimensionamiento de obras de protección contra flujos de barro. Córdoba: Memorias XIX Congreso latinoamericano de hidráulica. Tomo III.
- López S., José Luis, García M., Reinaldo y Pérez H., David (2000). Los aludes torrenciales de diciembre de 1999 en Venezuela. Córdoba: Memorias XIX Congreso latinoamericano de hidráulica. Tomo II.

1.3. Alcances y limitaciones

1.3.1. Alcances

- Descripción teórica del comportamiento de flujo de detritos con base en los hechos ocurridos en Vargas en el año 1999.
- Interpretación y puntualización teórica de los criterios de diseño de las presas, no se desarrollaron las deducciones matemáticas respectivas.

1.3.2. Limitaciones

- Ausencia de registros de ocurrencias de eventos similares en Venezuela y falta de obras de protección en el estado Vargas.
- Registros escasos de precipitación (estaciones pluviométricas insuficientes).
- Carencia de mediciones sobre el comportamiento de flujo de detritos en los eventos de 1999 en el estado Vargas.
- Dispersión de información de los diferentes diseños de las presas de retención de sedimentos propuestas en Vargas por los deslaves de 1999.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo General

Documentar las soluciones propuestas para el diseño de las presas de retención de sedimentos con fines de protección para los hechos ocurridos en Vargas en diciembre de 1999.

1.4.2. Objetivos Específicos

- Describir el comportamiento del flujo de detritos.
- Describir los hechos ocurridos en Vargas en diciembre de 1999.
- Sistematizar los criterios de diseño de las presas de retención de sedimentos propuestas.

1.5. Metodología

Para el desarrollo del TEG, se utiliza una metodología de investigación donde se resume el estado del conocimiento con un enfoque en la aplicación práctica. Parte de la tarea de búsqueda de información consiste en entrevistas a los profesionales que estuvieron involucrados en el diseño de las presas de retención de sedimentos.

El trabajo se presenta en tres partes. La primera consiste en una explicación de conceptos claves para el entendimiento de las otras dos, incluyendo una descripción detallada del fenómeno de flujo de detritos. La segunda parte se enfoca en el estado Vargas, sus características y los eventos ocurridos en diciembre de 1999. Finalmente, la tercera parte consiste en un trabajo de recopilación y explicación de los criterios de diseño más importantes que se utilizaron en algunas las presas de retención de sedimentos propuestas.

1. MARCO TEÓRICO

2.1. Conceptos hidráulicos básicos

El análisis dinámico de un flujo se fundamenta en las ecuaciones del movimiento, con las cuales se establece la proporcionalidad entre las acciones sobre las partículas del fluido y las fuerzas inerciales que le corresponden. Dependiendo de las características del régimen, de las condiciones de contorno y de las propiedades del fluido, prevalcientes en cada caso, estas ecuaciones serán integrables y conducirán a formulaciones de utilidad práctica.

Si se toman en cuenta las fuerzas gravitacionales más las provenientes de los gradientes de presiones, se obtienen las ecuaciones de Euler, modelando así un fluido irreal. Y si a éstas se les incorpora las fuerzas de origen viscoso, surgen las ecuaciones de Navier-Stokes, sin embargo la integración analítica de este sistema es, por los momentos, imposible, salvo para algunos casos de flujo laminar con geometría sencilla de los contornos. Es aquí donde las ecuaciones de Saint-Venant, continuidad y ecuación dinámica del movimiento, juegan un papel primordial.

2.1.1. Descarga

La ecuación de la continuidad surge de un balance de masa realizado entre dos secciones de canal, constituyendo una herramienta básica para la resolución de problemas de fluidos como medio de expresión de la ley de la conservación de la masa. Dependiendo del caso de flujo a estudiar, esta ecuación se adapta a una variedad de formas complejas y permite hacer un análisis en la dirección principal del movimiento. A continuación se presenta una de las formas más generales de escribirla, considerando el caso de agua incompresible en una canal de geometría cualquiera, en condición no permanente de un régimen gradualmente variado:

$$VT \frac{\partial y}{\partial x} + V \left[\frac{\partial A}{\partial x} \right]_{y=cte} + A \frac{\partial V}{\partial x} + T \frac{\partial y}{\partial t} = 0 \quad (1)$$

Donde:

- V = velocidad del flujo (m/s).
- T = ancho de la sección de canal a estudiar (m).
- A = área de la sección de canal a estudiar (m²).
- y = profundidad de agua (m).

Para el régimen permanente, de la ecuación (1) se obtiene la expresión más común de la continuidad, donde el caudal es constante y se cumple:

$$Q = A \cdot V \quad (2)$$

Donde:

- Q = volumen por unidad de tiempo (m³/s).

2.1.2. Energía

Ahora bien, si se plantea un equilibrio instantáneo entre las fuerzas gravitacionales, de origen viscoso y de presión que actúan sobre un elemento de fluido, y la fuerza inercial equivalente al producto de la masa de ese elemento por la aceleración que experimenta, se obtiene la ecuación dinámica del movimiento (o ecuación de momentum) de un flujo no permanente en canales abiertos:

$$S_0 - \frac{\tau_0}{\gamma R} = \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{1}{g} V \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} \quad (3)$$

Donde:

- S_0 = pendiente del tramo.
- $\frac{\tau_0}{\gamma R}$ = gradiente de energía según la dirección principal del movimiento, también conocido como S_f .

Simplificando términos para régimen permanente y gradualmente variado se obtiene lo que se conoce por la ecuación de Bernoulli:

$$S_o - S_f = \frac{dy}{dx} + \frac{dv^2}{2g dx} \quad (4)$$

2.1.3. Velocidad

Depende de la posición de la partícula en el cauce, las irregularidades causadas por las rocas y el gradiente de flujo. El flujo puede ser laminar, donde todas las partículas tienen recorridos paralelos y similares, o turbulento, donde cada partícula tiene una trayectoria diferente. El flujo turbulento mantiene los sedimentos en suspensión durante más tiempo y juega un papel importante en la erosión del fondo del cauce.

2.1.4. Tránsitos

Con las ecuaciones señaladas anteriormente se logra estudiar el progreso o tránsito de una onda de avenida o creciente en ríos, de tal manera que conocido el hidrograma en una sección y las características del curso de agua, sea posible definir las relaciones de velocidad, caudal y profundidad de agua, siendo éstas variables en el tiempo. A continuación se presentan los más comunes para efectos de estudios en cauces de ríos:

2.1.4.1. Tránsitos Agregados de Crecientes

Se conocen como tránsitos hidrológicos, donde el flujo se calcula únicamente como una función del tiempo en un lugar en particular. Utiliza el principio de continuidad mediante expresiones de almacenamiento e hidrogramas de entrada con el objetivo de calcular hidrogramas de salida. Dependiendo del método podrían ser funciones lineales o no lineales:

– **Muskingum:**

Representa un modelo lineal del tránsito de caudales en corrientes y plantea relaciones caudal-almacenamiento variables. El almacenamiento volumétrico se obtiene de la combinación de una cuña y un prisma. Toma en cuenta dos parámetros que cumplen con el principio de la continuidad, la X se relaciona con la capacidad de almacenamiento del cauce en cada tramo, su valor se encuentra entre el rango de 0 – 0.5 y es de carácter adimensional. La K está definida por el tiempo que tarda la onda de creciente en desplazarse por el tramo considerado. Para un tránsito hidrológico, estos valores se suponen especificados y constantes para todo el rango de flujo.

$$S = K[XI + (1 - X)Q] \quad (5)$$

Donde:

- S = almacenamiento.
- I = caudal de entrada.
- Q = caudal de salida.

2.1.4.2. Tránsitos Distribuidos de Crecientes

Son tránsitos hidráulicos, basados en las ecuaciones de Saint-Venant para flujo unidimensional. Permiten el cálculo del caudal y profundidad de agua como funciones del tiempo y del espacio. Entre los más usados están:

• **Muskingum – Cunge:**

Cunge propone un método basado en los planteamientos de Muskingum, calculando los valores de X y K mediante parámetros hidráulicos y geometría de cauce, dado que en este caso ambos varían tanto en el tiempo como en el espacio.

- **Onda Cinemática:**

Es el modelo más simple ya que no toma en cuenta los términos de aceleración local, convectiva y presión en la ecuación de momentum.

- **Onda de Difusión:**

Desprecia los términos de aceleraciones locales y convectivas.

- **Onda Dinámica:**

Considera todos los términos de aceleraciones y presión dentro de la ecuación de cantidad de movimiento.

2.2. Ríos

Son cuerpos de agua conformados por partículas sólidas e iones disueltos procedentes de una cuenca. Fluyen a lo largo de su curso bajo los efectos de la gravedad por una trayectoria variable y producto de la capacidad de erosión del propio río junto con los aportes sólidos que transporta, generando así transformaciones morfológicas en su cauce.

Los ríos presentan caudales fluctuantes en función a las condiciones hidrológicas de la cuenca, dado que el agua de lluvia que cae sobre la misma es llevada a través de un cauce hasta el sitio de descarga.

2.2.1. Geometría

2.2.1.1. Sección transversal

Es irregular y diferente en todos los puntos del río y varía con la descarga. Está condicionada por la pendiente, la planta del cauce, la geología, el tipo de sedimentos, la vegetación de ribera y la acción humana.

La diversidad de formas de la sección transversal permite la existencia de zonas con distintos calados, velocidades y por tanto distintas granulometrías en el fondo y vegetación asociada.

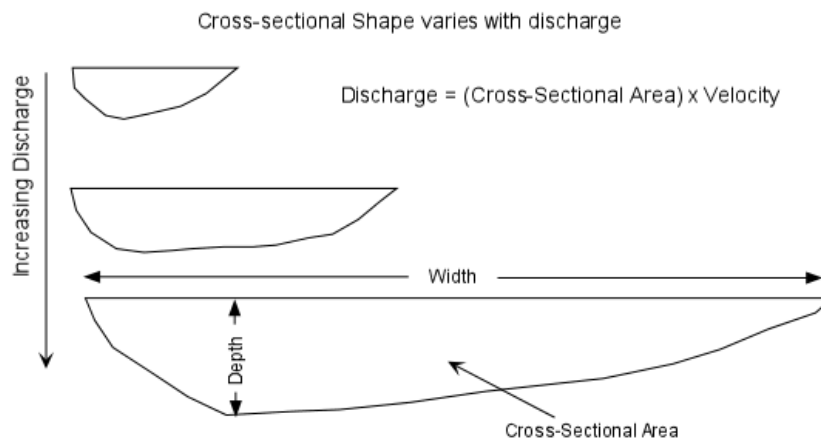


Figura 1. Variación de la sección transversal de un cauce con la descarga.

Referencia: (48)

2.2.1.2. Perfil longitudinal

Representa la pendiente del río a lo largo del cauce. Se encuentra determinada por la topografía de la cuenca, a su vez condicionada por la geología.

Tanto la forma de la sección transversal como el perfil longitudinal del cauce son el resultado del proceso de erosión-transporte-sedimentación en el cauce y por ello están

sujetos a la evolución en el tiempo. En este proceso intervienen la fuerza cortante del agua, la vegetación existente, los propios sedimentos y la forma y constitución del cauce.

Existe una relación entre el tipo y el tamaño de sedimento y el desarrollo del río. El desgaste natural que sufre el sedimento a lo largo de su avance en el río, aunado con la sedimentación de las partículas más gruesas debido a que la fuerza de arrastre del río disminuye al entrar en las zonas bajas con menor pendiente, trae como consecuencia la reducción del tamaño de sedimento a medida que el punto considerado se encuentra más lejos del sitio o fuente donde se originan los sedimentos tributados por el cauce.

2.2.1.3. Fondo

Definido como el nivel límite por debajo del cual el río no puede erosionar su cauce. En dicho punto de encuentro, el río se ajusta al nuevo fondo variando su perfil longitudinal. No tendrá variaciones en el tiempo si el flujo se encuentra con un cuerpo de roca muy resistente o con algún revestimiento artificial que impida continuar con la erosión.

2.2.2. El ecosistema fluvial

Se conoce como ecosistema al conjunto de elementos relacionados mediante una serie compleja de flujos de materia y energía. En este sentido, el ecosistema fluvial está definido principalmente por la interacción que existe entre el cauce y la cuenca, producto de la relación de los siguientes elementos: hidrología, sedimentos, morfología del cauce y el hábitat fluvial. Todos de carácter evolutivo.

La complejidad del sistema debido a las presiones a las que está sometido, hacen que sea sensible y vulnerable. Es por ello que ante cualquier necesidad de actuar sobre él, se requiere un análisis profundo de todas las variables que intervienen en el proceso de su desarrollo.

2.2.3. Aspectos Hidrológicos

En primer lugar, se debe resaltar el ciclo hidrológico ya que es el concepto fundamental de la hidrología. El agua que se evapora de los océanos y de la superficie de la Tierra, es llevada circulando como vapor de agua. A seguir, por el enfriamiento de las masas de aire, se condensa y precipita nuevamente en forma de lluvia o nieve, para luego ser interceptada parcialmente por la vegetación de la cuenca. Una parte se infiltra en los suelos, mientras que otra se convierte en escurrimiento superficial y descarga en los cauces de los ríos y quebradas, para finalmente ser trasladada al océano. Este inmenso sistema de agua puesto en funcionamiento por la energía solar y conducido por la gravedad, continúa de manera permanente en presencia o ausencia de la actividad humana.

Una vez que el agua procedente de la precipitación se integra a la cuenca, los procesos que se desarrollan a continuación se encuentran condicionados por parámetros asociados a ésta, como la permeabilidad del suelo, topografía, climatología de la zona, geología, distribución de la cubierta vegetal, entre otros. Es por ello que si se desea calcular caudales asociados a períodos de retorno diferentes es necesario disponer al menos de información pluviométrica en la cuenca o en sitios lo más cercanos posibles a ella.

Por otro lado, la escorrentía superficial también será función del tipo de evento, pues los eventos extremos de precipitación pueden ser detonantes de procesos de movimientos en masa, los cuales afectan el cauce de un río alterando su dinámica fluvial. Las mayores transformaciones en los ríos suceden en condiciones de creciente, por lo que se da mayor importancia al análisis de los caudales máximos asociados a determinados períodos de retorno.

2.2.4. Morfología de los ríos

Las complejidades que se presentan por la variabilidad en las dimensiones, patrones y perfiles de los sistemas fluviales hacen que su estudio sea un reto. La forma de los ríos y los procesos fluviales evolucionan simultáneamente, mediante procesos de ajuste mutuo, e

inevitablemente, los sistemas de clasificación simplifican un problema que en realidad es muy complejo. De cualquier forma, el esfuerzo por lograr una clasificación de acuerdo a su morfología se justifica para predecir su comportamiento basándose en su apariencia, para relacionar características hidráulicas con el comportamiento de los sedimentos según el estado morfológico y proporcionar mecanismos para extrapolar información recolectada en cualquier canal a otros de características similares, entre otros objetivos.

2.2.4.1. Clasificación fisiográfica de Davis

2.2.4.1.1. Torrentes

También conocidos como cauces jóvenes, son cursos de agua que están ubicados en zonas montañosas. Se caracterizan por poseer un cauce estable en forma de V, contenidos por abruptas laderas, crecientes rápidas, poca longitud y pendiente fuerte. Poseen un régimen hidrológico muy variable, pudiendo funcionar todo el año o quedar completamente secos durante el periodo de sequía. Se alimentan de pequeñas quebradas llamadas torrenteras. Debido a la acumulación de piedras y palos, el perfil longitudinal del torrente posee muchas discontinuidades. En general, las márgenes de los torrentes y las laderas del curso montañoso son suficientemente resistentes y estables.

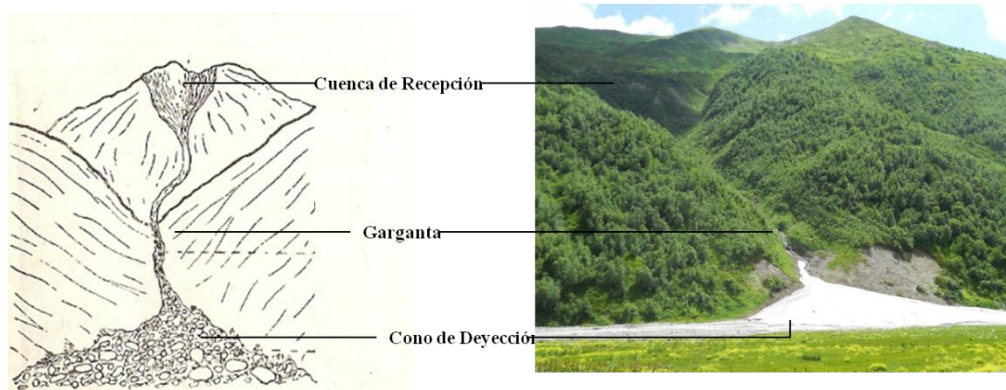


Figura 2. Partes de un torrente.

Imagen cortesía: Andreina Ortega

En este tipo de ríos se observan tres zonas:

- **Cuenca de recepción**

Es la parte superior y de mayor tamaño del torrente, su forma es muy similar a un abanico cóncavo y en ella se captan la mayoría de las aguas provenientes de la precipitación. Se compone de muchos cauces pequeños de fuertes pendientes, que concentran el flujo hacia la garganta. En esta zona predomina la erosión, ensanchamiento, ramificación y profundización de los cauces y es por esto que la mayor cantidad de aporte de sedimentos proviene de este lugar.

- **Garganta**

Esta parte se ubica aguas abajo de la cuenca de recepción, capta las aguas provenientes de la misma y constituye el cauce principal del torrente. Posee una pendiente longitudinal fuerte, pero menor a la de la cuenca. En crecientes, las velocidades que adquiere el flujo en esta zona son extremadamente altas y el transporte de materiales provenientes de la cuenca puede originar erosión en el lecho y en las márgenes, causando deslizamientos locales.

Debido a que los materiales que se encuentran en esta zona provienen de la cuencas, arrastre de fondo y de los deslizamientos que ocurren en las laderas, éstos poseen una gran variedad de tamaños. Los materiales sedimentados serán arrastrado por alguna crecida importante para ser reemplazados por otros, ya que el fenómeno predominante en esta zona es el transporte de sólidos.

- **Cono de deyección**

En esta zona, la pendiente alta de la corriente fluvial se topa con una planicie, produciendo una disminución brusca de velocidad, lo cual representa pérdida en el poder de

transporte del flujo y hace que los sedimentos se depositen en forma de abanico. Por esta razón, el torrente deposita los materiales arrastrados, llenando de lodo el fondo y ocasionando que éste se eleve y se observen cambios topográficos. Constituye la desembocadura del torrente hacia una llanura.

Cuando ocurre una creciente, se observa que las rocas de mayor tamaño se depositan en la parte superior, seguidamente se depositan los cantos rodados y así sucesivamente hasta que se deposita la arena en la base del cono. A medida que la velocidad del flujo disminuye, éste se ve obstruido por la acumulación de sedimentos, por lo que se divide en ríos tributarios. Una creciente de gran caudal depositará materiales de mayor tamaño más aguas abajo que uno de menor magnitud.

2.2.4.1.2. Ríos torrenciales

Estos ríos, también conocidos como cauces maduros, se presentan en valles amplios y se forman por la confluencia de dos o más torrentes. Se caracterizan por tener un solo canal de forma irregular, fondo de arena y limo, alto poder de arrastre, crecientes menos rápidas que las de los ríos jóvenes y pendiente de fondo media. Poseen una planicie de inundación. Su cauce es estrecho ya que tiene poca posibilidad de expandirse dentro del valle debido a la presencia de rocas y vegetación en sus laderas.

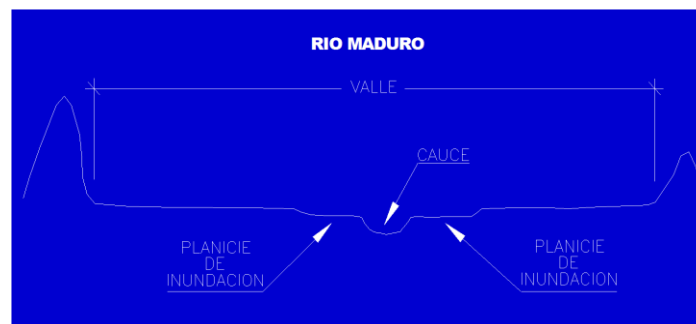


Figura 3. Sección transversal de un río maduro

Imagen cortesía: Eduardo Martínez

2.2.4.1.3. Ríos de llanura

Los ríos de llanura o cauces viejos, se presentan en valles amplios o planicies. Se caracterizan por presentar cauces de poca pendiente, poca velocidad y crecientes lentas. Son más anchos que los ríos torrenciales y llevan una gran cantidad de material fino en suspensión, por lo que tienden a formarse depósitos naturales de sedimentos a lo largo de las márgenes y dentro del propio cauce. Por lo general, en su recorrido presentan un comportamiento tortuoso, originando así los ríos meandrosos.

En su sección transversal tienen la característica de que sus bermas son más altas que los terrenos adyacentes. Esto provoca la formación de diques naturales o albardones, los cuales impiden el regreso al cauce principal de las aguas desbordadas.



Figura 4. Sección transversal de un río viejo

Imagen cortesía: Eduardo Martínez

2.2.4.2. Clasificación según la forma del cauce

2.2.4.2.1. Ríos rectos

Son ríos cuyo trazado en planta posee poca sinuosidad, siendo esta la relación entre la distancia entre dos secciones a lo largo del cauce y la distancia en línea recta entre las mismas. Si la sinuosidad es menor a 1.5, se considera que el río es recto. Por lo general, se presentan en tramos pequeños y son transitorios, ya que cualquier disturbio local o irregularidad del cauce produce flujos transversales que dan origen a curvas y meandros.

2.2.4.2.2. Ríos trenzados

Están constituidos por varios cauces que se cruzan y separan a lo largo de su recorrido. Se forman, entre otras causas, por la gran cantidad de sedimentos que el cauce es incapaz de transportar y por la presencia de bancos fácilmente erosionables, lo que ocasiona un aumento del ancho del río durante grandes crecientes que da lugar a la formación de barras que luego se estabilizan formando islas. Esto ríos tienen un comportamiento impredecible, debido a que son muy inestables y cambian su alineamiento constantemente.



Figura 5. Río trenzado

Referencia: (9)

2.2.4.2.3. Ríos meandrosos

Llevan este nombre por presentar curvas alternadas en forma de "S". Presentan tanto movimiento lateral como longitudinal, el cual es causado por la formación y destrucción de codos, los cuales son formados por un proceso de erosión y deposición. Están constituidos por material aluvional y se clasifican a su vez en regulares e irregulares. Los regulares están formados por meandros de la misma curvatura, amplitud y frecuencia, mientras que los irregulares no, son deformes.



Figura 6. Río meandroso

Referencia: (60)

2.2.5. Erosión, arrastre y sedimentación

Los ríos erosionan porque tienen la habilidad de arrastrar fragmentos de roca y transportarlos a un nuevo espacio, donde son depositados y cuya acumulación progresiva da lugar a formaciones en las zonas próximas al cauce del río. El tamaño de estos fragmentos depende tanto de la velocidad como del tipo de flujo (laminar o turbulento).

2.2.5.1. Planicies de inundación

Zonas próximas al cauce de un río inundadas periódicamente por él durante una crecida, cuando el caudal del curso de agua aumenta en tales proporciones que el cauce del río resulta insuficiente para contenerlo. Al desbordarse el río, la velocidad con la que aumenta el caudal es muy rápida, pero en estas zonas dado que el paso disponible para el avance del agua ahora es mayor, disminuye la velocidad, dando lugar a la sedimentación de materiales finos.

2.2.5.2. Depósitos

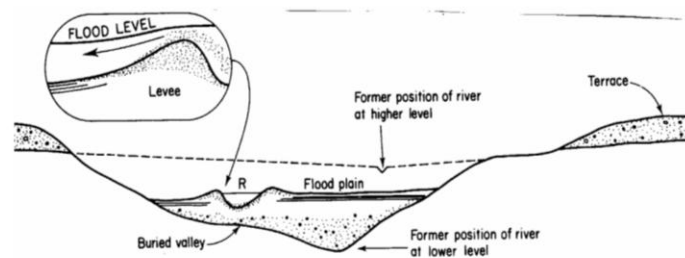


Figura 7. Planicies de inundación de un río

Referencia: (21)

La velocidad del flujo es variable en toda la trayectoria del río. Existen zonas donde ocurren cambios bruscos de la misma, causando la deposición de sedimentos. Cuando una partícula se moviliza con el flujo de alta velocidad pero se ve desplazada al sector de baja velocidad, ésta abandonará la suspensión para comenzar a depositarse. Al tratarse de un cambio de alta a baja velocidad, los fragmentos más gruesos se irán depositando a lo largo de la superficie, construyendo eventualmente un dique natural.

Durante una inundación, al aumentar la descarga de agua el río comenzará a desbordarse y circular por las superficies adyacentes, donde habría una disminución repentina de la velocidad. Los diques y las llanuras de inundación son resultado de este proceso.

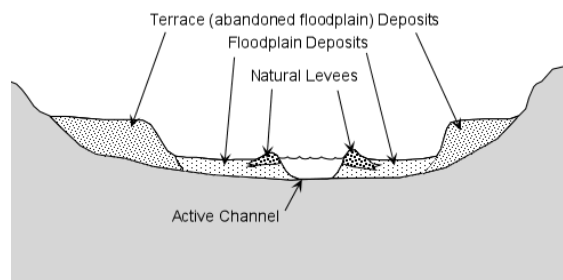


Figura 8. Formación de depósitos en un cauce

Referencia: (21)

Si el gradiente de flujo cambia súbitamente al desembocar en un terreno llano, océano o lago, habría un decrecimiento en la velocidad del mismo, provocando la deposición de sedimentos que ya no pueden ser transportados. En consecuencia, se forman los conos de deyección y deltas, respectivamente.

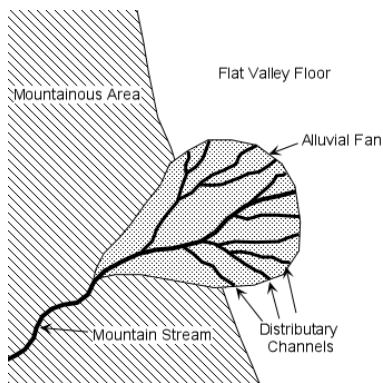


Figura 9. Vista en planta de un cono de deyección
Referencia: (48)

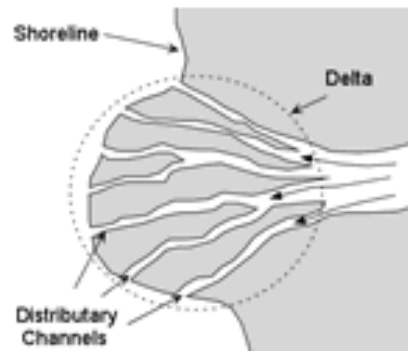


Figura 10. Vista en planta de un delta
Referencia: (48)

2.2.5.3. Terrazas

Pequeñas plataformas que en un momento anterior constituyeron llanuras aluviales. Se forman cuando el flujo compuesto por sedimentos socava su cauce a un nivel subyacente.

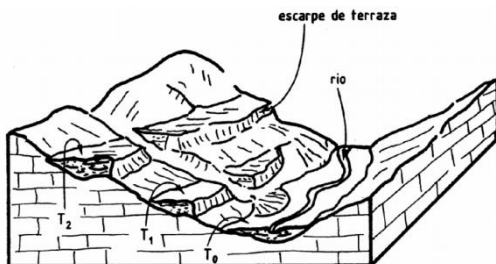


Figura 11. Terrazas escalonadas
Referencia: (21)

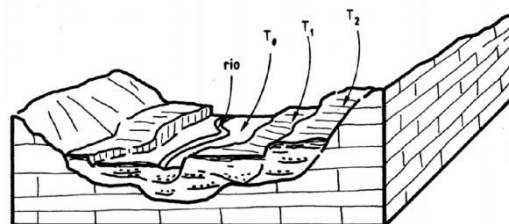


Figura 12. Terrazas encajadas
Referencia: (21)

2.2.5.4. Delta

Accidente geográfico causado por la desembocadura de un río en un lago u océano, se forma debido a que el río aporta más sedimentos de los que el mar o lago pueden redistribuir. Igualmente ocurre una reducción en la velocidad de la corriente fluvial, provocando la acumulación de sedimentos y obstruyendo el flujo de tal manera que se originan afluentes. Los deltas se desarrollan en las afueras de las costas, por lo que solo mantendrán su forma si el mar no es lo suficientemente fuerte para remover los sedimentos.



Foto cortesía: Google Earth.

Figura 13. Delta del Río Orinoco, Venezuela

2.2.5.5. Arrastre de fondo

El arrastre de fondo consiste en el movimiento de los sedimentos que pertenecen a la capa de fondo saltando, rodando o deslizando. Es el efecto de la fuerza cortante del agua sobre el fondo del cauce. Normalmente, las partículas más finas son transportadas en suspensión por los ríos y la tendencia a depositarse en el fondo es contrarrestada por la turbulencia del cauce, que las levanta y mantiene en movimiento. Sin embargo, las partículas de arena gruesa, grava, cantos rodados y peñones no son arrastradas por la

corriente mediante el mecanismo de suspensión, sino que su transporte ocurre por el arrastre de fondo. Cuando llega la creciente, la magnitud de la fuerza cortante en el fondo aumenta considerablemente, permitiendo el arrastre del material grueso.

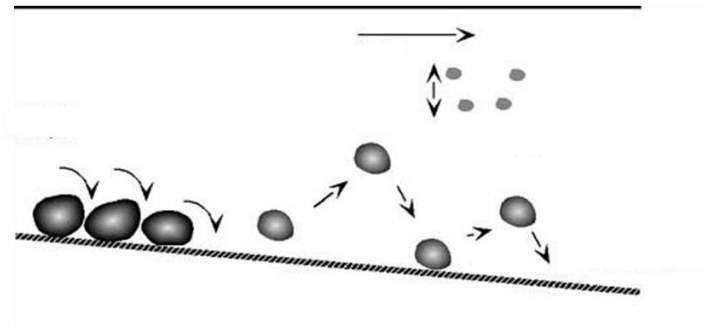


Figura 14. Mecanismos de arrastre de sedimentos

Referencia: (59)

Al ocurrir una creciente violenta, los sedimentos arrastrados pueden llegar a ser grandes bloques de roca con un alto potencial de causar daños a la infraestructura que se encuentre en su camino.

La acción del arrastre de fondo para un flujo permanente, donde no existen fuerzas de inercia y se tenga el equilibrio de fuerzas en la dirección del flujo, viene dada por la siguiente expresión:

$$\tau = \gamma SR \quad (6)$$

Donde:

- τ : esfuerzo cortante en el fondo.
- γ : peso específico del agua.
- S: pendiente de fondo.
- R: radio hidráulico.

2.3. Aludes torrenciales

Los aludes torrenciales son flujos que se generan en laderas donde el suelo se satura durante eventos de lluvia excepcional, adquiriendo fuerza a medida que la intensidad y

duración de la tormenta aumentan. Dependiendo del tipo, pueden estar compuestos de lodo, rocas, agua, aire, material vegetal, vehículos, restos de viviendas y cualquier otro material antropogénico. Son impulsados por la fuerza de gravedad y comprenden procesos de desprendimiento, transporte y deposición de partículas bajo la acción del agua. El evento principal que dispara su formación es la lluvia sobre suelos previamente saturados. Cuando el flujo alcanza las zonas de menor pendiente, los sedimentos se van depositando debido a la pérdida de energía cinética, formando líneas paralelas a la dirección del flujos

En este aparte se hará énfasis en un tipo de alud torrencial, el flujo de detritos, debido a que este es el que más daños causó durante los eventos que se desarrollaron en diciembre de 1999 en el estado Vargas.

2.3.1. Propiedades de los fluidos

Dado que los aludes torrenciales son flujos cuyo comportamiento difiere al de uno de agua con sedimentos, se han tenido que estudiar modelos matemáticos e hidráulicos para poder explicar con detalle el desarrollo de los mismos. Para entender mejor el comportamiento de los aludes torrenciales es importante entender la diferencia entre un fluido newtoniano y uno no newtoniano:

2.3.1.1. Fluidos Newtonianos

Los fluidos newtonianos son aquellos cuya relación esfuerzo cortante y velocidad de deformación es lineal. En este tipo de fluidos, la viscosidad puede considerarse constante en el tiempo (a menos que ocurran cambios de temperatura), poseen propiedades elásticas, son incomprensibles e isotrópicos. Corresponden a los gases, la mayoría de los líquidos y disoluciones. Se rigen por la ecuación:

$$\tau = \mu \frac{\partial u}{\partial y} \quad (7)$$

Donde:

- μ = viscosidad dinámica o absoluta del fluido.
- $\frac{\partial u}{\partial y} = \dot{\gamma}$ = gradiente de velocidad o velocidad de deformación del fluido.

2.3.1.2. Fluidos no Newtonianos

Los fluidos no newtonianos son aquellos cuya viscosidad varía según el esfuerzo aplicado. A diferencia de los fluidos newtonianos, que pueden ser descritos exclusivamente por parámetros como temperatura y presión, el comportamiento físico de los fluidos no newtonianos depende de la fuerza aplicada en un momento determinado. Como se observa en la Fig. 15, la relación entre el esfuerzo cortante y la deformación no es lineal.

Por otro lado, existen fluidos de esta clase cuyas tensiones tangenciales dependen tanto del gradiente de velocidad de deformación como del tiempo, entre ellos los fluidos tixotrópicos y reopécticos. Los viscoelásticos, poseen propiedades elásticas y viscosas, dependen del tiempo y aún en ausencia de fuerzas, la velocidad de deformación puede tener un valor. Mientras que los fluidos independientes del tiempo, se definen únicamente por la variación de la velocidad de deformación, que para fines de este trabajo de grado se explicarán a continuación.

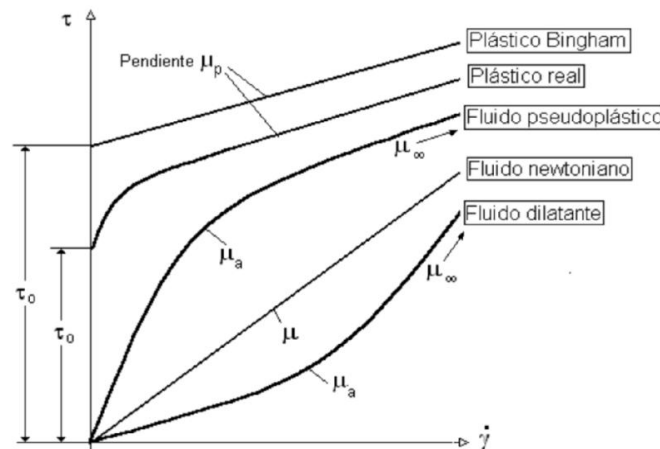


Figura 15. Variación esfuerzo-deformación de los fluidos

Referencia: (22)

- Plástico Ideal o de Bingham

Se comportan como fluidos newtonianos una vez que alcanzan un esfuerzo cortante límite ya que la relación esfuerzo-deformación es lineal, por debajo de este valor presentan las características de un sólido, es decir, no se deforman. Este estado se conoce como viscosidad plástica, representado por la siguiente ecuación:

$$\tau = \tau_o + \mu_p \left(\frac{\partial u}{\partial y} \right) \quad (8)$$

Donde:

- τ_o = esfuerzo cortante límite.
- μ_p = viscosidad plástica del fluido.

- Pseudoplásticos

No requieren de un esfuerzo mínimo para comportarse como un fluido, la relación entre la viscosidad y la velocidad de deformación es inversamente proporcional, tienden a fluir mejor a medida que el esfuerzo cortante se eleva. Están compuestos por macromoléculas que se orientan según la dirección del esfuerzo aplicado.

$$\tau = k \cdot \dot{\gamma}^n \quad \text{siendo } n < 1 \quad (9)$$

Donde:

- k = ctte = índice de consistencia.
- n = ctte = índice de comportamiento (indicativo de la desviación respecto al fluido con comportamiento newtoniano).

- Dilatantes

Son fluidos poco comunes ya que su viscosidad aumenta con el incremento de la velocidad de deformación y del esfuerzo, por lo que algunos fluidos dilatantes tienen la peculiaridad de convertirse de líquido a sólido con tan solo la aplicación de una fuerza.

$$\tau = k \cdot \dot{\gamma}^n \text{ siendo } n > 1 \quad (10)$$

Donde:

- $k = \text{cte} = \text{índice de consistencia.}$
- $n = \text{cte} = \text{índice de comportamiento (indicativo de la desviación respecto al fluido con comportamiento newtoniano).}$

2.3.2. Factores que intervienen

2.3.2.1. Estabilidad de ladera

La susceptibilidad de un material, ya sea consolidado o no, para desplazarse a lo largo de una montaña en forma de movimiento masivo, se encuentra determinada por la pendiente de una ladera.

Como se muestra en la Fig. 16, un cuerpo de roca o cualquier sedimento ubicado en una ladera está gobernado por dos fuerzas opuestas que determinarán la estabilidad del mismo. El esfuerzo cortante es la fuerza encargada de causar movimiento paralelo a la pendiente de la ladera, representado por dos componentes gravitatorias, una perpendicular a la superficie y otra tangencial. La resistencia de corte, es la resistencia interna por unidad de área que una masa de suelo ofrece para vencer el movimiento del cuerpo, está conformada por la fricción, la fuerza normal y la cohesión entre partículas.

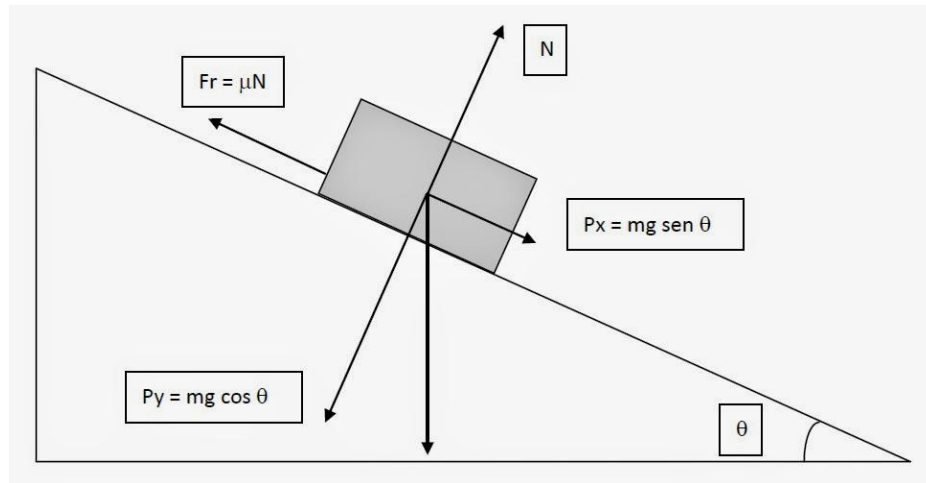


Figura 16. Diagrama de cuerpo libre de un cuerpo de suelo sobre una ladera
Referencia: (57)

El cociente entre la resistencia de corte y el esfuerzo cortante determinará si el material de suelo resulta probable a deslizamiento. Ambas magnitudes están relacionadas con la pendiente de la ladera, ya que el ángulo de ésta afecta directamente las componentes de las fuerzas, mientras más alto sea el valor del ángulo, el esfuerzo cortante será mayor. La resistencia de corte de una masa de suelo puede verse debilitada por la erosión, unión con restos de plantas y saturación por lluvias intensas.

Por otro lado, existen otros agentes que afectan la estabilidad de las laderas, entre los más importantes se mencionan: la presencia de fallas y fracturas en los macizos rocosos, las excavaciones y movimientos de tierras por parte de los humanos y los terremotos.

2.3.2.2. Ángulo de reposo de ladera

La gravedad es la fuerza que conduce el movimiento masivo de suelo y sedimentos no consolidados, mientras que la fricción le aporta resistencia al desplazamiento. Ambos vectores dependen del ángulo de reposo, siendo éste el ángulo máximo de pendiente en el

que la partícula se mantiene sin moverse y está definido por las características propias de la partícula (tamaño, rugosidad, humedad, esfericidad y homogeneidad).

En las pendientes con ángulo mayor al ángulo de reposo de la partícula, la fricción no es suficiente para contener la gravedad, por lo que comienzan los procesos de desgaste de suelo y la velocidad del movimiento dependerá de la diferencia entre ángulos. En cambio, si el escenario es al contrario, se comienzan a acumular los sedimentos para formar pendientes más pronunciadas.

2.3.2.3. El Agua

Este elemento no solo actúa como medio de transporte de las partículas, sino que juega un papel importante en la composición interna de la masa de sedimentos.

Los sedimentos húmedos poseen cohesión porque el agua recubre las partículas y hace que los granos permanezcan juntos, aumentando la tensión superficial y el ángulo de reposo. Cuando los suelos se saturan, todos los poros se encuentran llenos de agua y el peso de ésta ejerce presión entre los mismos, suprimiendo el contacto entre granos. De esta manera, la fricción entre partículas y el ángulo de reposo disminuyen notablemente provocando que el suelo se comporte como un fluido.

2.3.3. Aportes de sedimentos

2.3.3.1. Deslizamientos

Movimiento de rocas, suelo y material orgánico a lo largo de una pendiente de montaña y sobre una superficie de falla, regido por los efectos de la gravedad y las formas de relieve que resultan del mismo desplazamiento, ver Fig. 17. Donde la mayor parte del material se mueve como un solo cuerpo de masa con poca deformación interna.

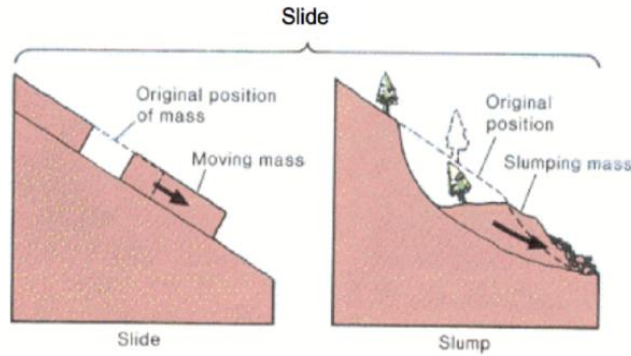


Figura 17. Formas de deslizamientos

Referencia: (24)

La superficie de ruptura se crea por la absorción de agua a una profundidad determinada, lo que implica un cambio de densidad de la capa subyacente. Cabe destacar que ya sea al inicio de la fractura o en el transcurso, si las propiedades del cuerpo de masa cambian, dentro del deslizamiento se pueden desarrollar otros tipos de movimiento. De acuerdo al mecanismo de falla, los deslizamientos se pueden clasificar de la siguiente manera:

2.3.3.1.1. Deslizamientos superficiales

El agua que satura las masas aunado a la inclinación de la pendiente, aumenta el peso del cuerpo de partículas de suelo, desequilibrando el sistema de fuerzas por la acción de la gravedad y la disminución de la fuerza resistente del esfuerzo cortante, provocando así deslizamientos superficiales.

En masas de tierra sobre vertientes de pendientes pronunciadas, la condición dinámica y natural que altera constantemente su naturaleza, bien sea por el cambio de vegetación sobre ella o el humedecimiento de las mismas, cíclicamente con el clima, producen estos movimientos masivos. Es decir, una vez que dichas masas se deslizan, y se regeneran, lo que sucede como consecuencia de aportes de materiales provenientes de sitios aledaños y desarrollo de nueva cobertura vegetal, las convierte nuevamente en masas propensas a nuevos deslizamientos.

Es por ello que donde se observen estas áreas desnudas que semejan “arañazos” son los sitios potenciales que se deben identificar, y aún más estudiar sus características (pendiente, tipo de suelo, entre otras), de manera que se establezcan correlaciones que permitan identificar y mapear áreas potenciales de deslizamiento superficial.



Figura 19. Fotografía de los deslizamientos superficiales de la cuenca media de la Qda. Tacagua después de los deslaves de Vargas de 1999, Venezuela

Referencia: (25)



Figura 18. Fotografía de los deslizamientos superficiales de la cuenca baja del Río Cerro Grande después de los deslaves de Vargas de 1999, Venezuela

Referencia: (25)

2.3.3.1.2. Deslizamientos rotacionales

Deslizamiento donde la superficie de ruptura es cóncava y el movimiento es rotacional con respecto a un eje situado por encima del centro de gravedad de la masa desplazada. La parte delantera se mueve pendiente abajo, mientras que dentro del mismo deslizamiento ocurren otros desplazamientos curvos que forman los escarpes, a su vez el material de cabecera se inclina contra la ladera generando depresiones propensas a la acumulación de agua y por ende a la reactivación.

Presentan una velocidad lenta a moderada y se ven acelerados por lluvias excesivas; suelen ocurrir en materiales homogéneos, sean naturales o artificiales, como suelos arcillosos, residuales y terraplenes de relleno.

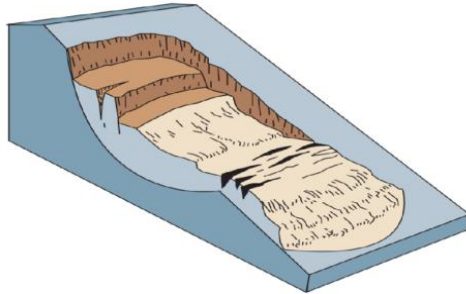


Figura 21. Deslizamiento Rotacional

Referencia: (19)

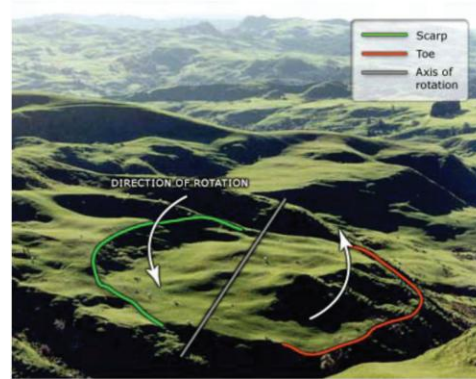


Figura 20. Fotografía de un deslizamiento rotacional ocurrido en Nueva Zelanda

Referencia: (19)

2.3.3.1.3. Deslizamientos Traslacionales

El cuerpo de masa se desliza hacia fuera y hacia abajo a lo largo de una superficie relativamente plana con poca inclinación y movimiento rotacional escaso. Las superficies de ruptura suelen ser zonas de cambio a la resistencia cortante. Son deslizamientos progresivos sobre distancias considerables si la superficie de falla es lo suficientemente inclinada y pueden llegar a convertirse en flujos, a diferencia de los rotacionales, donde a medida que avanza restaura el equilibrio.

Se denominan deslizamientos en bloques cuando el material se desplaza sobre superficies únicas en macizo rocoso. Deslizamientos en cuña cuando el cuerpo de masa se encuentra entre dos discontinuidades. Y se le llaman corrimientos cuando el material se trocea durante el deslizamiento, generando una acumulación tipo escalera. Los deslizamientos traslacionales generalmente son controlados por estructuras de suelo como: fallas, fracturas, planos de estratificación, foliación, entre otros.

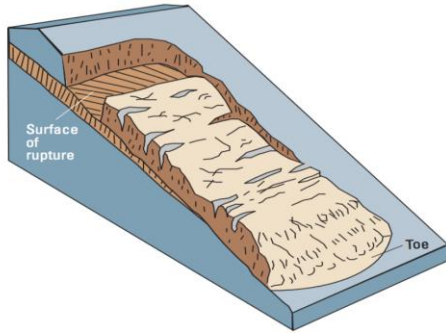


Figura 22. Deslizamiento Traslacional

Referencia: (19)



Figura 23. Fotografía de un deslizamiento traslacional ocurrido en el 2001 en Columbia Británica, Canadá

Referencia: (19)

2.3.3.2. Extensiones laterales

Movimientos masivos de tierra o roca que suelen extenderse sobre pendientes suaves o terrenos planos, especialmente donde la capa superficial más fuerte de roca o tierra se extiende y se mueve sobre una capa débil subyacente.

En las extensiones de roca, el terreno sólido se extiende y se fractura, separándose lentamente de la base estable y desplazándose sobre la capa más débil, sin necesidad de formar una superficie de ruptura reconocible. El estrato de suelo más suave y débil presiona hacia arriba, lo cual se evidencia en forma de fracturas y divide la extensión en bloques.

En las extensiones de tierra, la capa estable más externa se extiende a lo largo de la capa débil que ha fluido debido a la licuefacción del suelo o deformación plástica del mismo. Si la capa débil es lo suficientemente gruesa, el material que se encuentra por encima, podría hundirse, rotar, trasladarse, desintegrarse e incluso fluir.

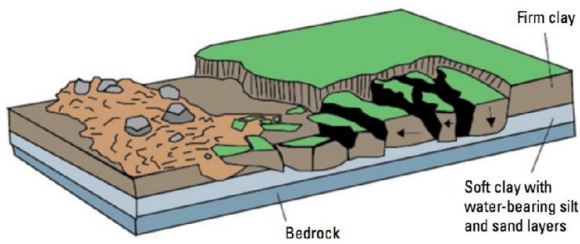


Figura 24. Extensión Lateral

Referencia: (19)



Figura 25. Fotografía del daño causado a una vía por una extensión lateral producto de un terremoto, en California, Estados Unidos

Referencia: (19)

2.3.3.3. Caídas

Desprendimiento de suelo y/o roca de una pared muy pronunciada, en forma de caída libre. Se originan como consecuencia de acciones antrópicas, terremotos o por el desgaste natural de la pendiente debido a socavación por ríos, erosión, congelamiento y deshielo. Estos cuerpos suelen separarse abruptamente y caen sobre una pendiente de ángulo mucho menor de la que se encontraban, por lo que el impacto puede llegar a fracturar el material y hacer que los fragmentos rueden sobre la superficie de caída.

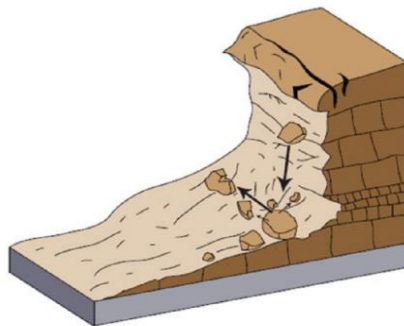


Figura 26. Caída

Referencia: (19)



Figura 27. Fotografía de una caída ocurrida en el 2005 en Colorado, Estados Unidos.

Referencia: (19)

2.3.3.4. Volcamientos

Se reconocen por la rotación hacia fuera de la pendiente de una masa de suelo o roca alrededor de un punto o axis que se encuentra por debajo del centro de gravedad del cuerpo de masa. Están causados por el empuje que genera la presencia de agua o hielo en grietas, y por la desestabilización que produce la gravedad.

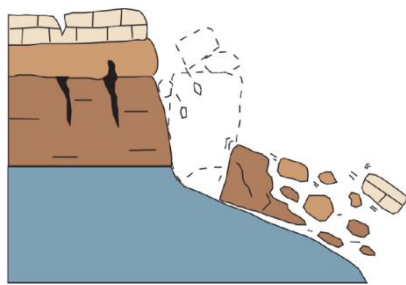


Figura 28. Volcamiento

Referencia: (19)



Figura 29. Fotografía de un volcamiento ocurrido en Columbia Británica, Canadá

Referencia: (19)

2.3.4. Tipos de aludes torrenciales

Según Julien y O'Brien (1997), los flujos pueden ser clasificados como inundaciones de agua y barro (mud floods), flujos de barro (mudflow) y flujos de detritos (debris flows).

2.3.4.1. Inundaciones de agua y barro

Son flujos hiperconcentrados cuya concentración volumétrica de sedimentos varía entre 20% y 40%. Poseen una turbulencia elevada y la mayoría de los sedimentos que lo componen son partículas no cohesivas como las arenas y los limos.

2.3.4.2. Flujos de barro

Son flujos compuestos principalmente de limos y arcillas, cuya concentración volumétrica varía entre 40% y 55%. Estas altas concentraciones cambian las propiedades del fluido, provocando que se comporte como una masa viscosa capaz de movilizar peñones sobre su superficie.

2.3.5. Flujos de detritos

De los tres tipos de flujo, el de detritos es el más destructivo. Están compuestos de una mezcla de barro, rocas, material vegetal y hasta restos de viviendas, vehículos y otros materiales de origen antropogénico. Como regla general, se considera que es un flujo de detritos si la mitad de la fracción sólida está compuesta por granos mayores que las arenas. Su comportamiento es el de un fluido no newtoniano.

2.3.5.1. Descripción del fenómeno

Una masa de tierra en una ladera está sometida a la fuerza de la gravedad y a la fuerza resistente del esfuerzo cortante. A la fuerza de la gravedad se le suman las cargas super impuestas que esta masa pueda tener y la fuerza resistente depende de las características del suelo, la superficie de deslizamiento y la pendiente.

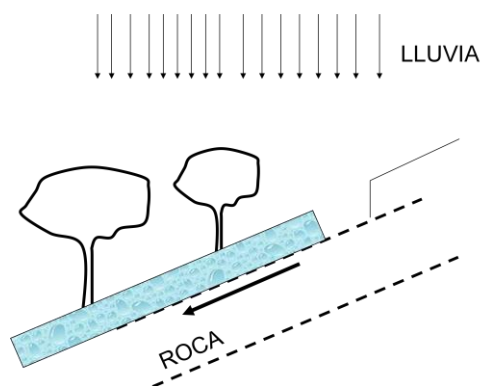


Figura 30. Deslizamiento de un bloque de masa

Imagen cortesía: Eduardo Martínez

El peso propio de la masa en conjunto con el del agua causan que la masa de suelo se deslice para incorporarse al cauce principal donde ya está ocurriendo la crecida. A medida que pasa el tiempo se agrega más material proveniente de las laderas, provocando un aumento en el peso específico del fluido. Como consecuencia, ocurre el incremento de las fuerzas tractivas ($\tau = \gamma SR$) en el fondo del cauce, lo cual dispara un fuerte proceso erosivo que hace que el mismo material socavado se agregue al flujo. La erosión es tan violenta que deja al descubierto grandes rocas, que luego son levantadas por el flujo para ser transportadas hacia aguas abajo.

El fluido se convierte en un barro cuyo desplazamiento hacia aguas abajo se asemeja al del cemento deslizándose por una rampa. Takahashi (1991) observó que este tipo de flujo posee características permanentes si se analiza en ventanas muy cortas de tiempo. Esto es evidenciado por la aparición periódica de frentes de ola cuya formación parece ser causada por la remoción discontinua del material presente en los puntos donde el fondo cambia bruscamente de pendiente. En otras ocasiones, el material inestable perteneciente al fondo se moviliza como consecuencia de la destrucción violenta de represamientos formados por material vegetal y rocas, donde la ola generada produce una erosión de fondo instantánea.

Inicialmente, el caudal de barro posee menor velocidad y escurre por debajo del de agua, pero a medida que aumenta el peso específico debido a la incorporación del material erosionado, la velocidad del de barro aumenta hasta igualar y superar la del agua. Debido a las fuerzas de arrastre y ascensionales, es en este punto que el barro comienza a fluir sobre la superficie del flujo de agua y se observa la parte frontal de la ola, referida por su nombre en inglés como "snout". Se observa que en la matriz del flujo las rocas de mayor tamaño se desplazan por encima de las de menor tamaño.

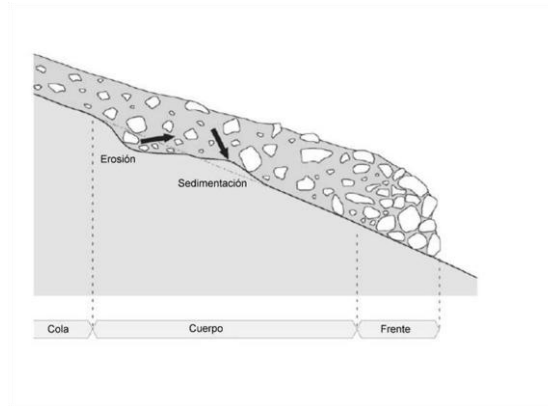


Figura 31. Partes de un flujo de detritos

Referencia: (6)

2.3.5.2. Comportamiento del flujo

De la observación de fotografías tomadas cada segundo de un flujo de detritos controlado, Takahashi concluye lo siguiente:

- El frente de onda se asemeja a una ola, donde la profundidad del flujo aumenta repentinamente sin la presencia de flujo precedente.
- La parte frontal posee muy poca agua y es la zona donde se concentran las rocas de mayor tamaño. En esta etapa se puede decir que es un flujo de rocas.
- El flujo de rocas dura solo unos segundos, después se observa un flujo de barro que va disminuyendo a medida que pasa el tiempo.
- El flujo viene acompañado de ruido y vibraciones violentas que sacuden el suelo.
- La parte de flujo con mayor sección transversal se observa poco después de la llegada del frente, con una disminución marcada a medida que transcurre el tiempo.

También, Takahashi (1991) observó que el flujo de detritos alcanza su mayor velocidad en la zona más aguas arriba, adquiriendo una desaceleración marcada al entrar en el cono de deyección, como consecuencia de la reducción de la pendiente en esta zona.



Figura 32. Flujo de detritos donde se observa el frente con rocas.

Referencia: (50)

Adicionalmente, Takahashi relaciona la profundidad y la velocidad superficial de mediciones extraídas de un evento de flujo de detritos, donde concluye que para una misma profundidad de flujo, la parte frontal es más lenta que la parte trasera.



Figura 33. Flujo de detritos en Los Corales - Río San Julián. Vargas, Venezuela

Fotografía: Daniel Salcedo

2.3.5.3. Densidad

Un muestreador de sedimentos colocado en una de las estructuras de consolidación de las quebradas estudiadas por Takahashi, capturó en varias ocasiones una porción del frente de cada evento de flujo de detritos. El análisis de estas muestras reveló que las densidades específicas de estas mezclas de agua y sólidos estaba entre 1.4 gr/cm^3 y 1.85 gr/cm^3 .

2.3.5.4. Proceso de deposición

Luego de un evento de flujo de detritos, se observa que las piedras se depositan de mayor a menor tamaño a medida que avanzan aguas abajo en el cono de deyección. Takahashi clasifica el flujo de detritos según el volumen depositado de la siguiente manera:

- Flujo de detritos especialmente grande: Volumen $> 15000 \text{ m}^3$.
- Flujo de detritos grande: Volumen $> 4000 \text{ m}^3$.
- Flujo de detritos mediano: Volumen $> 1000 \text{ m}^3$.
- Flujo de detritos pequeño : Volumen $< 1000 \text{ m}^3$.

En general, se observa que en los depósitos de sedimentos, las rocas de mayor tamaño promedio se encuentran más cercanas a la superficie que las ubicadas en la parte inferior, de manera que la estructura del depósito está gradada inversamente. Es mediante la presencia de estos depósitos que es posible identificar sitios donde pudieron haber ocurrido eventos de flujo de detritos en el pasado.



Figura 34. Depósito donde se observa gradación inversa de los sedimentos

Fotografía: Daniel Salcedo

3. EL ESTADO VARGAS

3.1. Geografía

Se encuentra localizado al norte de Venezuela en el Litoral Central, limitando al norte con el Mar Caribe, al sur con los estados Miranda , Aragua y el Distrito Capital, al este con Miranda y al oeste con Aragua.

Después de los estados Distrito Capital y Nueva Esparta, Vargas es la tercera entidad federal más pequeña con una superficie de 1497 km². Su capital es La Guaira y está conformado por las siguientes parroquias: Caraballeda, Carayaca, Carlos Soubllette, Carua o, Catia La Mar, Macuto, El Junko, Maiquetía, Naiguatá y Urimare.



Figura 35. Parroquias del Estado Vargas

Dibujo cortesía: Diana dos Ramos

Actualmente, la población es de 398018 habitantes, y en su mayoría residen en la zona metropolitana del centro del Estado, en los alrededores habitan cantidades más reducidas y con carácter predominantemente rural. El desarrollo económico está impulsado por el turismo, la pesca y la agricultura.

3.2. Geomorfología

El norte del Estado Vargas consiste en una llanura costera que limita con el Mar Caribe, mientras que el sur está representado por la vertiente norte de la Cordillera de la Costa Central, área perteneciente a la cadena del Litoral, que a su vez forma parte del Parque Nacional El Ávila.

Esta cadena montañosa con rumbo oeste-este se extiende desde el Macizo de Nirgua (Yaracuy) hasta la Depresión de Unare (Miranda), atravesando 6 km del estado Vargas desde el río Maya hasta el río Chuspa, y de ella se desprende la conocida Fila Maestra, donde se encuentran picos de alturas importantes: Naiguatá (2765 m), El Ávila (2159 m) y formando la Silla de Caracas los picos Occidental (2178 m) y Oriental (2638 m). Aproximadamente, a unos 15 km al sur de esta Serranía se encuentra la ciudad de Caracas sobre un valle que se ubica a 900 msnm.

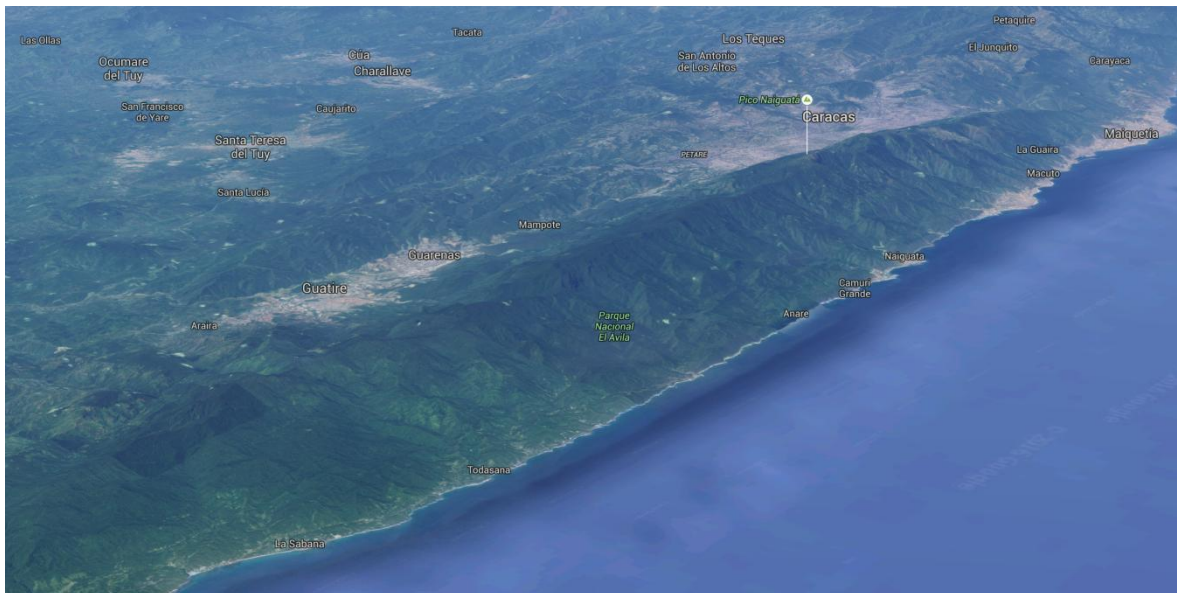


Figura 36. Imagen satelital de la Cordillera de la Costa

Fotografía: Google Earth.

Por otro lado, las pendientes que representan la transición de la montaña a la planicie son muy pronunciadas. Los sectores de La Guaira y Caraballeda son ejemplos,

3. EL ESTADO VARGAS

pues el primero asciende de 0 a 1600 msnm en tan solo una distancia horizontal de 6 km, mientras que el segundo aumenta de 0 a 2500 msnm en 10 km, siendo pendientes de 27 y 25 % respectivamente.

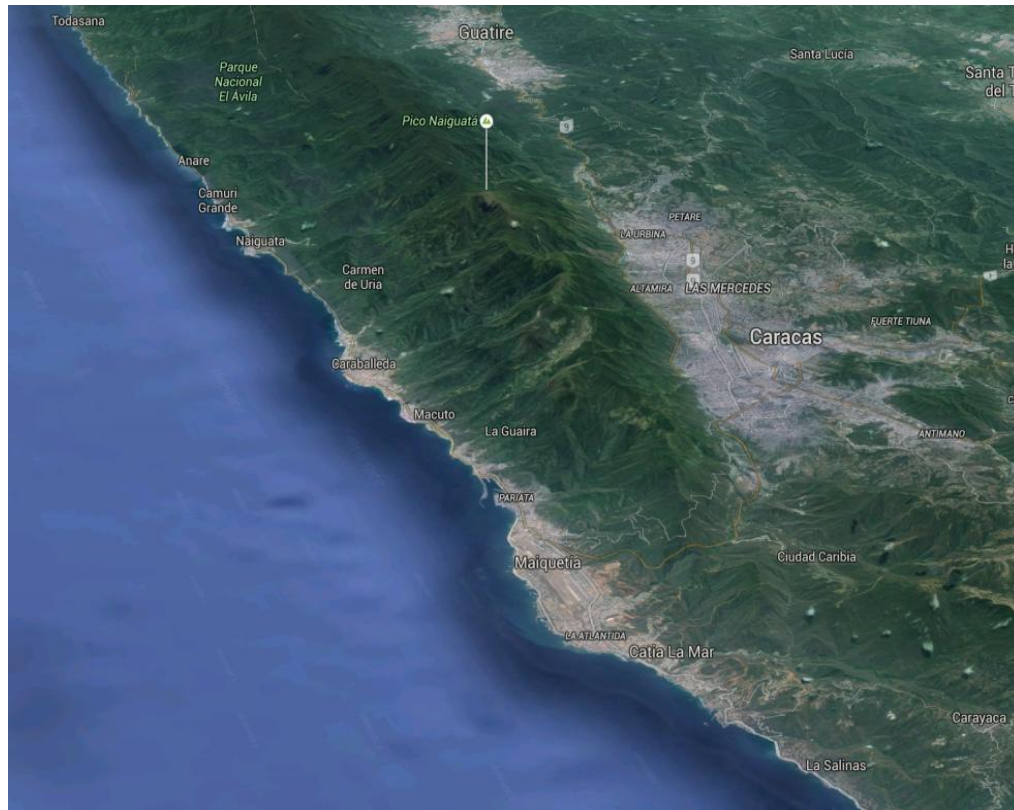


Figura 37. Imagen satelital de una parte del Estado Vargas

Fotografía: Google Earth.

Con el pasar de los años, la llanura costera del Estado Vargas de unos 160 km de largo ha sido lugar para el asentamiento de poblaciones, sin tomar en cuenta que algunas zonas forman parte de abanicos fluviales, como es el caso de Caraballeda, Caribe, Los Corales, Maiquetía, Tanaguarena, entre otras de las que se hablará más adelante. Igualmente en las laderas y pendientes pronunciadas de la vertiente norte de la Cordillera.



Figura 38. Imagen satelital de las poblaciones de Camuri Grande y Naiguatá en los abanicos fluviales.



Figura 39. Imagen satelital de las poblaciones de Caraballeda y Macuto en los abanicos fluviales

Fotografías: Google Earth.

3.3. Geología

Desde el período cretácico hasta nuestros días, la formación de la Cordillera de La Costa fue producto de la interacción entre las placas Caribe y Suramericana. La estructura geológica de la Serranía del Litoral está representada por la presencia de anticlinales, sinclinales, fallas y diaclasas, siendo éstas evidencias de la actividad tectónica de la zona.

Internamente constituida por rocas ígneas y metamórficas, se destacan los siguientes grupos: Caracas (esquisto-cuarzo-feldespático), Tacagua (esquisto albítico), Antímamo (mármol), Las Brisas (esquisto cuarzo-micáceo), Ávila (gneises graníticos), Abisinia (arcillas-areniscas-gravas), Serpentinita (serpentinita), Peña Mora (augengneis-gneis), San Julián (esquisto-gneis).

Dado que la llanura costera es una prolongación de terreno entre una cadena montañosa y el mar, sus bases consisten en depósitos aluviales consecuentes a la acción de los ríos, y compuestos geológicamente por rocas metamórficas de origen sedimentario.

3.4. Clima

En términos generales, el clima del Estado Vargas es tropical semiárido, pero dado que presenta un gradiente altitudinal entre 0 y 2765 msnm, a cada zona se le asocia un clima diferente de acuerdo a su altitud, se puede clasificar de la siguiente manera:

Tabla 1. Zonas climáticas de Vargas

Altitud (msnm)	Clima	Temperaturas (°C)	Vegetación
0 - 600	Tropical	26.1 - 25.4	Bosque xerofítico y matorral seco
600 - 1200	Premontano Bajo y Alto	24 - 18	Bosque tropófilo
1200 - 2200	Montano bajo	18 - 14	Bosques de pino, sabina
2200 - 2765	Húmedo	14 - 10	Subpáramo o matorral andino

3.5. Hidrografía

Las condiciones geomorfológicas del Estado Vargas han permitido la formación de grandes cuencas de ríos que buscan drenar sus aguas en el Mar Caribe. A continuación se presenta información sobre algunas de las cuencas más importantes:

Tabla 2. Hidrografía de Vargas

Sector	Parroquia	Cuenca	Área (km ²)	Máxima elevación (msnm)	Longitud del Cauce (km)	Pendiente media del cauce
Occidental	Carayaca	Río Maya	118	2375	23	0.47
		Río El Limón	117	2285	24	0.35
		Río Chichiriviche	78	2290	16.1	0.5
		Río Uricao	62	2000	17.4	0.45
		Qda. Camarigua	6	1080	4.9	0.23
		Río Picure	16.5	1180	8.5	0.15
	Catia La Mar	Río Mamo	141	2210	38.4	0.1
		Qda. La Zorra	6.2	900	6	0.35
		Qda. Tacagua	93.5	2200	21.5	0.4
Central	Urimare	Qda. Las Pailas	4.2	1150	7.5	0.3
	Carlos Soubllette	Qda. Curucutí	8.5	1430	7.1	0.6
	Maiquetía	Qda. Piedad Azul	21	1950	8.7	0.25
	La Guaira	Qda. Osorio	4	1700	4	0.6
		Qda. Germán	1	780	2.1	0.5
		Qda. Cariaco	1.6	825	2.6	0.6
		Qda. Guanape	4.8	1960	4.4	0.6
	Macuto	Qda. Alcantarilla	1.5	1050	3.6	0.4
		Río Macuto (Qda. Galipán)	15	2300	8.7	0.4
		Qda. El Cojo	6	1550	5.9	0.6
		Río Camurí Chico	9.6	2950	7.7	0.55
	Caraballeda	Río San	21.5	2490	9.5	0.6

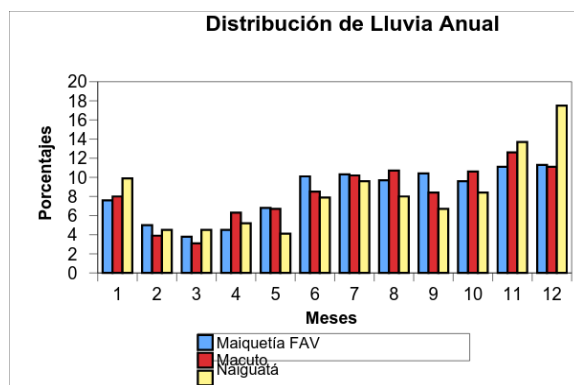
Oriental	Julián	Qda. Seca	8	1240	4	0.6	
		Río Cerro Grande	26.5	2750	7.7	0.9	
		Qda. Tanaguarena	2.1	940	2.6	0.8	
	Naiguatá	Qda. Uria	12.2	2250	6.9	0.9	
		Qda. El Tigrillo	2.9	1030	3.1	0.9	
		Río Naiguatá	31	2000	11.8	0.55	
		Río Miqueleno	18	2270	9.4	0.35	
		Río Camurí	22	2196	9.5	0.65	
		Río Camurí Grande	40.5	2196	10.5	0.65	
		Qda. Care	9.4	900	6.8	0.44	
		Río Anare	22	2170	13.9	0.5	
		Río Chiquito	21	1450	10.2	0.25	
		Río El Limón	23.7	2080	10.6	0.5	
		Río Los Caracas	56	2080	15.6	0.3	
		Río Botuco	11.8	1600	12	0.35	
		Caruao	Río Osma	21.2	1860	11.8	0.3
			Río Oritapo	28	1840	13.1	0.3
	Río Todasana		47.5	1840	16.5	0.45	
	Río La Sabana		14.5	1020	13	0.02	
	Qda. Boquita		2.3	240	2.7	0.1	
Río Caruao	68.5		1800	19.5	0.3		
Río Chuspa	64.6		991	17.5	0.04		

3.6. Pluviosidad

Venezuela es un país ubicado en la faja del Ecuador, de clima tropical, y que a diferencia de los países que tienen cuatro estaciones al año, éste presenta un régimen pluvial de dos períodos anuales: seco (de noviembre a mayo) y húmedo o de lluvia (de junio a octubre).

3. EL ESTADO VARGAS

Este fenómeno pareciera ocurrir en la mayor parte del territorio venezolano, pero en el litoral central, las mediciones de tres estaciones pluviométricas: Maiquetía (1950 – 1992), Macuto (1951 – 1997) y Naiguatá (1951 – 1997); muestran algo diferente, observándose en las Fig. 40 y 41:



Referencia: (36)

Figura 40. Gráfico de la distribución de la Lluvia Anual en el Estado Vargas

Año	Mes	Prec. mm.	Año	Mes	Prec. mm.
1950	ENE	190.1	1972	AGO	87.5
1951	FEB	468.0	1973	NOV	214.2
1952	NOV	112.0	1974	JUL	108.0
1953	ENE	79.0	1975	DIC	192.9
1954	DIC	207.0	1976	OCT	92.4
1955	ENE	106.0	1977	AGO	141.7
1956	ENE	308.0	1978	JUN	211.1
1957	DIC	77.0	1979	DIC	124.8
1958	AGO	118.0	1980	NOV	89.0
1959	MAY	83.0	1981	ABR	253.0
1960	DIC	161.0	1982	MAY	67.0
1961	JUL	115.0	1983	JUL	80.0
1962	MAY	185.0	1984	NOV	145.0
1963	NOV	89.0	1985	DIC	221.0
1964	JUL	115.0	1986	MAY	53.0
1965	ENE	203.0	1987	JUL	87.0
1966	DIC	186.0	1988	DIC	159.0
1967	NOV	101.0	1989	SEP	151.0
1968	JUN	95.0	1990	OCT	290.0
1969	JUL	106.0	1991	OCT	274.0
1970	MAR	248.5	1992	SEP	106.0
1971	DIC	63.0			

Figura 41. Meses con máximas precipitaciones

Referencia: (36)

Como se observa, los meses con mayores precipitaciones ocurren dentro de los períodos comprendidos entre junio y enero en Macuto y Naiguatá. Así como en Maiquetía, el número de veces que se producen las máximas precipitaciones corresponden a los meses de enero, noviembre y diciembre.

MES.	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
VECES	5	1	1	1	4	2	6	3	2	3	6	9
%	11.63	2.33	2.33	2.33	9.30	4.65	13.95	6.98	4.65	6.98	13.95	20.93

Figura 42. Ocurrencia de las máximas precipitaciones por meses

Referencia: (36)

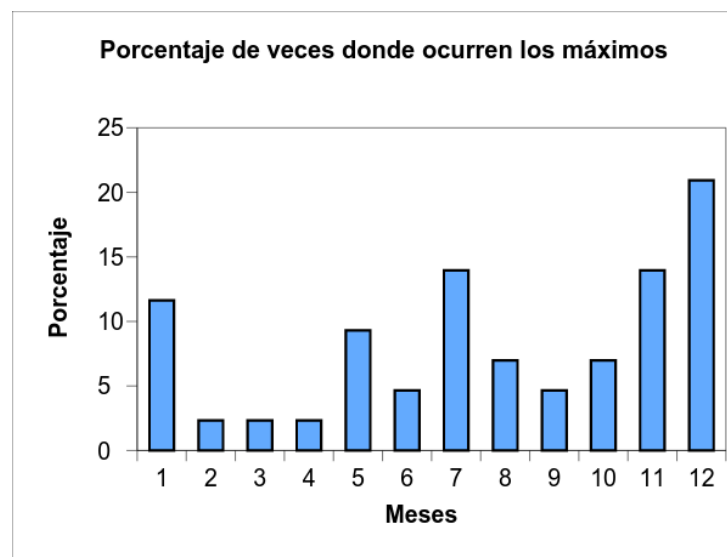


Figura 43. Gráfico del porcentaje de veces donde ocurren los máximos de lluvia

Referencia: (36)

El cuadro y el gráfico mostrados advierten que los meses de más pluviosidad son el trimestre de noviembre a enero y julio. Lo cual es una consecuencia de la inestabilidad atmosférica en la parte norte del país y la persistencia de la misma. Las características

geográficas y geomorfológicas de Vargas, le proporcionan vulnerabilidad ante la ocurrencia de los llamados “frentes fríos”.

En meteorología, un frente es el resultado del desplazamiento de una masa de aire de su lugar de origen por la llegada de otra masa de aire que viene avanzando ya sea sobre una masa oceánica o continental, de acuerdo a la cual tendrá diferentes propiedades térmicas. Un frente frío consiste en la llegada de una masa de aire fría ante una caliente, que a causa de la densidad mayor, el aire frío se deslizará en contacto con la superficie terrestre y por debajo de la masa caliente, expulsándolo hacia delante o hacia arriba. Esta situación se ve evidenciada en la zona por descensos bruscos de temperatura, aumento de presión y por ende precipitaciones intensas.



Figura 44. Llegada de frentes fríos a una cordillera

Referencia: (49)



Figura 45. Ascenso del aire frío y nubes de lluvia

Referencia: (49)

4. EL EVENTO DE DICIEMBRE DE 1999

4.1. Antecedentes

En primer lugar Sardi (s.f), propone la siguiente escala para clasificar los efectos de las inundaciones según la magnitud del evento y el tiempo que tomaría recuperar la zona afectada a su conducción original:

Grado I : inundaciones con profundidades de aproximadamente treinta centímetros que no causan daños apreciables. La zona de inundación es pequeña, se seca rápidamente y la deposición de sedimentos es mínima.

Grado II: el área y profundidad de inundación son mayores a las antes mencionadas. El tiempo para que la zona afectada seque es poco, los daños son menores, el acarreo de sedimentos es pequeño y la pérdida de vidas humanas es accidental.

Grado III: las condiciones son iguales a las del caso anterior, con la excepción de que existe una gran cantidad de sedimentos acarreados que implica la pérdida de algunas vidas humanas, sembradíos y vegetación, además de la inversión en tareas de limpieza y bote de sedimentos.

Grado IV: evento de fuertes inundaciones que dura varios días. Las aguas poseen altas velocidades, los cursos se desvían y acarrean una gran cantidad de sedimentos (en su mayoría finos) que se acumulan en grandes cantidades, implicando un tiempo de remoción que dura varios días después del evento. Ocurre la pérdida de vidas humanas por inmersión, derrumbes en ciertas zonas críticas y algunas viviendas quedan sepultadas.

Grado V: gran inundación causada por una tormenta que dura varios días. Las aguas se salen de su cauce y adquieren altas velocidades, dando lugar a un flujo de detritos. Muchas viviendas de poca altura quedan sepultadas y algunas estructuras colapsan debido al impacto de las rocas de gran tamaño que transporta el flujo. Cuando el material

transportado se deposita en los conos de deyección, ocurre la modificación de la geografía de la zona, por lo que su remoción toma mucho tiempo. Todos los efectos antes mencionados conllevan a la pérdidas de una gran cantidad de vidas humanas.

Para hablar de los eventos ocurridos en el estado Vargas en diciembre de 1999, es necesario mencionar algunos de los sucesos de naturaleza similar que han ocurrido en nuestro país.

Octubre de 1780 - Grado II

En una comunicación entre José Barrera y el Gobernador y Capitán General, se habló de una inundación de pocas dimensiones en La Guaira que inundó el Parque, Maestranza y las bóvedas del mismo puerto. (Röhl, 1949).

11 al 13 de febrero de 1798 - Grado IV

Este evento fue relatado por Alexander Van Humboldt en su libro "Viaje a las regiones equinocciales del nuevo mundo". El río Osorio se salió de su cauce debido una lluvia de 72 horas que abarcó la zona desde Macuto hasta Maiquetía. Se llevó los puentes La Pólvara, Caja de Agua, San Juan de Dios, Trinchera y Boca del Río que comunicaban ambos lados de La Guaira, quedando comunicados únicamente por la muralla que había sido construida en ese entonces.

Agosto de 1912 - Grado III

Una fuerte tormenta ocurrida en las cuencas de los ríos Anare y Caruao provocó que se perdiera toda la siembra de cacao en la hacienda Osma. Adicionalmente, crecieron los ríos Los Caracas, Uritapo, Todasana y Santa Clara. Por otro lado, se observaron derrumbes cerca del pico La Montera.

30 de octubre de 1927 - Grado III

En el estado Carabobo, una tormenta afectó la cuenca del río Aguascalientes, entre Las Trincheras y El Palito, provocando la pérdida de vidas humanas y la destrucción de viviendas y varios puentes del Ferrocarril Valencia - Puerto Cabello.

25 de noviembre de 1938 - Grado II

Fuertes lluvias afectaron la zona de Maiquetía, provocando la crecida de los ríos cercanos. Los únicos datos disponibles del evento se tomaron en la hacienda de café El Corozal, donde solo se registraron 47 mm de lluvia.

15 de noviembre de 1944 - Grado III

Fuerte creciente experimentada por el río Mamo dejó como consecuencia la destrucción de muchas viviendas informales y la devastación de la carretera principal y sembradíos aledaños.

4 de agosto de 1948 - Entre los Grado III y IV

Intensa tormenta ocurrida en la zona entre Maiquetía y Camurí Chico. Se registraron 455 mm de precipitación en un período de tres horas y media, que ocasionaron la pérdida de vidas humanas, devastación de viviendas, puentes y sembradíos, particularmente en el área de Punta de Mulato y El Cojo.

15 al 17 de febrero de 1951 - Grado V

Este evento, tal vez el más significativo hasta la época, estuvo caracterizado por fuertes precipitaciones que duraron 60 horas. El centro de la tormenta ocurrió en la estación Topo El Infiernito, con una lámina máxima registrada de 529 mm. Las principales ciudades

4. EL EVENTO DE DICIEMBRE DE 1999

afectadas fueron: Caracas, Choroní, Ocumare de la Costa, Arrecife, Catia la Mar, Maiquetía, La Guaira, Punta de Mulatos, Macuto, El Cojo, Caraballeda, Tanaguareñas, Naiguatá, Anare y Los Caracas. Las lluvias provocaron deslizamientos superficiales que aportaron a la formación de un flujo de detritos que arrastró grandes piedras y árboles que se depositaron en los conos de deyección. La gran cantidad de sedimentos depositados en esta zona ocasionó que la topografía del lugar se modificara, notándose principalmente el crecimiento de las playas.



Figura 46. El Cojo 1951

Referencia: (38)

Entre los daños causados por los flujos de detritos, se destacan los siguientes:

- El evento dejó a más de 30 personas muertas y desaparecidas, mientras que centenares de personas quedaron damnificadas y heridas.
- El Ferrocarril Caracas - La Guaira sufrió daños valorados en varios millones de bolívares
- La Carretera Caracas - La Guaira, el puerto de la Guaira y el aeropuerto de Maiquetía estuvieron cerrados por varios días

- Todos los servicios de comunicación y eléctricos estuvieron suspendidos por varios días.
- Como medida de emergencia, el INOS tuvo que proporcionar camiones y tanques para abastecer a la población afectada con agua potable, debido a que los servicios de acueductos y cloacas sufrieron daños graves.

La mayor devastación fue causada por el río Osorio el día 17 de febrero de 1951, el cual se desbordó y según testigos: "Alrededor de las cinco de la mañana los habitantes de las márgenes del río Osorio se levantaron alarmados ante el ruido de las aguas. Momentos después de la creciente en todo su apogeo, arrastraba viviendas y establecimientos dejando en la ruina a cientos de hogares que vieron perderse en las furiosas aguas todas sus pertenencias".

Es importante destacar que este evento no fue tan devastador como el ocurrido en diciembre de 1999, debido a que la población e infraestructura presente en la zona era mucho menor en aquel entonces.

14 de diciembre de 1954 - Grado III

Evento de menos de una día de duración ocurrido en la Ciudad Vacacional de Los Caracas. Los ríos de la zona experimentaron una crecida tal, que las obras de control construidas quedaron totalmente inundadas. El MOP calculó un gasto líquido máximo de 843 m³/s en el río Los Caracas.

4.2. Fenómeno meteorológico

La faja del ecuador es la región con más incidencia de radiación solar de la Tierra, lo cual hace que sea una zona de baja presión, con presencia de aire caliente y liviano, y con exceso de energía. El desplazamiento de los vientos se rige de acuerdo a la presión de

las zonas de la Tierra, es decir, se movilizan de sectores de alta presión a los de baja presión.

Las costas de Venezuela forman parte de la región intertropical del Hemisferio Norte, dentro del ecuador, y durante los días de la estación seca (noviembre-mayo) el territorio se encuentra entre zonas de alta y baja presión, aquí es donde los vientos alisios desempeñan un papel importante. Son vientos estables que se originan en las zonas de alta presión subtropicales, provenientes del este-nordeste y se dirigen hacia la zona ecuatorial de baja presión.

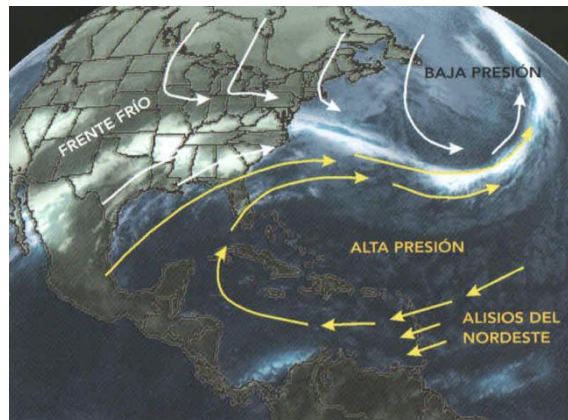


Figura 47. Condición meteorológica típica entre noviembre y abril

Referencia: (49)

Una de las características de la temporada seca, es la presencia de elevadas presiones que implican un flujo de vientos hacia arriba de la superficie, bloqueando el ascenso de aire húmedo para formar nubes, en meteorología mejor conocido como *subsistencia*.



Figura 48. Fenómeno de Subsistencia típico entre noviembre y abril

Referencia: (49)

A pesar de que la tragedia de Vargas se ubica dentro de la temporada seca del país, ocurrieron hechos en los alrededores que provocaron cambios climáticos significativos en el panorama costero venezolano.

Durante los tres primeros días de diciembre de 1999, la presión no fue capaz de contener la masa de aire fría y húmeda, por lo que un frente frío de gran altura proveniente del Norte, logró llegar a las costas venezolanas y se topó con la Cordillera de la Costa. La masa de aire muy húmeda, al ascender, fue perdiendo temperatura y carga hídrica, generando nubes y precipitación.

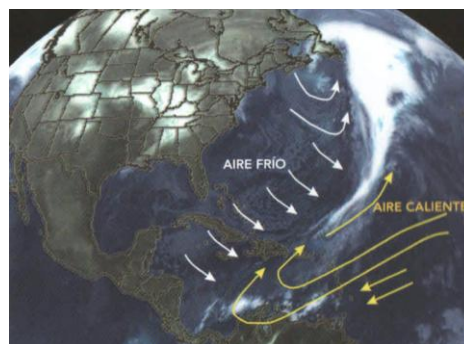


Figura 49. Imagen satelital del 3 de diciembre de 1999

Referencia: (49)

Entre los días 15 y 19 de noviembre de 1999 el huracán “Lenny” se desplaza por el Caribe con una trayectoria diferente a la usual de los huracanes, de oeste a este, afectando el patrón de los vientos y produciendo reactivación de lluvias hasta el 26 de noviembre. Los alisios dejaron de venir del noreste para proceder del occidente. Además, en los primeros días de diciembre, se observa la aproximación de un flujo a gran altura de Centroamérica, lo cual generó bandas de nubes sobre la zona del Caribe y con influencia de precipitaciones sobre toda la costa norte de Venezuela.

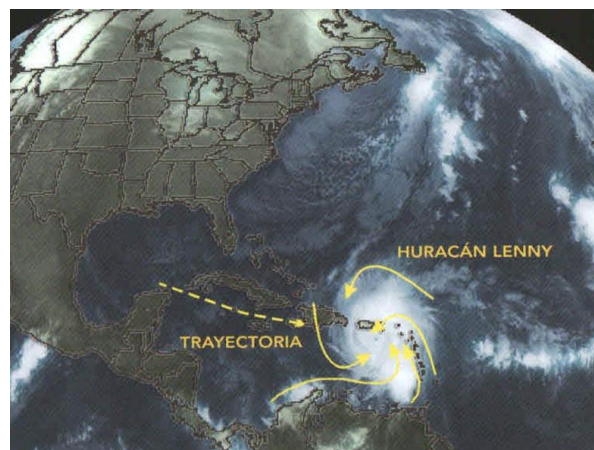


Figura 50. Imagen satelital del 17 de noviembre de 1999

Referencia: (49)

No solo fueron los restos del frente frío lo que detonó aquel desastre, desde el 8 hasta el 16 de diciembre de 1999, mediante recursos meteorológicos se identificaron corrientes de aire en sentido suroeste y a niveles de la tropósfera, es decir, sobre los vientos alisios. En consecuencia, se desarrolló el fenómeno de *divergencia en altura*, donde estas corrientes de aire de alta velocidad, favorecieron el ascenso del aire húmedo de las partes más bajas de la superficie, y al encontrarse con una barrera de las dimensiones de la Cordillera de la Costa, los resultados fueron precipitaciones intensas y permanentes, nubosidad de gran desarrollo vertical y tormentas eléctricas.

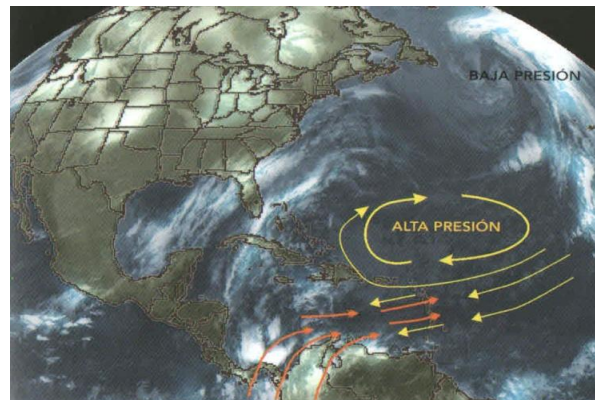


Figura 51. Imagen satelital del 16 de diciembre de 1999

Referencia: (49)



Figura 52. Fenómeno de Divergencia

Referencia: (49)

Los días 15 y 16 de diciembre de 1999 se obtuvieron reportes de Vargas, Distrito Capital y Miranda de alta actividad eléctrica, producto de las nubes convectivas de desarrollo vertical e indicando la presencia de Cumulonimbos, las cuales generan precipitaciones de gran intensidad y descargas eléctricas.

Días posteriores al 16 de diciembre de 1999, se registró la normalidad de los vientos alisios de procedencia nordeste, así como la disminución de la divergencia. Restableciendo las características climáticas de la zona y la temporada.

4.3. Desarrollo de los eventos

En el año 1999, la cantidad de precipitación registrada en la estación meteorológica de Maiquetía fue de 1910 mm, más de tres veces el promedio anual registrado durante las décadas anteriores. Solo en el mes de diciembre, se registraron 1207 mm. Hasta el mes de octubre, la proyección anual de lluvia se ubicaba en los 500 mm. Para destacar lo extraordinario de este evento se debe mencionar que el mínimo anual histórico para ese entonces era de 205 mm y el máximo 961 mm (evento de 1951).

El 29 de noviembre se presenta la inestabilidad atmosférica que duró hasta el 19 de diciembre. Los primeros cuatro días de diciembre, ya se habían registrado 200 mm de lluvia que causaron derrumbes en la autopista Caracas-La Guaira e inundaciones en el sector de Maiquetía que interrumpieron el tráfico automotor . Para el 5 de diciembre la dirección de Defensa Civil en Vargas declara emergencia y para el 6, el centro de Información Meteorológica de la Fuerza Aérea advierte que las lluvias triplican el promedio histórico para la época. En la Tabla 3 se muestran los registros de precipitación en la estación de Maiquetía para diciembre de 1999.

Tabla 3. Registros de precipitación en la estación de Maiquetía

Día	Lluvia (mm)	Lluvia acumulada (mm)
01	6.0	6.0
02	77.3	83.3
03	121.2	204.5
04	11.8	216.3
05	0.0	216.3
06	1.1	217.4
07	5.0	222.4
08	8.1	230.5
09	10.4	240.9
10	0.0	240.9
11	23.2	264.1
12	21.8	285.9
13	7.1	293.0
14	120.0	413.0
15	380.7	793.7
16	410.4	1204.1
17	0.0	1204.1
18	0.0	1204.1

Durante los días 15 y 16 de diciembre se dieron los eventos que causaron la mayor cantidad de devastación. La precipitación, al sumarse con las de los días anteriores, saturó los suelos de las laderas en la cuenca de recepción, causando deslizamientos superficiales que aportaron abundantes cantidades de sedimentos, incluyendo rocas de gran tamaño, a los cauces donde ya estaba ocurriendo la creciente por la misma lluvia. A medida que se sumó material, la densidad de estas grandes masas aumentó, incrementando su poder destructivo. Adicionalmente, al aumentar la densidad del flujo, la fuerza de arrastre también lo hizo, erosionando el fondo y dejando al descubierto rocas de gran tamaño que cedieron y se deslizaron por efecto de la gravedad, sumándose a la destrucción causada por el flujo de detritos.



Figura 53. Flujo de detritos en el cono de deyección del río San Julián

Referencia: (38)



Figura 54. Vista aerea de daños causados por el evento de flujo de detritos

Referencia: (14)

Una parte importante de la población e infraestructura se encontraba en el cono de deyección. Debido a esto, cuando el flujo de detritos alcanzó esta zona, la fuerza del mismo arrastró y destruyó todo lo que encontró a su paso, causando la muerte de muchas de las personas que se encontraban en esta zona. En la parte montañosa, se produjo una pérdida importante de la capa vegetal y la distancia recorrida por los sedimentos provocó que se ganaran 1.024 nuevas hectáreas de terreno al mar

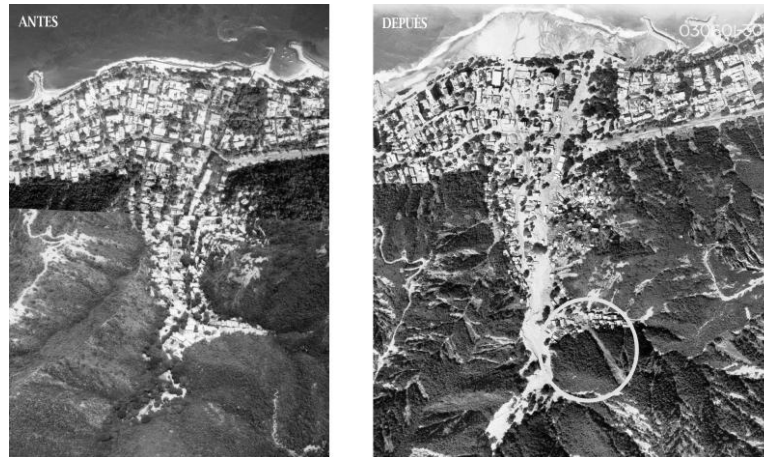


Figura 55. Antes y después de la quebrada San José de Galipán en Macuto.

Referencia: (4)

El 17 de diciembre, se inicia la ayuda por vía aérea, los niños y personas de tercera edad son los primeros en ser rescatados. El 18 de diciembre se habían registrado 1207 mm sólo para el mes de diciembre, más del doble de la lluvia registrada durante los 11 meses anteriores.

Debido a la magnitud del desastre, inicialmente se estimó que la cantidad de pérdidas humanas se encontraba entre 15.000 y 50.000, pero de acuerdo a una sistematización de la información disponible realizada por Altez (2010), la sumatoria de los restos hallados (521 entre identificados y no identificados) y la cantidad de personas desaparecidas (331) da como resultado un total de 852 víctimas, sin embargo, una porción de los cuerpos no identificados (290) se debe superponer con los desaparecidos. Altez concluye que el total de fallecidos no supera las 700 personas.

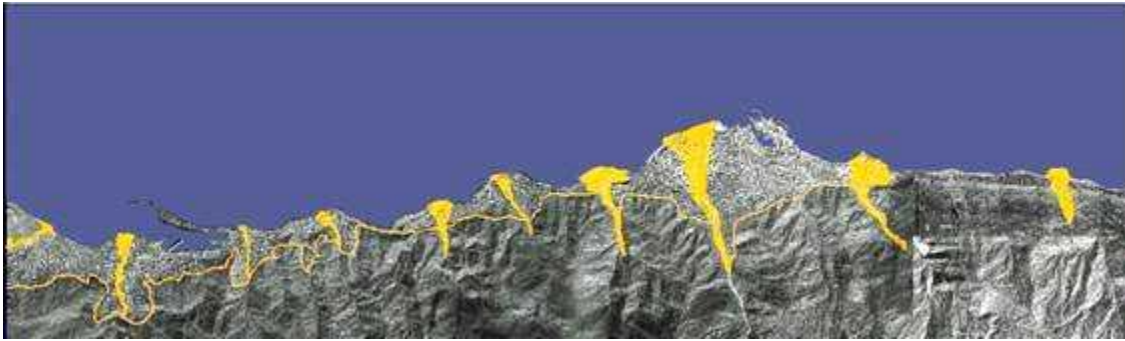


Figura 56. Zonas Afectadas: Maiquetía- La Guaira- Punta de Mulatos- Macuto- El Cojo- Camurí Chico- Los Corales Caraballeda - Tanaguarena - Carmen de Uria

Referencia: (16)

Según Marcano y Barrios (2001) "...se afectaron cerca de 11.000 edificaciones residenciales y 80.000 personas fueron desplazadas. Quedaron afectadas en distinta magnitud casi 400 ha de áreas verdes y parques recreacionales, más de 300 ha de áreas deportivas, así como edificios públicos y comerciales, redes de servicios e infraestructuras. La infraestructura vial sufrió severos daños, se perdieron más de 1.200 metros lineales de puentes sobre vías principales y secundarias en toda la zona afectada y se hundieron o cortaron más de 500 kilómetros de vialidad, se depositaron sobre la vialidad alrededor de 2.500.000 metros cúbicos de lodo y escombros". Las parroquias más afectadas por los flujos de detritos fueron Macuto, Caraballeda y Naiguatá.

Cabe destacar que entre el 7 y 10 de febrero del 2005 el estado Vargas fue afectado por otra vaguada, producto de una disminución de una baja que se originó en el océano Atlántico. Marcano (2012) informa que "...se destruyeron 231 km de vialidad, varios puentes se desplomaron, el suministro de agua potable se interrumpió por 20 días, afectando al 80% de la población varguense, las infraestructuras turísticas recreacionales sufrieron grandes daños, el 16,9% de los afectados quedaron sin vivienda y el 59,15% sufrió pérdidas parciales en éstas".



Figura 57. Derecha: Los Corales - San Julián. Izquierda: El Cojo

Fotografías: Daniel Salcedo

Ahora bien, es importante agregar que aunque en el estado Vargas ocurrieron la mayor cantidad de daños y se presentaron las precipitaciones más abundantes, el fenómeno meteorológico se extendió a lo largo del litoral Norte de Venezuela. En el estado Miranda ocurrió la falla del dique de contención de la presa El Guapo, debido a la ocurrencia de crecidas complejas cuya magnitud de gastos máximos y volúmenes afluentes excedieron la capacidad conjunta del vaso y de las obras de alivio. Afortunadamente se logró evacuar a tiempo a la población que residía aguas abajo. Por otro lado, en las costas de los estados Carabobo y Falcón se encontraron varios cadáveres durante la última semana de diciembre y los primero 18 días de enero.

En el Valle de Caracas la cantidad de precipitación registrada en el Observatorio Cagigal para el mes de diciembre fue de 156 mm, siendo el promedio de 99 años en esta estación de 42,4 mm y en el aeropuerto de La Carlota fue de 207 mm, cuando que el promedio anual ahí es de 49,4 mm. Los daños se produjeron por el desbordamiento de quebradas cuyos cauces habían sido bloqueados por basura, vehículos y viviendas y por el deslizamiento de laderas en cerros densamente poblados. Los sectores más afectados fueron los barrios Blandin y Gramoven, y las quebradas Catuche y Anauco. Es importante señalar que del análisis de los "arañazos" en los cerros aledaños a la quebrada Catuche, Martínez (2000) hizo las siguientes observaciones con respecto a las pendientes:

- 36 deslizamientos (53%) con $S_o > 60\%$ (31°)

4. EL EVENTO DE DICIEMBRE DE 1999

- 100% de los deslizamientos con $S_o > 25\%$ (14°)
- 1 deslizamiento con $S_o \geq 100\%$ (45°)
- 66 deslizamientos (97%) con S_o entre 25° y 32°

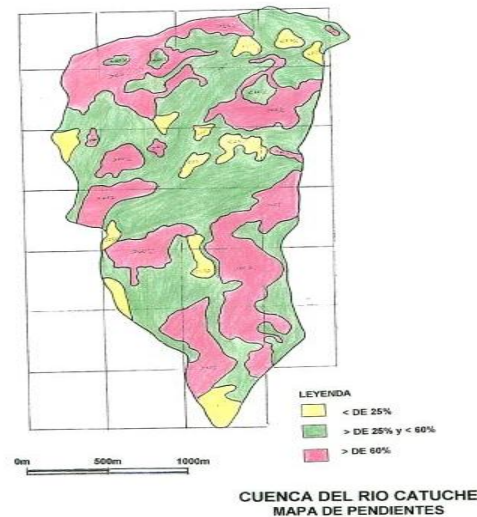


Figura 58. Mapa de pendientes - Cuenca del río Catuche

Imágen: Eduardo Martínez

Se puede agregar que aunque las características entre lo ocurrido en 1951 y este evento fueron muy similares, las consecuencias del segundo fueron más graves debido al aumento en la población de la región, en especial los asentamientos en los conos de deyección de las quebradas. Según el censo de 1950, el estado Vargas tenía 85.889 habitantes, mientras que las proyecciones estadísticas realizadas por la OCEI (1997), ubicaron la cantidad de habitantes en 308.303 para diciembre de 1999.

Finalmente, se puede señalar que este es un fenómeno natural que se produce con o sin la presencia del hombre, pero la acción irracional del mismo exagera las consecuencias negativas. Se conoce que en Vargas solo existe una estrecha franja de tierra conformada principalmente por los conos de deyección y a medida que la zona se fue poblando, se desviaron y obstruyeron los ríos y quebradas con la construcción de casas, edificios y

muros. Muchos cauces se convirtieron en depósitos de basura que junto con los grandes bloques y troncos de árboles arrastrados por las crecidas formaron diques que al romperse incrementaron considerablemente las superficies de inundación. Es importante tomar las medidas de prevención necesarias como los son los sistemas de alerta temprana y la construcción obras de control de torrentes, entre otras.



Figura 59. Costa varguense después de los eventos de 1999

Referencia: (20)

4.4. Planificación post-desastre

Las consecuencias de las lluvias de diciembre de 1999 fueron de tal magnitud, que el 5 de enero del 2000 el Presidente Hugo Chávez anunció la creación de la Autoridad Única de Área del estado Vargas (AUAEV), organismo designado como responsable de la coordinación de los planes de ordenamiento del territorio y la protección ambiental. Vale destacar que esto fue una formalidad, ya que inmediatamente a la tragedia los ingenieros venezolanos ya venían estudiando el fenómeno ocurrido para el desarrollo de planes de mitigación.

Bajo la dirección del Ing. Carlos Genatios, la AUAEV se conformó de comisiones técnicas de profesionales de universidades nacionales e internacionales (UCV, UNIMET, USB y Harvard) que le brindaran apoyo en conocimiento y capacidad técnica para estructurar la visión de la reconstrucción urbana. Elaboraron entonces las siguientes actividades:

- Evaluación del fenómeno desde el punto de vista climatológico, hidrológico y geológico.
- Estudio de cuencas y cambios geográficos.
- Evaluación de amenaza sísmica.
- Estudios oceanográficos
- Proyectos de desarrollo urbano, vialidad y desarrollo económico.
- Recuperación del casco histórico e integración del puerto.
- Definición del marco promotor inmobiliario.

El objetivo de estos planes era devolverle a los ciudadanos de Vargas un estado de alto nivel urbano, por lo que fueron discutidos en asambleas con las comunidades afectadas. Nunca antes en Venezuela se había realizado un proyecto de planificación urbana de tal importancia, que tomara en cuenta contribuciones urbanísticas, ambientales, jurídicas, económicas e ingenieriles.

Además, se contó con las delegaciones de Japón, China, Austria, Francia, Italia, España, Noruega y Estados Unidos, quienes contribuyeron con estudios de evaluación ambiental y participaron con los especialistas nacionales en hidráulica y mecánica de los fluidos. Dada la experticia de algunos de estos países con el fenómeno de flujo, se desarrollaron anteproyectos de diseño de obras de control en las 23 cuencas perjudicadas ante amenazas de flujos torrenciales: Las Pailas, Currucutí, La Zorra, Mamo, Camuri Chico, Tacagua, Piedra Azul, Osorio, Cariaco, Germán, Mapurite, Guanape, Galipán, Macuto, El Cojo, San Julián, Quebrada Seca, Cerro Grande, El Tigrillo, Naguayatá, Camurí Grande, Anare y Río Care. La AUAEV construyó en el año 2000 algunas de las presas para ilustrar el comportamiento hidráulico adecuado de manera que sirviera de referencia para las otras cuencas.

Después de evaluar la dimensión de los daños causados por los aludes torrenciales de diciembre de 1999, es evidente que el Estado Vargas nunca tomó las precauciones

necesarias para sobrellevar situaciones similares, y aunque las tuviera quizás nunca se hubiesen planificado para una tragedia de tal magnitud. Las características físicas que describen a Vargas, la convierten en un estado que siempre estará bajo la amenaza de aludes torrenciales. No hay manera de eliminar dicha amenaza, pero sí es posible reducir la vulnerabilidad y el riesgo. Es por ello que surgió la necesidad de crear estrategias de mitigación y prevención de inundaciones torrenciales, presentando de esta forma medidas estructurales y no estructurales.

Sin embargo, a manera de garantizar un buen planteamiento de estas medidas era imprescindible analizar la naturaleza de las causas del desastre, por lo que se realizaron algunas acciones previas: establecimiento de una red de monitoreo de variables hidrometeorológicas (debido a la ausencia de registros suficientes), determinación de hidrogramas de crecientes de agua y sedimentos en los cauces, determinación de la producción anual ordinaria y extraordinaria de sedimentos en las cuencas, elaboración de mapas de amenaza, análisis de vulnerabilidad y elaboración de mapas de riesgo.

Las medidas estructurales se basaron en la construcción de obras hidráulicas para el control de los flujos y de los sedimentos aportados por los torrentes, consistieron en:

- *Obras de control de erosión en cárcavas, laderas y pendientes inestables:* tienen como función disminuir el aporte de sedimentos en los tramos superiores de la cuenca, mediante pequeñas obras y trabajos de retención y protección de suelos, control de laderas y pendientes, reforestación y obras de drenaje para estabilización de taludes.
- *Obras de estabilización de cauces:* pequeñas presas con forma de escalera construidas en los tributarios para estabilizar las pendientes de los cauces y laderas, reduciendo la energía de flujo para transportar los sedimentos.
- *Obras de control y retención de sedimentos:* presas construidas en la garganta del torrente para capturar y almacenar los arrastres sólidos. Así como las lagunas de sedimentación en los abanicos fluviales (tienen el mismo objetivo).

4. EL EVENTO DE DICIEMBRE DE 1999

- *Obras de conducción de flujos:* consisten en canalizaciones, bermas, diques, estructuras de caída y obras de disipación, cuya función es guiar y conducir los flujos desde las presas o lagunas de almacenamiento hasta un sitio seguro de descarga.
- *Acondicionamiento de Edificaciones.*

Las medidas no estructurales tenían la finalidad de reducir al máximo el riesgo de daños por ocurrencia de un evento torrencial similar al sucedido, por lo que no deben ser vistas como acciones individuales, sino que deben ser aplicadas conjuntamente en forma integral, entre las más importantes:

- Preparación de planes de contingencia.
- Regulación del uso de la tierra.
- Construcción de sistemas de alerta temprana para aviso a la población.
- Ordenación del territorio.
- Plan de seguros.
- Planes de capacitación local.
- Fortalecimiento institucional.

El 8 de junio del 2000 se crea la Corporación para la Recuperación y Desarrollo del Estado Vargas (CORPOVARGAS), instituto autónomo al cual se le asigna personalidad jurídica con el objeto de promover, ejecutar, financiar y coordinar los proyectos preparados por la AUAEV. Para el 2002 CORPOVARGAS replanteó los criterios de diseño que se habían establecido en el 2000 con respecto a las presas de retención de sedimentos, donde el material de concreto era sustituido por gaviones.

En febrero del 2005, fuertes precipitaciones vuelven a causar estragos en Vargas, acumulando aproximadamente un total de 400 mm de lluvia entre los días 7 y 10 de febrero del 2005. El valor promedio anual en la estación de Macuto era de 520 mm, el 9 de febrero se registró la máxima precipitación diaria igual a 175 mm y alcanzando un total de 432

mm. Sin embargo, los daños fueron minimizados en las zonas donde se habían construido obras de control de sedimentos.

En consecuencia, el gobierno anunció el Plan Vargas 2005 con el objetivo de seguir recuperando las cuencas del Estado mediante la construcción de presas de retención, canalizaciones, obras de vialidad y saneamiento, básicamente continuar con lo proyectado en el 2000. El plan se dividió en tres organismos: Ministerio del Ambiente y de los Recursos Naturales, Ministerios de Infraestructura, Ministerio de la Defensa a través de la Armada y CORPOVARGAS.

Actualmente se puede decir que la visión de reconstrucción y desarrollo del estado Vargas que fue planificada en los años 2000 y 2001, es muy diferente a la situación real del mismo. Por razones políticas y económicas muchos proyectos no fueron culminados e incluso ni iniciados; la falta de mantenimiento de las obras que aún se encuentran en pie, el abandono de los proyectos de desarrollo urbano dejando esta tarea a la población, aunado al desinterés por parte de las autoridades responsables, hacen que la recuperación absoluta de Vargas sea difícil de lograr.

5. PRESAS DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS

Son estructuras construidas en el cauce de cursos de agua ubicados en la garganta de los torrentes, como acción de prevención y mitigación de daños que puedan causar futuros aludes torrenciales. Dependiendo del criterio de diseño y la función a desempeñar, pueden ser de diferentes materiales: concreto, acero, gaviones, enrocado, tierra, entre otros.

5.1. Tipos

5.1.1. Abiertas

Son presas caracterizadas por la presencia de grandes aberturas o ranuras en la forma de su estructura. Se idearon bajo el propósito de retener de manera selectiva los sedimentos transportados por el flujo de un torrente en el cauce de una montaña, ya que es un hecho que una de las causas de la gravedad de los daños por flujos torrenciales es el impacto de los sedimentos de grandes dimensiones sobre las infraestructuras de las poblaciones adyacentes. Usualmente se requiere la colocación de varias presas en serie con disminución del ancho de las ranuras hacia aguas abajo. Por otro lado, los sólidos retenidos deben ser removidos después de cada evento a fin de mantener vacío el vaso de almacenamiento.

Existen diversos tipos de presas abiertas, su selección depende del diseño que mejor se adapte a las condiciones requeridas:

De ventanas: presentan ranuras rectangulares, cuadradas o circulares en la parte central y bajo el vertedero.



Figura 60. Presa con ventanas rectangulares en Austria

Referencia: (62)

De enrejado: se caracterizan por tener una sección central compuesta por traviesas o una retícula de perfiles estructurales o tubos de acero.



Figura 61. Presa de enrejado reticular en Japón
Referencia: (62)

De ranura: el área central de la presa tiene una cavidad estrecha cuya profundidad coincide con el fondo del cauce.

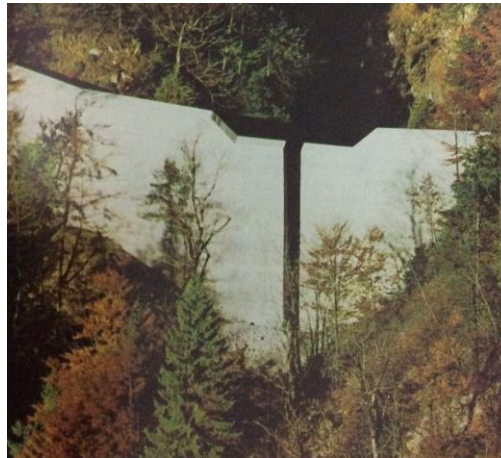


Figura 62. Presa con ranura de paredes verticales en Austria
Referencia: (62)

De rastrillo: la estructura de la presa está conformada por elementos verticales, ya sean tubos o perfiles de acero, o columnas de concreto empotrados en una zapata de fundación y desligados en la parte superior.



Figura 63. Presa de rastrillo en Japón

Referencia: (62)

5.1.1.1. Funciones

- Obstruir el paso de los materiales sólidos de mayor tamaño, ya que éstos son los responsables de causar daños en las infraestructuras a medida que avanza el flujo aguas abajo. De esta forma se optimiza el uso del volumen del embalse.

No solo se retienen rocas de gran tamaño, la idea es impedir el paso de cuerpos flotantes de dimensión notable, pues al ser transportados suelen quedar trabados en algún punto de la trayectoria del flujo y originan represamiento del mismo, cuando se rompe esta barrera se pueden generar crecientes de carácter más destructivo que las naturales y desbordamientos.

- Al mismo tiempo las partículas finas se asientan en los espacios que se forman entre los sólidos grandes por el remanso consecuente a la retención del flujo. Luego, al pasar la creciente, los materiales son arrastrados gradualmente aguas abajo ya que la presa no bloquea el paso de sus tamaños, evitando así que el flujo presente una concentración excesiva de sedimentos durante el pico de la misma.

De este modo también se previene que la presencia de la presa ocasione procesos importantes de degradación en el fondo del cauce y erosión regresiva en las playas donde desemboca el río, manteniendo así el equilibrio en los mismos.

- El diseño de la estructura abierta de estas presas, favorece la velocidad de drenaje de las crecientes. A diferencia de las presas tradicionales provistas de mechinales, la capacidad de descarga de estas aberturas logra drenar la creciente en un menor tiempo, permitiendo el almacenamiento temporal de la próxima. Asimismo, se produce una sobreelevación menor del agua sobre el vertedero y los muros laterales (impermeables) reciben un empuje hidrostático menor.

La colmatación del embalse se encuentra representado en su mayoría por sólidos de gran tamaño, por lo que el relleno es altamente permeable. Esta característica beneficia la estabilidad del torrente por la infiltración de un caudal líquido entre los sedimentos, es decir, se origina un flujo subterráneo.

La naturaleza abierta y permeable de estas presas, suprime el efecto del empuje hidrostático del agua embalsada, contrario a lo que sucede en las presas tradicionales.

5.1.2. Cerradas

Presas estructuralmente construidas para impedir el paso de sedimentos y descargar caudales líquidos mediante mechinales o a través del vertedero durante las crecientes. Son empleadas como estructuras principales de retención de sedimentos, así como presas complementarias de las presas abiertas. Una vez que se llenan de sedimentos generan una estabilización local del cauce al reducir su pendiente e incrementar el ancho del fondo del mismo, con la consiguiente reducción de las fuerzas tractivas.

5.1.2.1. Funciones

Primera Etapa: no colmatadas

- Retener los materiales arrastrados.

- Gracias a su capacidad de almacenamiento, se busca atenuar los picos de las crecientes

Segunda Etapa: colmatadas

- La función retenedora de sedimentos y la atenuación de los picos de las crecientes, continúa aunque en menor grado.
- La acumulación progresiva de sedimentos da lugar a una cuña de aterramiento, lo cual propicia la consolidación del fondo del cauce, fijando el perfil longitudinal del mismo y evitando procesos de degradación y erosión regresiva. Las secciones hidráulicas aumentan de tamaño, causando la disminución del radio hidráulico y la profundidad del flujo.

Por otro lado, dicha cuña de sedimentos orientada hacia el centro de la presa y del cauce, reduce la erosión lateral en los márgenes del torrente y favorece el crecimiento de vegetación, así como también, contribuye a impedir los deslizamientos de laderas inestables. Estos efectos se interpretan como disminución de aportes sólidos a la corriente de flujo.

- Formación de una nueva pendiente aguas arriba de la presa, menor que la del cauce natural en ese tramo, se conoce como pendiente de compensación porque se modifica en función del equilibrio entre los volúmenes sólidos extraídos del aluvión del fondo por la fuerza tractiva del flujo y los depositados en el mismo.

La estimación de la pendiente radica en que uno de los propósitos de la construcción de estas obras hidráulicas es disipar la energía que traen los flujos debido a las fuertes pendientes por las que se desplazan. Si dichas pendientes se plantean como delta cotas, lo que se busca es suprimir el desnivel, pero no solo con

altura de presas (ya que si son muy altas se tendrían inconvenientes en disipar la energía de caída aguas abajo) sino con atenuaciones de pendientes.

La vasta gama de variables que se encuentran involucradas con problemas relativos a los cauces naturales con presencia de flujo de sólidos, hace que el cálculo preciso de la pendiente de compensación a efectos prácticos sea imposible, por lo que se habla de la estimación de la misma. La experiencia de campo de diferentes países con estos flujos los ha llevado a crear sus propias estimaciones, las cuales se pueden encontrar en la Ref (61). Entre las más conocidas se encuentra la japonesa:

$$\frac{1}{2} \alpha \leq \alpha_c \leq \frac{2}{3} \alpha \quad (11)$$

Donde

α_c : ángulo de la pendiente original del cauce.

α : ángulo de la pendiente de compensación

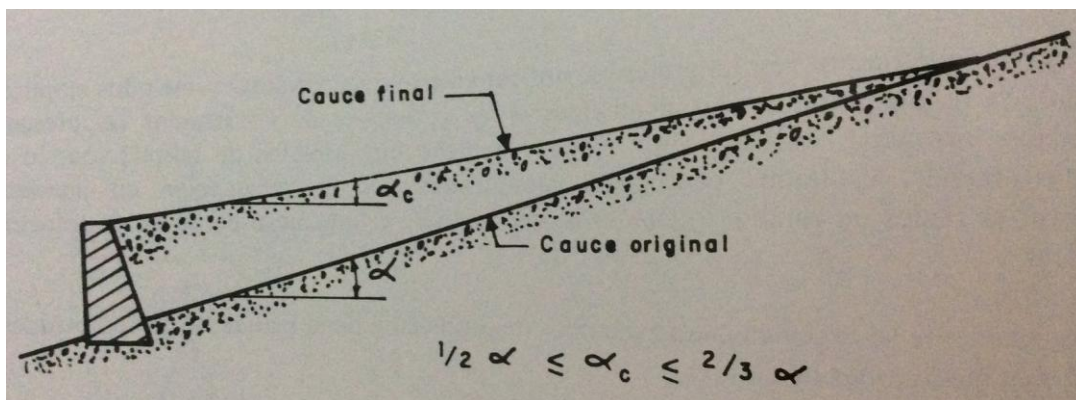


Figura 64. Pendiente de Compensación

Referencia: (62)

5.2. Criterios de diseño de las presas de retención propuestas en Vargas

En Venezuela, eran muy pocos los ingenieros que conocían sobre el fenómeno de flujo de detritos antes de diciembre de 1999. Como consecuencia, los mismos tuvieron que implementar sus propios criterios de diseño, incluyendo métodos de cálculo, para el desarrollo de los proyectos de obras de control. Para el lector que desee profundizar sobre el propio diseño de las presas de retención de sedimentos, consultar Suárez (1993).

A continuación se presentan algunos de los criterios de diseño así como algunas de las características más importantes de algunas de las presas de retención de sedimentos propuestas:

5.2.1. Mengual Guevara Asociados (MGA)

Como ya se ha venido explicando, entre las soluciones propuestas para el control de los flujos torrenciales, una de las acciones correctivas era la construcción de presas para la retención y control de sedimentos, tanto abiertas como cerradas.

Esta empresa se ocupó del diseño de obras de corrección en las parroquias de Macuto y Catia La Mar. En el río Camurí Chico se diseñó una presa abierta, en la quebrada La Zorra una presa cerrada, dos abiertas y una cerrada en la quebrada Tacagua, dos pequeñas presas cerradas en La Maternidad y una presa cerrada en El Piache. Los caudales de diseño fueron suministrados por C.G.R. Ingeniería.

Es importante destacar que cada uno de estos proyectos no solo estaban conformados por el diseño de presas de retención, algunos también incorporaron el diseño de canalizaciones, cuya importancia es vital. Para efectos de este trabajo de grado, las presas de retención de sedimentos son el tema a profundizar, igualmente se aportarán referencias para el diseño de las canalizaciones.

A continuación se presentan los criterios de diseño utilizados para tres tipos de presas de retención de sedimentos. En el Anexo "A", se pueden encontrar evidencia fotográfica de las presas construidas en la Qda. La Zorra, Camurí Chico y el alfuente "B" de la Qda. Tacagua.

5.2.1.1. Presa abierta con ventanas - Camurí Chico

La presa está construida en la parte baja de la garganta de la Quebrada Camurí Chico a cota de cauce 60.00 msnm aprox., en un tramo de río con ancho menor al de los tramos aguas arriba y aguas abajo del mismo.

Tabla 4. Generalidades - Presa abierta con ventanas - Camurí Chico

Generalidades	
Tipo	Abierta
Material	Gaviones
Ubicación	Garganta. Tramo del río con ancho menor al de los tramos aguas arriba y aguas abajo
Lecho de cauce	Afloramientos rocosos, material aluvional (peñones, gravas y arenas)

Tabla 5. Sección transversal - Presa abierta con ventanas - Camurí Chico

Sección Transversal		
Criterio	Máximo volumen de retención según costos. Pendiente de Compensación	
	$Sc = 0.65 \cdot So$	
Altura (m)	12	
Talud	Aguas Arriba	0.8H:1V
	Aguas Abajo	0.2H:1V
Ancho de Cresta (m)	4	
Longitud de Cresta (m)	57.9	

Tabla 6. Ranuras - Presa abierta con ventanas - Camurí Chico

Ranuras	
Criterio	$b \leq 1.5D_{\text{máx}}$
Diámetro Roca de Diseño (D _{máx}) (m)	0.8
Ancho (m)	1.2
Separación (m)	1.8
Cantidad	7
Altura (m)	4.15 y 4.45
Descarga Total (m ³ /s)	125
Observaciones	Revestidas con concreto. Protectores de acero en la cara aguas arriba

Tabla 7. Cajón central - Presa abierta con ventanas - Camurí Chico

Cajón Central	
Criterio	Acceso de maquinaria para limpieza
Ancho (m)	4.9
Alto (m)	4.35 y 4.5
Observaciones	Revestido con concreto. Protectores de acero en la cara aguas arriba. Divisible en 4 vanos verticales

Tabla 8. Elementos tubulares - Presa abierta con ventanas - Camurí Chico

Elementos Tubulares	
Criterio	Transformación de Energía Cinética a Energía de Deformación
Cantidad	3
Material	Acero
Diámetro (pulg)	10
Observaciones	Removibles y articulados a la losa mediante niples

Tabla 9. Vertedero - Presa abierta con ventanas - Camurí Chico

Vertedero	
Caudal de Diseño (m^3/s)	204
Frecuencia de diseño (años)	100
Ancho de Cresta (m)	4
Longitud (m)	40
Altura (m)	9.3
Observaciones	Revestido con concreto

Tabla 10. Muros laterales - Presa abierta con ventanas - Camurí Chico

Muros Laterales	
Altura (m)	2.7
Talud de Cierre	0.18H:1V
Observaciones	Revestidos con concreto

Tabla 11. Disipación - Presa abierta con ventanas - Camurí Chico

Disipación de Energía de Caída	
Estructura	Pozo Amortiguador
Caudal de Diseño (m^3/s)	204
Ancho (m)	20.5
Longitud (m)	40
Caída desde Aliv. (m)	8.3
Escalón (m)	1.1
Tirante de Agua Máx. (m)	3
Observaciones	Retícula de vigas con sistema de subdrenaje

5. PRESAS DE RETENCIÓN DE SEDIMENTOS

Tabla 12. Filtros - Presa abierta con ventanas - Camurí Chico

Filtros	
Material	Membrana geotextil permeable del tipo no tejida
Ubicación	En todo contacto de la fundación con el material aluvional del cauce
Espesor (mm)	1.4
Peso (gr/m ³)	180
Fuerza de Punctura (kg)	45

Tabla 13. Subdrenaje - Presa abierta con ventanas - Camurí Chico

Sistema Subdrenaje	
Ubicación	Aguas arriba del dentellón del pozo amortiguador

Tabla 14. Fundación - Presa abierta con ventanas - Camurí Chico

Fundación	
Material	Afloramiento rocoso
Peso unitario (ton/m ³)	1.8
Ángulo de fricción (°)	35
Sigma adm. (ton/m ²)	30

Tabla 15. Estabilidad - Presa abierta con ventanas - Camurí Chico

Estabilidad	
Criterio 1	Embalse sedimentado hasta aliviadero y creciente de diseño
Caudal (m ³ /s)	204
Criterio 2	Embalse sedimentado hasta el ras de fondo de ranuras y choque de flujo de detritos
Caudal de flujo (m ³ /s)	368

Fuerza Horizontal (ton/m)	57.66
---------------------------	-------

Tabla 16. Efecto de la presa - Presa abierta con ventanas - Camurí Chico

Efecto de la Presa	
Criterio 1	Reducción de las fuerzas tractivas del cauce
	$S \leq S_{\text{mín}}$
Criterio 2	Reducción del peso específico máximo del Flujo de Detritos.
PE Máx. (kg/m ³) [T=90min]	2366
PE Máx. (kg/m ³) [T=245min]	1169



Figura 65. Presa Abierta de Ventanas en el Río Camuri Chico

Referencia: (44)

Criterios de diseño generales

Se localiza en la parte baja de la garganta del cauce, de manera que se ubique al final de la garganta y al inicio del abanico fluvial. Su función es la retención de los grandes

bloques de roca que arrastra el río en sus crecientes, y especialmente durante la ocurrencia de flujos de lodo y piedras.

Criterios de diseño estructurales

La presa en su generalidad es de gaviones. Este material es conocido por su cualidad de absorber la energía cinética de impacto por el roce entre las rocas y transformarla en energía de deformación plástica, siempre y cuando se evite que el alambre que mantiene a los gaviones agrupados no esté en contacto con el agua en movimiento, ya que esa fricción que se produce debilita el galvanizado del mismo. También se debe tener en cuenta que el impacto directo de grandes rocas sobre este alambre hace que pierda resistencia en el tiempo.

Para evitar percances de debilitamientos del alambre de los gaviones por contacto con agua en movimiento, todas las ventanas de la presa se encuentran revestidas internamente con concreto armado. A su vez, en las zonas del talud aguas arriba que estarían expuestas al impacto directo de rocas, se les complementó con protectores de acero anclados al concreto.

Por otro lado, además de las ventanas, se le incorporó al diseño un cajón de concreto en el centro de la estructura y cuya rasante de fondo queda por debajo de la rasante de las ventanas. El objetivo del cajón es facilitar el mantenimiento y limpieza de la presa por lo que sus dimensiones deben posibilitar el acceso de maquinaria y equipos para remover las rocas y sedimentos retenidos aguas arriba de la presa. Así mismo se incluyó el diseño de un diente de encastre en la losa de concreto del aliviadero.

La entrada del cajón está dividida en vanos verticales mediante elementos tubulares removibles de acero y articulados a las losas superior e inferior mediante niples de menor diámetro soldados a placas ancladas al concreto. La finalidad de los tubos es que el cajón siga actuando en la retención de grandes rocas durante el funcionamiento de la presa.

El diseño de los elementos tubulares metálicos se realizó con base en la conversión de la energía cinética de la roca a ser detenida en energía de deformación plástica del tubo vertical por el choque de la misma, criterio que se explicará en las presas de rastrillo.

Es importante mencionar que el proyecto de Camurí Chico solo contempla la construcción de una presa de retención y la canalización. Teniendo en cuenta que el objetivo principal es reducir los daños que pueda causar la llegada de sedimentos de gran tamaño a las zonas pobladas, en este caso, una sola presa es la que desempeña la función de retención. Por lo que entre los criterios de diseño se encuentra definir la máxima capacidad de almacenamiento de acuerdo a los costos que implica la construcción de la presa en cuanto a dimensiones.

Dicho factor fue determinante en la selección de la altura de la presa. En otras palabras, se buscó originar un tramo de cauce de pendiente compensada, generándose un volumen adecuado para la retención de sedimentos y un ancho incrementado de cauce tal que contribuya a la detención de un eventual flujo de lodo y piedras, siempre y cuando se obtuvieran valores de dimensiones razonables desde el punto de vista económico.

Dada la función principal de la presa de retener sedimentos, su funcionamiento dependerá de la continuidad del mantenimiento (limpieza).

El talud aguas abajo es de pendiente más suave que el de aguas arriba, y la disposición de los gaviones consiste en que por cada metro de altura el gavión sobresalga 20 cm horizontalmente, es decir que el gavión consiguiente se coloca en los 80 cm restantes, de manera que la parábola que describe la vertiente de agua que cae, no toque la malla del gavión.

La determinación de los esfuerzos en la fundación, las verificaciones al volcamiento y deslizamiento y esfuerzos internos en los gaviones, ha sido realizada considerando el

efecto de las ranuras dentro del cuerpo de la presa y despreciando el revestimiento de concreto de las mismas, para las condiciones ya mencionadas.

Criterios de diseño hidráulicos

El aliviadero se diseñó para una creciente centenaria. Por otro lado, para la evaluación de los efectos generados por la presencia de la presa en el cauce se utilizó un análisis de reducción de fuerzas tractivas en el cauce y reducción del peso específico máximo del flujo de detritos.

Reducción de las fuerzas tractivas en el cauce

En primer lugar, es necesario entender qué es el esfuerzo cortante crítico. Es aquel valor de esfuerzo necesario para la iniciación del movimiento de los sedimentos ($\tau = \gamma SR$), es decir, si sobre una partícula actúa un esfuerzo menor al requerido para que ésta se desplazase, se sedimenta. Lo cual es para efectos de los objetivos de este tipo de presas, un valor importante que al ser interpretado de forma adecuada contribuye a reducir el movimiento de los flujos de detritos.

Este procedimiento se logró llevar a cabo dado que se tenían levantamientos altimétricos de la quebrada Camurí Chico antes y después de los deslaves de 1999, por lo que se realizó un estudio de los cambios ocurridos en el cauce. Asimismo, se asumió un valor de peso específico del flujo de detritos constante.

Al comparar la topografía anterior con la resultante luego de los deslaves, se observaron zonas con cotas mayores, evidenciándose la sedimentación de partículas por el paso de flujo de detritos, así como puntos de menor cota donde era indudable la erosión del cauce por el mismo fenómeno, y también se observaron sectores donde la cota había permanecido igual. Los tramos de lecho de cauce donde los flujos de detritos parecían no haber generado procesos de sedimentación ni erosión, presentaban estabilidad en el

fondo. Esta característica hizo que se evaluara la invariabilidad del esfuerzo cortante en dichos tramos, obteniéndose valores críticos del parámetro S·R.

Luego se modeló el comportamiento del cauce modificado aguas arriba de la presa, por efecto de la eventual sedimentación y el consiguiente cambio de pendiente de fondo y del ancho del cauce. Vale mencionar que dado que el ancho del cauce es muy grande en comparación al tirante de agua, se asume que el radio hidráulico se aproxima al tirante de agua.

Una vez configurado el perfil longitudinal del sector aguas arriba de la presa sedimentado, se evalúa por secciones a lo largo del mismo y conocidos el radio hidráulico y el parámetro S·R, se calcula el valor de la pendiente mínima requerida para que el flujo de detritos no fluya y se deposite. Se hace una comparación entre la pendiente de compensación calculada y su respectiva pendiente mínima.

- $St \leq S_{mín}$ OK
- $St > S_{mín}$ Si este es el resultado en varios tramos, se recomienda buscar otro sitio de presa.

Este tipo de estudio fue único para la quebrada de Camurí Chico por las condiciones ya indicadas aunado a que la toma de valores se realizó in situ.

5.2.1.2. Presa abierta tipo rastrillo - Afluente "B" de la quebrada Tacagua

La presa está construida en la Quebrada "B" a una cota de cauce aproximada de 137.00 msnm, y a unos 220 m de su confluencia con la Quebrada Tacagua.

Tabla 17. Generalidades - Presa abierta tipo rastrillo - Tacagua

Generalidades	
Tipo	Rastrillo, abierta
Material	Concreto armado/Elementos tubulares de acero
Ubicación	Afluente por la margen izquierda de la quebrada Tacagua. Sección estrecha en forma de "V"
Lecho del cauce	Afloramientos rocosos continuos de esquistos cuarzo micáceos meteorizados duros, en algunos sectores cubiertos por una capa de suelo coluvial con espesor inferior a 0.50 m.

Tabla 18. Muros laterales - Presa abierta tipo rastrillo - Tacagua

Muros de cierre laterales	
Altura a partir del aliviadero (m)	1
Ancho de la cresta (m)	1
Material	Concreto armado
Talud aguas arriba	Vertical
Talud aguas abajo	0,6H : 1,0V
Observaciones	Forman un elemento monolítico con la viga de fundación

Tabla 19. Aliviadero - Presa abierta tipo rastrillo - Tacagua

Aliviadero	
Caudal de diseño (m ³ /s)	14
Longitud(m)	8,7
Altura(m)	6.20
Observaciones	Una vez que la presa esté colmatada se formará el aliviadero en conjunto con los muros de cierre

Tabla 20. Ranuras - Presa abierta tipo rastrillo - Tacagua

Ranuras	
Criterio	$b > 1.5D_{m\acute{a}x}$
Diámetro roca de diseño ($D_{m\acute{a}x}$) (m)	0,6
Ancho (m)	0,9
Cantidad	7
Altura (m)	4
Caudal unitario(m^3/s)	2,22
Observaciones	Estas ranuras están conformadas por la separación entre elementos tubulares de acero.

Tabla 21. Roca de diseño - Presa abierta tipo rastrillo - Tacagua

Roca de diseño	
Dimensiones (m)	8,00 x 2,50 x 1,00
Peso específico (kg/m^3)	2600
Peso de la roca (kg)	52000
Velocidad de aproximación (m/s)	4

Tabla 22. Elementos tubulares - Presa abierta tipo rastrillo - Tacagua

Elementos tubulares	
Criterio	Transformación de energía cinética a energía de deformación
Cantidad	6
Material	Acero API 5L GRADO B
Altura (m)	4
Inclinación de elementos tubulares	Aguas arriba: Vertical
	Aguas abajo: 0,6 H: 1,0V
Diámetro exterior (pulg)	16
Espesor (pulg)	0,5
Observaciones	Estos elementos conforman marcos triangulares

Tabla 23. Disipación - Presa abierta tipo rastrillo - Tacagua

Disipación de energía	
Tipo	Impacto directo sobre el afloramiento rocoso

Tabla 24. Fundación - Presa abierta tipo rastrillo - Tacagua

Fundación	
Material	Concreto
Ancho	Variable: entre 3,88 m y 5,20 m
Espesor	Variable: entre 1,40 m y 2,00 m
Observaciones	Integrada por vigas laterales y losa



Figura 66. Presa Abierta tipo rastrillo en el afluente "B" de la Qda. Tacagua

Referencia: (8)

Criterios de diseño generales

Las rocas de gran tamaño son las que causan la mayor devastación cuando alcanzan los conos de deyección, ya que es aquí donde se encuentra la mayor cantidad de zonas pobladas. Al unir la velocidad con la que se desplazan con su gran tamaño, estas rocas destruyen todo lo que consiguen a su paso de manera violenta y es por esto que se debe evitar que estas alcancen dichas zonas. Para tal fin es necesaria la construcción de algún tipo de barrera cuyo objetivo principal sea retenerlas, disipando la gran cantidad de energía que estas poseen. Es por esto que las presas abiertas tipo rastrillo son ideales, debido a que cuando la roca impacta los tubos de acero, la energía cinética es transformada en energía de deformación que luego es transmitida por los muros de cierre y la fundación al afloramiento rocoso competente. Por otro lado, al detener estas rocas, se evita que estas caigan en alguna parte del cauce donde se conviertan en una obstrucción, causando el desbordamiento del mismo.

Las presas abiertas tipo rastrillo están conformadas por una serie de elementos metálicos verticales desligados en su extremo superior y empotrados en una viga de fundación de concreto armado que forma un elemento monolítico con los muros de cierre, el cual está anclado al afloramiento rocoso mediante anclajes pasivos. Es importante asegurar el encastre mecánico entre este mismo elemento y la roca de fundación, con el fin de garantizar la resistencia al volcamiento y deslizamiento, así como la transmisión de las fuerzas de empuje al afloramiento rocoso.

Criterios de diseño hidráulicos

El diseño del aliviadero se realizó para una creciente centenaria. Por otro lado, para asegurarse de que esta pudiese ser evacuada a través de los elementos tubulares en la condición no sedimentada, se consideró una pérdida localizada igual al 30% de la energía mínima, tomando en cuenta que el nivel de aguas máximas debía estar por debajo del tope de los elementos tubulares. Así mismo, para la condición de sedimentación total, el aliviadero formado entre los muros de cierre es capaz de evacuar la creciente de diseño manteniendo un borde libre mínimo de 0,30 m.

Cabe destacar que debido a que el afloramiento rocoso donde se ubicó fue competente, la disipación de energía al pie de la presa se realizó por impacto directamente sobre él.

Descarga sobre elementos tubulares

El nivel máximo aguas arriba para la condición de flujo crítico se define de la siguiente manera :

$$H_1 = 1,5(1 + P) * [q^2/g]^{1/3} \quad (12)$$

Donde:

- H_1 = altura máxima del agua (m)
- P = coeficiente de pérdida entre los tubos (0.30)
- q = caudal unitario ($m^3/s/m$) = (Q/L_e)
- L_e = ancho efectivo = $L - N * \emptyset$ (m)
- L = ancho total (m)
- N = número de elementos tubulares
- \emptyset = diámetro de elementos tubulares

Descarga sobre el aliviadero

El nivel máximo aguas arriba para la condición donde la presa se encuentra llena de sedimentos es el siguiente:

$$H_2 = [Q/(C * L)]^{2/3} \quad (13)$$

Donde:

- H_2 = altura máxima del agua (m)
- Q = caudal de diseño (m^3/s)
- C = coeficiente de descarga del aliviadero (1,80)
- L = ancho total (m)

Criterios de diseño estructurales

Para el cálculo de la separación entre elementos tubulares, el diámetro mínimo de roca a ser detenida se determinó mediante la observación de las rocas arrastradas por el flujo.

Por otra parte, la altura de los elementos tubulares que conformaron el "rastrillo" se calculó en función del mayor tamaño promedio de roca a detener. Es importante mencionar que podrían existir otras condiciones que dicten el valor la altura, siempre y cuando se cumpla este último criterio, como por ejemplo, la cota impuesta por el afloramiento rocoso de alguna de las márgenes.

La selección inicial de los elementos tubulares se realizó según el peso de la roca a detener:

Tabla 25. Diámetros de elementos tubulares según peso de roca

Rango de peso	Rango de diámetros
Peso < 3,0 Ton	168 mm - 219 mm (Schedule 40)
3,0 Ton < Peso < 20,0 Ton	273 mm - 324 mm (Schedule 40)
20,0 Ton < Peso < 70,0 Ton	406 mm - 508 mm (Schedule 40 o 60)

El criterio principal para el diseño de estos elementos fue la transformación de la energía cinética de la roca que impacta el tubo vertical en energía de deformación plástica. La metodología de cálculo contempló las siguientes condiciones:

- Con el fin de mantener la geometría original del marco triangular, la deformación horizontal en el punto de impacto será igual o menor al 5% de la longitud total del mismo.
- El impacto de la roca horizontal en el centro producirá tres articulaciones plásticas en el tubo vertical.

- La fuerza de compresión total en el tubo inclinado se calculará para la condición crítica de impacto en la parte superior del marco triangular. La misma deberá ser menor o igual al 60% de la fuerza crítica de pandeo del tubo.
- La verificación de los elementos tubulares se debe realizar para la condición de sedimentación aguas arriba, en función del el empuje estático del material retenido.
- Para evitar el pandeo local en perfiles tubulares redondos, la relación diámetro/espesor debe ser inferior a 95.

Constructivamente, se deben tomar en cuenta los siguientes criterios:

- Para garantizar que queden empotrados, tanto el tubo vertical como el inclinado deben quedar embutidos tres diámetros dentro del concreto en la viga de fundación. Los extremos embutidos tendrán una placa base soldada con diámetro superior al de los mismos tubos.
- Para unir el tubo vertical y el inclinado en su extremo superior, se debe realizar un corte inclinado en ambos, para luego ser unidos mediante el empleo de una lamina plana intermedia con un espesor superior al de los tubos. Las aberturas superiores deben ser reforzadas con otra lámina de igual espesor



Figura 67. Unión de tubo vertical con tubo inclinado

Referencia: (8)

En cuanto a la viga de fundación, ésta se diseñó de tal manera que quedara parcialmente embutida en una cajuela en el afloramiento rocoso. La disposición y número de anclajes se determinó según el momento de volcamiento generado por el impacto de la roca y se verificó para la condición de sedimentación aguas arriba en función del momento de volcamiento generado por el empuje estático del material retenido.

Los muros laterales se anclaron de manera similar a la viga de fundación. La disposición y número de los dichos anclajes se contempló para la condición de sedimentación aguas arriba, en función del momento de volcamiento generado por el empuje estático del material retenido. Los muros también fueron embutidos parcialmente en una cajuela en el afloramiento rocoso.

Diseño de los elementos tubulares

Cálculo de deformación horizontal

La condición más desfavorable de cálculo corresponde al impacto de la roca en el punto "H/2" del elemento tubular con altura "H". La expresión para calcular el desplazamiento horizontal en este punto es la siguiente:

$$\delta = \frac{P}{g} * V^2 * H/16 * M_p \quad (14)$$

Donde:

- δ = deformación horizontal (m)
- P= peso de la roca (m)
- g = aceleración de la gravedad (9,81 m/s²)
- V= velocidad de la roca (m/s)
- H= altura del tubo vertical (m)
- M_p = momento plástico = $Z_x * (F_y/100)$ (kg*m)
- Z_x = módulo plástico de sección (cm³)
- F_y = esfuerzo de fluencia (Kg / cm²)

La deformación horizontal " δ " debe ser menor o igual 0.05H para que el marco triangular conserve, en la medida de lo posible, su configuración original.

Verificación de colapso por pandeo

Se debe cumplir que la fuerza axial F_a en el elemento inclinado sea menor al 60% de la fuerza crítica por pandeo F_{cr} en el elemento inclinado:

Fuerza axial:

$$F_a = \frac{F}{\text{sen}(\alpha)} = 1,94 F \quad (15)$$

Donde:

- F = Fuerza de impacto de la roca = $8 * M_p/H$ (kg)
- F_a = Fuerza axial en el elemento inclinado (kg)
- α = ángulo de deformación de elementos tubulares para deformación del 5% = 30.96°

Fuerza crítica de pandeo:

$$F_{cr} = 1 - \frac{((K*L)/r)^2}{4*\pi^2*(E/F_y)} * A \quad (16)$$

Donde:

- F_{cr} = fuerza crítica de pandeo (Kg)
- A = área de la sección (cm²)

- $K*L/r$ = rigidez relativa de AB = $0.70*L/r$
- L = longitud de elemento inclinado (cm)
- r = radio de giro de la sección (cm)
- E = módulo de elasticidad (kg/cm^2)
- F_y = esfuerzo de fluencia (kg/cm^2)

Verificación por empuje del elemento vertical

Se debe verificar que el tubo vertical aguas arriba sea capaz de resistir el empuje estático de los sedimentos cuando la presa se encuentre colmatada. Considerando el extremo superior articulado y el inferior empotrado. Se debe cumplir que el esfuerzo de trabajo del acero F_s sea menor al 60% del esfuerzo de fluencia del acero F_y :

$$M_o = (K_o * \gamma * \frac{H^3}{15}) * AT \quad (17)$$

Donde:

- M_o = momento en el extremo inferior del elemento tubular vertical (kg-cm)
- K_o = coeficiente de empuje en reposo del sedimento = 0,50
- γ = peso específico de los sedimentos (kg/m^3)
- H = altura del elemento tubular vertical (m)
- AT = ancho tributario (m)

$$F_s = M_o/S \quad (18)$$

Donde:

- F_s = esfuerzo de trabajo del acero (kg/cm^2)
- M_o = momento en el extremo inferior del elemento tubular vertical (kg-cm)
- S = módulo elástico de sección del tubo (cm^3)

5.2.1.3. Presa cerrada de gaviones - Quebrada La Zorra

La presa está construida al final de la garganta de la Quebrada La Zorra a cota de cauce 122.00 msnm aprox., aguas abajo de un pronunciado torrente afluente por la margen Este.

Tabla 26. Generalidades - Presa cerrada de gaviones - La Zorra

Generalidades	
Tipo	Cerrada
Material	Gaviones
Ubicación	Sitio presenta un fuerte estrangulamiento por parte de un saliente rocoso en el estribo izquierdo, así como afloramientos rocosos en el estribo derecho y taludes del cauce actual
Lecho del cauce	Esquisto meteorizado

Tabla 27. Aliviadero - Presa cerrada de gaviones - La Zorra

Aliviadero	
Caudal de diseño (m ³ /s)	80
Ancho de la cresta (m)	3
Longitud (m)	20
Altura (m)	8
Observaciones	Revestido en concreto

Tabla 28. Muros laterales - Presa cerrada de gaviones - La Zorra

Muros laterales		
Altura (m)		2,5
Ancho (m)		3
Talud	Aguas arriba	0,75H : 1,00V
	Aguas abajo	0,20H : 1,00V
Observaciones		Revestidos en concreto

Tabla 29. Disipación - Presa cerrada de gaviones - La Zorra

Disipación de energía por caída libre	
Estructura	Pozo amortiguador
Caudal de diseño (m ³ /s)	80
Ancho (m)	20
Longitud (m)	12,15
Caída desde aliv. (m)	7,23
Longitud de transición a canalización (m)	10
Observaciones	Pozo amortiguador U.S.B.R. TIPO III

Tabla 30. Estabilidad - Presa cerrada de gaviones - La Zorra

Estabilidad	
Criterio	Se evalúa para la condición de nivel de aguas máximo correspondiente a una descarga sobre el aliviadero de 80 m ³ /s, embalse sin sedimentos y colmatado, y subpresiones sin atenuación.

Tabla 31. Subdrenaje - Presa cerrada de gaviones - La Zorra

Sistema de subdrenaje	
Criterio	Conformado por subdrenes de piedra picada y tubería de drenaje corrugada perforada P.V.C.

Tabla 32. Mechinales - Presa cerrada de gaviones - La Zorra

Mechinales		
Fila superior	Material	P.V.C
	Cantidad	8
	Diámetro (mm)	300
Fila intermedia	Material	P.V.C
	Cantidad	7
	Diámetro (mm)	300
Fila inferior	Material	Concreto
	Cantidad	6
	Diámetro (mm)	450



Figura 68. Presa cerrada de gaviones en la Qda. La Zorra

Referencia: (8)

Criterios de diseño generales

Se seleccionó este tipo de presa porque se comprobó que en esta zona no se observaron rocas de gran tamaño que pudiesen impactar directamente en los gaviones y

causar daño estructural al cuerpo de la presa. Se utilizaron gaviones con malla tipo "GALFAN". Tanto el aliviadero como los muros laterales se encuentran revestidos con concreto armado, para evitar el efecto abrasivo del agua sobre los alambres de los gaviones.

Criterios de diseño estructurales

En primer lugar, la altura de la presa se determinó en función de generar un tramo de cauce con pendiente compensada en el orden de 250 m de longitud, generándose un volumen adecuado para retención de sedimentos.

En segundo lugar, el ancho de la cresta y la inclinación del talud aguas arriba se determinaron en base al esfuerzo admisible en la fundación con un factor de seguridad mínimo de 1.5, considerando la sección de altura máxima de la presa ubicada fuera del aliviadero, nivel de agua generado por la creciente de diseño y subpresiones sin atenuación.

Finalmente, la verificación del esfuerzo máximo en la fundación, la estabilidad al volcamiento y al deslizamiento se realizó en la sección antes mencionada, para las condiciones de nivel máximo de aguas, supresiones sin atenuación y presa sin sedimentos y colmatada. Para el volcamiento el factor de seguridad mínimo fue igual a 1.50 y para el deslizamiento se tomó igual a 2.00. Adicionalmente, para la verificación al deslizamiento, se consideraron como fuerzas estabilizantes el roce con la fundación ($\phi < 27^\circ$) y el empuje pasivo del relleno extendido aguas abajo de la presa.

Criterios de diseño hidráulicos

El diseño del aliviadero se realizó para una creciente centenaria y se verificó para un valor de 1,5 veces la de diseño (a expensas del borde libre). De igual forma, el pozo amortiguador se diseñó con resalto controlado por sección contraída aguas abajo; la disipación inicial se realizó por caída e impacto contra el fondo.

Debido a que el material de construcción fueron los gaviones, se colocó un filtro bajo la presa y una membrana geotextil en contacto con los mismos y el terraplén aguas arriba para evitar la ocurrencia de tubificación.



Figura 69. Presa de retención en Qda. La Zorra

Referencia: (8)

5.2.2. Agencia de Cooperación Internacional del Japón (JICA)

Como consecuencia de la tragedia ocurrida en el estado Vargas, en diciembre de 1999, entre los entes internacionales que ayudaron en la realización de anteproyectos, el Gobierno Venezolano solicitó al Gobierno Japonés la Cooperación Técnica dada su vasta experiencia en eventos similares.

Para ello el Gobierno Japonés envió un grupo de expertos, quienes permanecieron en el país por un período de meses, y se encargaron de elaborar un Proyecto relacionado con las medidas de control para evitar desastres originados por el transporte de sedimentos.

El equipo japonés preparó un proyecto en los torrentes de San Julián y Camurí Chico, el cual contempla aspectos de cálculos de volumen de sedimentos producidos en ambos torrentes, movimientos de flujo de lodo y piedra, características de los sedimentos depositados, medidas de obras SABO, simulación numérica y evaluación de los efectos de las obras, elaboración y aplicación de encuestas de educación ambiental para la comunidad a los fines de evaluar la instalación de un sensor contra flujo de lodo y piedras, y la donación e instalación del sistema de alerta temprana y evacuación. Para el lector interesado en conocer sobre contenidos que no se incluyan en los objetivos establecidos de esta publicación, se recomienda revisar la Ref (1).

El hecho de que Japón es uno de los países con más experticia en la investigación del flujo de detritos, junto con la tecnología que usaron para el análisis de las zonas de afectadas, hizo que los valores obtenidos y reportados en este proyecto sirvieran de guía para los ingenieros venezolanos, quienes no poseían experiencia con este fenómeno.

Por las razones antes mencionadas, aunque estos proyectos no se ejecutaron, resulta importante la documentación de los criterios de diseño adoptados para las obras de control de sedimentos, las cuales serán presentadas a continuación.

Igualmente se complementa la información con los Anexos "B".

5.2.2.1. Proyecto SABO cuenca San Julián

Tabla 33. Zonificación - Proyecto SABO

Zonificación de Torrente			
Zona	Cota	Pendiente	Flujo de lodo y piedras
A	> 300	$S > 20$	Producción
B	125 - 300	$5 < S < 10$	Descarga
C	0 - 125	$S < 5$	Depósito

Tabla 34. Política de control - Proyecto SABO

Política de control de flujo de lodo y piedra	Zonificación		
	A	B	C
Almacenamiento de flujo de lodo y piedra	N/P	2 diques abiertos	N/P
Disminuir la erosión del lecho del río	N/P	3 obras de consolidación	N/P
Descarga del flujo de lodo y piedras	N/P	N/P	Canalización. Excavación de cauce y muro lateral
Flujo de sedimento en tiempo normal	N/P	Diques abiertos y obras de consolidación	Canalización

Tabla 35. Crecientes de diseño - Proyecto SABO

Crecientes de Diseño		
Tr = 100 años	Diques abiertos	Obras de consolidación
Caudal líquido (m ³ /s)	399	423
Caudal de flujo de lodo y piedras (m ³ /s)	610	650

Tabla 36. Generalidades Diques abiertos - Proyecto SABO

Generalidades Diques Abiertos	
Tipo	Abierta
Ubicación	Sector más angosto del cauce. Ambos lados de la orilla deben tener buenas condiciones geológicas (sin deslizamientos ni erosión)
Lecho de cauce	Arena y grava

Tabla 37. Sección transversal D.A - Proyecto SABO

Sección Transversal Diques Abiertos		
Criterio	Estabilidad de la presa	
Altura (m)	17	
Talud	Aguas Arriba	0.74H:1V
	Aguas Abajo	0.2H:1V
Ancho de Cresta (m)	4	
Longitud de Cresta (m)	30	

Tabla 38. Ranuras D.A - Proyecto SABO

Ranuras Dique Abierto	
Criterio	$b \leq 1.5D_{\text{máx}}$
Diámetro Roca de Diseño (m)	3
Ancho (m)	3
Separación (m)	5.5
Cantidad	3
Altura (m)	9
Descarga Total (m ³ /s)	430

Tabla 39. Vertedero D.A - Proyecto SABO

Vertedero Diques Abiertos	
Criterio	Wair
Caudal de Diseño (m ³ /s)	610
Ancho de Cresta (m)	4
Longitud (m)	30
Altura (m)	6

Tabla 40. Fundación D.A - Proyecto SABO

Fundación Dique Abierto		
Material	Canto rodado y gravas	
Fuerza de Soporte (ton/m ²)	50 - 60	
Profundidad de excavación (m)	Mínima	1.5
	Máxima	5

Tabla 41. Disipación D.A - Proyecto SABO

Disipación de Energía de Caída Dique Abierto	
Estructura	Contradique con batiente
Criterio	Distancia requerida entre dique y contradique. Altura para evitar socavación. Ancho de cresta para continuación de descarga de sedimentos. Espesor para energía de caída del agua
Distancia (m)	30
Altura calculada (m)	4.5
Penetración de cimiento (m)	2
Altura final (m)	6.5
Ancho de cresta (m)	3
Longitud de bat (m)	30
Espesor de bat (m)	1
Observaciones	Construcción de defensa de la pared lateral de altura 8.5 m para evitar erosión de la misma.

Tabla 42. Efecto D.A - Proyecto SABO

Efecto de Diques Abiertos	
Criterio	Volumen de sedimentos almacenado
Vs dique 1 (m ³)	150300
Vs dique 2 (m ³)	79380
Vs total (m ³)	229680

Tabla 43. Generalidades O.C - Proyecto SABO

Generalidades Obras de Consolidación	
Tipo	Cerrada
Lecho de cauce	Arena y grava

Tabla 44. Sección transversal O.C. - Proyecto SABO

Sección Transversal Obras de Consolidación		
Criterio	Estabilidad de la presa	
Altura (m)	8	
Talud	Aguas Arriba	0.17H:1V
	Aguas Abajo	0.2H:1V
Ancho de Cresta (m)	4	
Longitud de Cresta (m)	60	

Tabla 45. Ranuras O.C. - Proyecto SABO

Ranuras Obra de Consolidación	
Criterio	$b \leq 1.5D_{\text{máx}}$
Diámetro Roca de Diseño (m)	3
Ancho (m)	3
Separación (m)	6
Cantidad	3
Altura (m)	
Descarga Total (m ³ /s)	430

Tabla 46. Vertederos O.C. - Proyecto SABO

Vertedero Obras de Consolidación	
Criterio	Manning
Caudal de Diseño (m ³ /s)	650
Ancho de Cresta (m)	4
Longitud (m)	60
Altura (m)	3

Tabla 47. Fundación O.C - Proyecto SABO

Fundación Obra de Consolidación	
Profundidad de excavación (m)	2

Tabla 48. Disipación O.C. - Proyecto SABO

Disipación de Energía de Caída Obra de Consolidación	
Estructura	Batiente con muro vertical en extremo aguas abajo
Criterio	Distancia requerida para evitar socavación. Espesor para energía de caída del agua.
Longitud bat (m)	12
Espesor bat (m)	1
Ancho de muro (m)	2
Profundidad de muro (m)	2
Observaciones	Construcción de muro protector de altura de 3 m en para evitar erosión en ambas paredes laterales.

Tabla 49. Efecto O.C - Proyecto SABO

Efecto de Obras de Consolidación	
Criterio	Volumen de sedimentos detenido
V obra 1 (m ³)	60829
V obra 2 (m ³)	34759
V obra 3 (m ³)	52138
V total (m ³)	147726

Tabla 50. Efecto proyecto SABO

Efecto Proyecto SABO		
Diques Abiertos (m ³)	229680	
Obras de Consolidación (m ³)	147726	
Canalización (m ³)	211000	
Total volumen controlado (m ³)	588406	V _c > V _p OK
Volumen proyectado (m ³)	580000	

Criterios de diseño generales

Para el diseño de las aberturas del dique abierto, si no se toma en cuenta la corriente de lodo y piedra, es mejor que la cantidad de aberturas sea grande para disminuir en lo posible la sedimentación de tierra y arena. Sin embargo, si se colocan muchas aberturas, se reduce el peso de la presa de control de erosión, causando pérdida de estabilidad y al adelgazarse el concreto entre las aberturas se convierte en un punto débil. Se debe asegurar que la distancia entre las aberturas sea mayor que el doble del ancho de la abertura.

Con la finalidad de incrementar la capacidad de acumulación de arena en la presa abierta de control de erosión, se recomienda que la profundidad de la abertura sea grande, pero existe el riesgo de erosión del cimiento de la presa. En consecuencia, el fondo de la abertura se fija en las proximidades de la terraza de la ribera del río, para evitar la erosión lateral de la terraza ribereña y asegurando la estabilidad del cimiento de la presa.

En el caso de la obra de consolidación, su objetivo es disminuir la erosión del lecho del cauce y por ello no es necesario abertura, sin embargo para descargar lodos y arenas hacia aguas abajo en tiempo normal, se les colocó aberturas. Para el cálculo del vertedero se usó la fórmula de Manning ya que inmediatamente después de la obra se forma una superficie de arena acumulada hasta la coronación del vertedero.

Debido a que el río de estudio incluye el transporte de rocas de gran tamaño y tiene una carga de impacto considerable, y la parte de la abertura es estructuralmente débil, mediante el cálculo de estabilidad se determina el ancho de la coronación del vertedero, la altura, la profundidad de desbordamiento, altura de la arena acumulada (altura de fondo de la abertura), y pendientes de talud aguas arriba y aguas abajo. Asimismo, la condición de esfuerzo sobre el extremo aguas arriba del cimientado diferente de cero, fue determinante en la forma de la presa.

Para evaluar el efecto de control de sedimentos se usaron las siguientes ecuaciones:

Diques abiertos

$$Vs = (0.5 \cdot A \cdot L) - (0.5 \cdot Ab \cdot Lb) \quad (19)$$

$$L = \frac{3H}{I_0} \quad Lb = \frac{2Hb}{I_0} \quad (20) \text{ y } (21)$$

$$I = \frac{2}{3} I_0 \quad (22)$$

Obras de consolidación

$$Vs = 0.5 \cdot V \cdot L \quad (23)$$

Donde:

- V_s : volumen de lodo y arena controlado
- A : área de sedimentos de altura total del dique y fundación en el eje del dique.
- L : longitud de sedimentos contra altura total de fundación del dique.
- Ab : área de sedimentos de altura de abertura y fundación en el eje del dique.
- Lb : longitud de sedimentos contra altura de abertura del dique.
- V : sedimentos depositados en el cauce por un metro lineal.
- H : altura de obra de consolidación.
- I : pendiente modificada del cauce.
- I_0 : pendiente original del cauce.

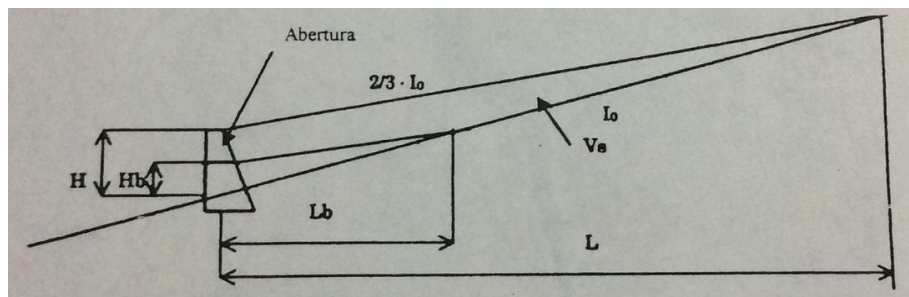


Figura 70. Parámetros para la evaluación del efecto de control de sedimentos, JICA

Referencia: (1)

Los efectos que se indican en las tablas ocurrirán siempre y cuando todas las obras proyectadas funcionen óptimamente, y para ello es necesario las siguientes actividades: en caso de producirse depósito de sedimentos en los diques abiertos y en las obras de canalización deben realizarse el mantenimiento de limpieza de las mismas (retiro de material).

Como se observa en las tablas, las fundaciones estuvieron definidas por la reducción en lo posible de la penetración del cimiento desde la línea original topográfica, estableciéndose profundidades mínimas de excavación propias de cada zona del cauce.

Para el diseño del contradique se calculó la distancia requerida entre el dique principal y el contradique para atenuar el flujo del agua descargada por la presa principal utilizando la fórmula experimental:

$$L = (1.5 \sim 2)(H1 + h) \quad (24)$$

Donde:

- H1 : altura de la parte superior de la presa desde la batiente.
- h : profundidad de diseño del agua.

La altura del contradique es la altura requerida de la presa aguas abajo para evitar la socavación del cimiento del dique principal:

$$L = \left(\frac{1}{3} \sim \frac{1}{4}\right)(H) \quad (25)$$

Donde:

- H : altura de dique (m).

5.2.3. Martínez Consultores S.A

Martínez Consultores formó parte del primer grupo de empresas que fue llamada de emergencia para la construcción de estas obras. Se desarrollaron los anteproyectos de grupos de presas cerradas y abiertas en los cauces y afluentes de muchas de los cauces del estado Vargas, pero en este trabajo se presenta un breve resumen de las características de las presas presentes en los anteproyectos de Piedra Azul, San Julián, Osorio, Macuto, Cariaco y Germán. Cabe destacar que en todos los casos, estos proyectos incluyeron el diseño de una canalización.

En el caso de Martínez Consultores, el objetivo del diseño de estas presas no fue retener sedimentos sino lograr la colmatación para generar una pendiente de compensación tal, que las fuerzas tractivas en caso de que ocurra un evento similar no sean capaces de erosionar el fondo hasta llegar al estrato donde se encuentran las grandes rocas, que luego de desprenderse se desplazan hacia aguas abajo y causan la mayor cantidad de daños al llegar al cono de deyección . Este argumento se basa en que al visitar la zona donde ocurrieron los flujos, se observó que en el fondo de los cauces se encontraron cavidades de varios metros de diámetro dejando en evidencia el desprendimiento de grandes peñones. Especulan que el esfuerzo cortante en el fondo fue de tal magnitud que las dejó al descubierto y las levantó.

5.2.3.1. Presas de concreto abiertas y cerradas

A continuación se presentan las características de varias presas que se diseñaron para los cauces de Cariaco, Macuto, Germán, Osorio Piedra Azul y San Julián:

Anteproyecto Cariaco

Tabla 51. Generalidades - Cariaco

Generalidades		
Cantidad de presas		2
Tipo	Presa 1	Abierta
	Presa 2	Abierta
Diseño		Dientes de concreto armado y en sus extremos laterales muros de concreto ciclópeo
Observaciones		Ambas presas poseen las mismas dimensiones y alta capacidad de rompimiento retención.

Tabla 52. Ubicación Presa#1 - Cariaco

Ubicación - Presa 1		
Ubicación		Quebrada Cariaco
Eje	N	1.172.753,00
	E	727.543,00
	N	1.172.770,00
	E	727.565,00
Cota de fondo (msnm)	Entrada	65,40
	Salida	63,00

Tabla 53. Ubicación Presa#2 - Cariaco

Ubicación - Presa 2		
Ubicación		Quebrada Cariaco
Eje	N	1.172.336,00
	E	729.649,00
	N	1.172.358,00
	E	727.667,00
Cota de fondo (msnm)	Entrada	131,00
	Salida	128,00
Observaciones		Se estima que en caso de que ocurra un evento similar al de diciembre de 1999 la retención del flujo de barro es superior al 90% del volumen total.

Tabla 54. Dimensiones Presa 1 y Presa 2 - Cariaco

Dimensiones Presa 1 y Presa 2		
Dientes	Cantidad	8
	Material	Concreto armado
	Altura(m)	4,5
	Ancho(m)	0,75
	Separación (m)	0,75
Ancho interno (m)		12,75
Longitud total (m)		28,15

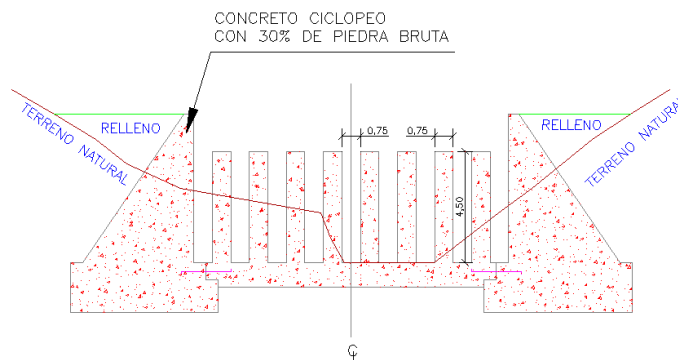


Figura 71. Dimensiones Presa #1 - Cariaco

Referencia: (29)

Anteproyecto Macuto

Tabla 55. Generalidades - Macuto

Generalidades		
Cantidad de presas		5
Tipo	Presa 1	Cerrada
	Presa 2	Cerrada
	Presa 3	Abierta
	Presa 4	Abierta
	Presa 5	Abierta

Tabla 56. Ubicación Presa#1 - Macuto

Ubicación - Presa 1		
Ubicación		Margen derecha, al sur de la Biblioteca Popular José M. Vargas
Eje	N	1.173.144,01
	E	730.348,56
	N	1.173.155,06
	E	730.332,31
Cota de fondo (msnm)		49,50

Tabla 57. Dimensiones Presa#1 - Macuto

Dimensiones - Presa 1		
Material		Concreto armado
Ventana	Cantidad	2
	Base (m)	1,00
	Altura (m)	1,50
Pantalla	Base (m)	6,00
	Altura (m)	3,50
Observaciones		Las ventanas se encuentran dentro de una pantalla que viene a ser el cuerpo de la presa

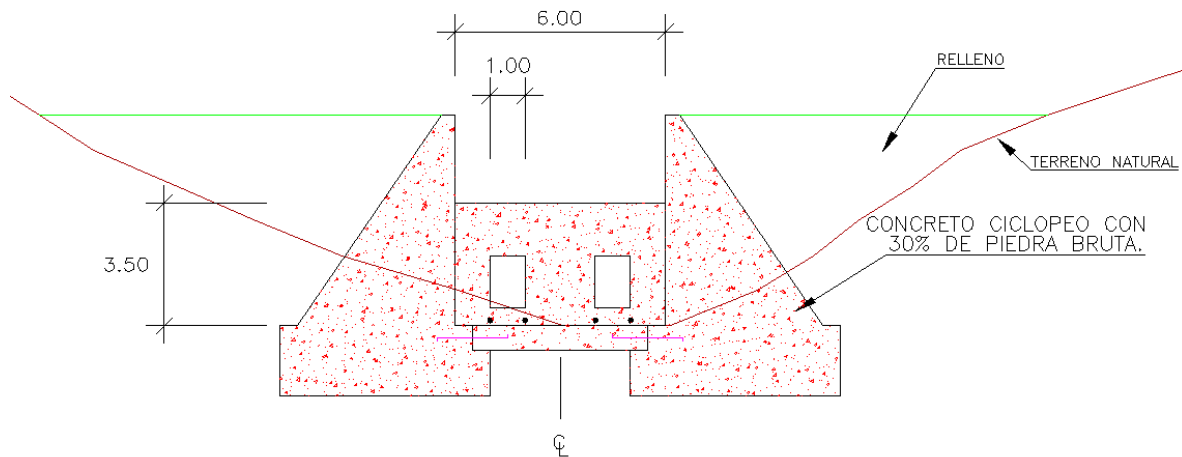


Figura 72. Dimensiones Presa #1 - Macuto

Referencia: (31)

Tabla 58. Dimensiones Presa#2 - Macuto

Dimensiones - Presa 2		
Material		Concreto armado
Ventana	Cantidad	1
	Base (m)	1,50
	Altura (m)	1,50
Pantalla	Base (m)	3,00
	Altura (m)	2,50
Observaciones		Las ventanas se encuentran dentro de una pantalla que viene a ser el cuerpo de la presa

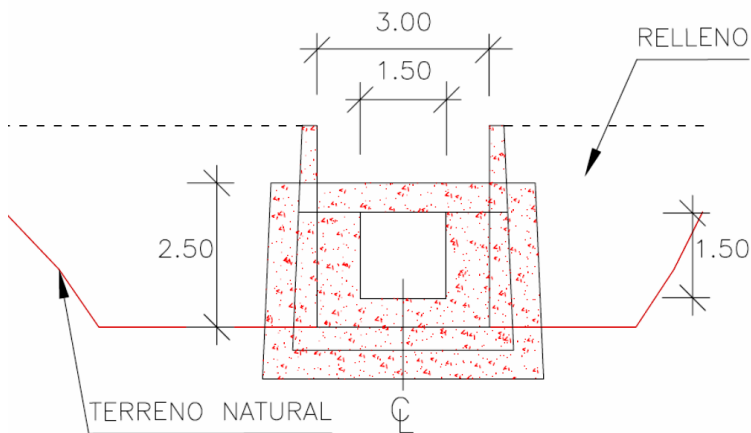


Figura 73. Dimensiones Presa #2 - Macuto

Referencia: (31)

Tabla 59. Ubicación Presa#3 - Macuto

Ubicación - Presa 3		
Ubicación	Río Macuto	
Eje	N	1.172.968,66
	E	730.224,18
	N	1.172.995,81
	E	730.219,49
Cota de fondo (msnm)	34,45	
Observaciones	Es la más importante, ya que tiene una gran capacidad de retención de sedimentos	

Tabla 60. Dimensiones Presa#3 - Macuto

Dimensiones - Presa 3		
Dientes	Cantidad	12
	Material	Concreto armado
	Ancho (m)	2,50
	Altura (m)	4,00
	Separación (m)	1,00

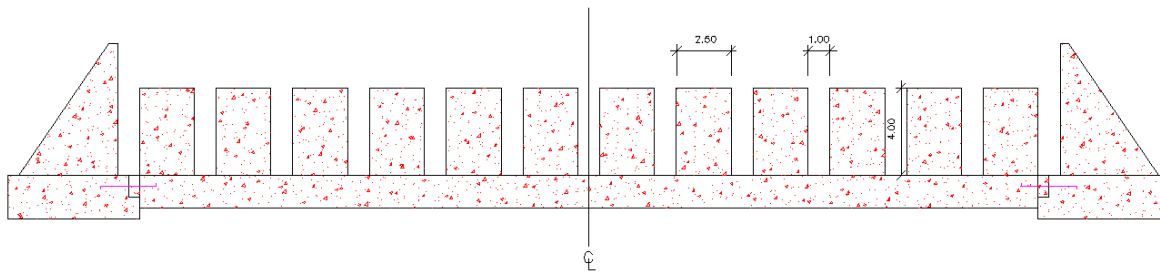


Figura 74. Dimensiones Presa #3 - Macuto

Referencia: (31)

Tabla 61. Ubicación Presa#4 - Macuto

Ubicación - Presa 4		
Ubicación		Protege la zona Montezuma
Eje	N	1.172.876,23
	E	730.371,85
	N	1.172.873,24
	E	730.344,46
Cota de fondo (msnm)		51,75

Tabla 62. Dimensiones Presa 4 y Presa 5 - Macuto

Dimensiones - Presa 4 y Presa 5		
Dientes	Cantidad	4
	Material	Concreto armado
	Ancho (m)	1,50
	Altura (m)	4,00
	Separación (m)	1,50

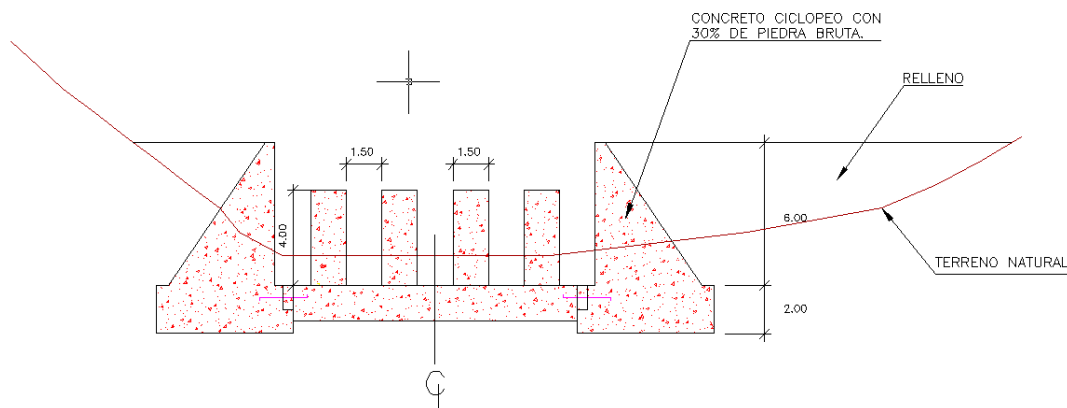


Figura 75. Dimensiones Presa #4 - Macuto

Referencia: (31)

Tabla 63. Ubicación Presa #5 - Macuto

Ubicación - Presa 5		
Ubicación	Río Macuto, en una garganta con gran poder de disipación de energía	
Eje	N	1.172.443,10
	E	730.101,09
	N	1.172.468,27
	E	730.112,29
Cota de fondo (msnm)	68,80	
Observaciones	Es la presa más aguas arriba, ubicada en una garganta con gran poder de disipación de energía	

Anteproyecto Germán

Tabla 64. Generalidades - Germán

Generalidades		
Cantidad de presas		2
Tipo	Presa 1	Abierta
	Presa 2	Abierta
Diseño		Dientes de concreto armado y en sus extremos laterales muros de concreto ciclópeo
Observaciones		Ambas presas poseen las mismas dimensiones

Tabla 65. Ubicación Presa#1 - Germán

Ubicación - Presa 1		
Ubicación		Quebrada Germán
Eje	N	1.172.669,92
	E	726.995,76
	N	1.172.680,61
	E	727.005,65
Cota de fondo (msnm)	Entrada	56,00
	Salida	53,00

Tabla 66. Ubicación Presa#2 - Germán

Ubicación - Presa 2		
Ubicación		Quebrada Germán
Eje	N	1.172.482,88
	E	727.009,01
	N	1.172.487,16
	E	727.002,91
Cota de fondo (msnm)	Entrada	81,00
	Salida	77,50
Observaciones		La retención del flujo de barro que se estima puede tener esta presa, en caso de un evento similar al de diciembre de 1999 es superior a 85% del volumen total

Tabla 67. Dimensiones Presa#1 y Presa#2 - Germán

Dimensiones Presa 1 y Presa 2		
Dientes	Cantidad	2
	Material	Concreto armado
	Altura(m)	4,50
	Ancho(m)	0,75
	Separación (m)	0,75
Ancho interno (m)		3,75
Longitud total (m)		28,15

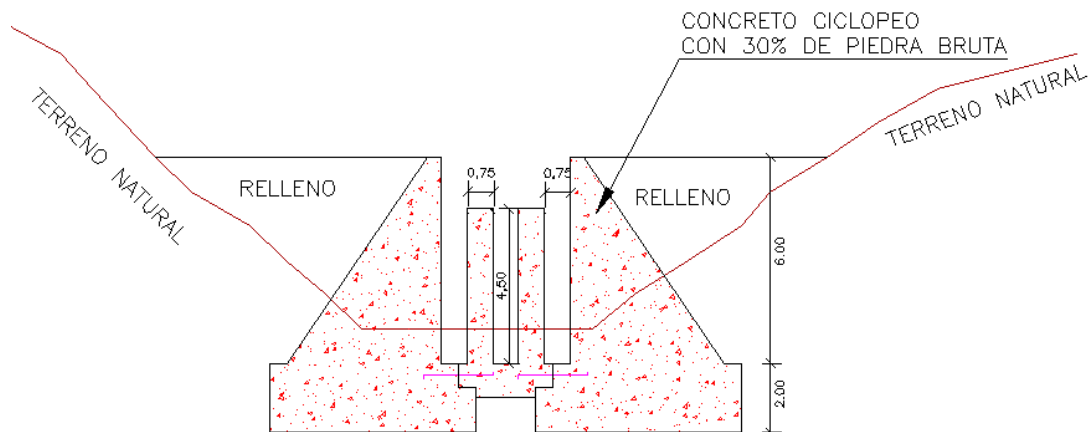


Figura 76. Dimensiones Presa #1 - Germán

Referencia: (30)

Anteproyecto Osorio

Tabla 68. Generalidades - Osorio

Generalidades		
Cantidad de presas		2
Tipo	Presa 1	Abierta
	Presa 2	Abierta
Diseño		Perfiles de acero embutidos en concreto y muros laterales de concreto ciclópeo

Tabla 69. Ubicación Presa#1 - Osorio

Ubicación - Presa 1		
Ubicación		Un poco más arriba del Fortín de la pólvora
Eje	N	1.172.374,48
	E	726.530,37
	N	1.172.373,58
	E	726.547,15
Cota de fondo (msnm)	Entrada	70,00
	Salida	68,00

Tabla 70. Dimensiones Presa#1 - Osorio

Dimensiones - Presa 1		
Dientes	Cantidad	10
	Material	Perfiles de acero embutidos en concreto
	Altura(m)	4,10
	Ancho(m)	0,275
	Separación (m)	0,75

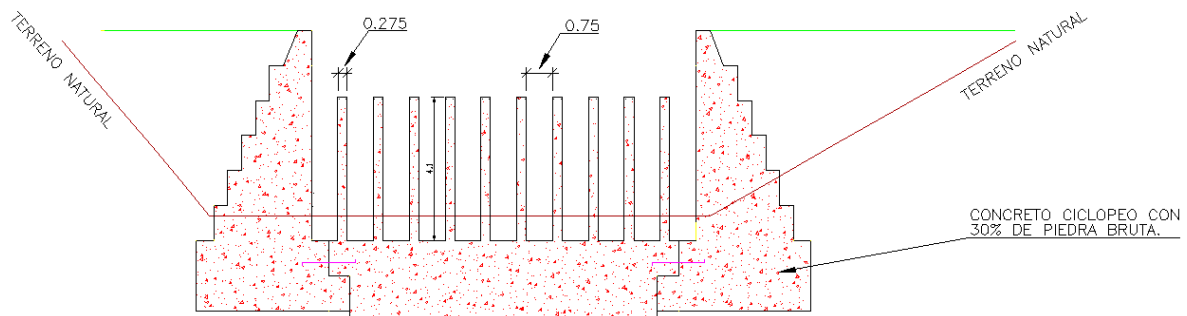


Figura 77. Dimensiones Presa #1 – Osorio

Referencia: (32)

Tabla 71. Ubicación Presa#2 - Osorio

Ubicación - Presa 2		
Ubicación		120 m aguas arriba de la Presa 1
Eje	N	1.172.234,99
	E	726.551,27
	N	1.172.222,88
	E	726.562,92
Cota de fondo (msnm)	Entrada	86,00
	Salida	83,00

Observaciones	La retención del flujo de barro que se estima puede lograr esta presa, en caso de un evento similar al de diciembre de 1999 es 30,67% del volumen de sedimentos
---------------	---

Tabla 72. Dimensiones Presa#2 - Osorio

Dimensiones - Presa 2		
Dientes	Cantidad	6
	Material	Perfiles de acero embutidos en concreto
	Altura(m)	4,10
	Ancho(m)	0,275
	Separación (m)	1,5

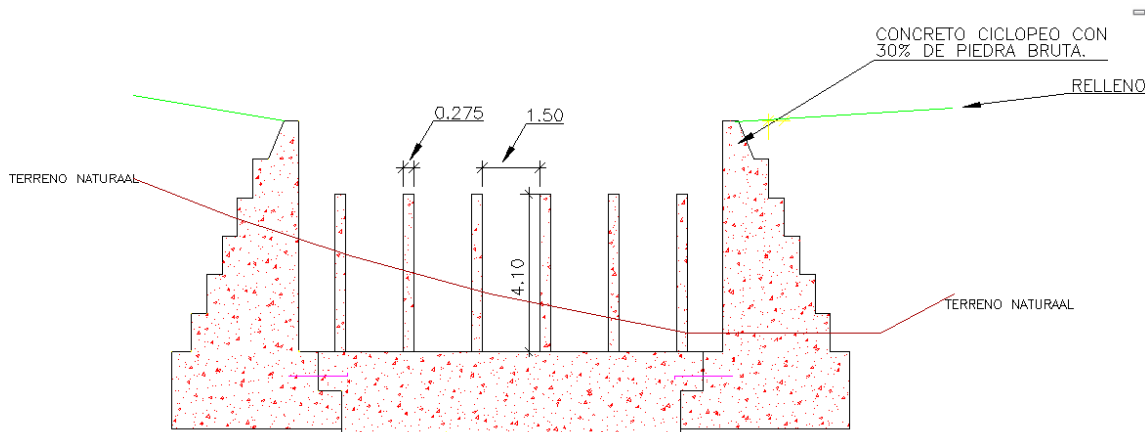


Figura 78. Dimensiones Presa #2 - Osorio

Referencia: (32)

Anteproyecto Piedra Azul

Tabla 73. Generalidades - Piedra Azul

Generalidades		
Cantidad de presas		5
Tipo	Presa 1	Abierta
	Presa 2	Abierta
	Presa 3	Abierta
	Presa 4	Abierta
	Presa 5	Abierta
Diseño		Dientes de concreto armado con muros laterales de concreto ciclópeo

Tabla 74. Ubicación Presa#1 - Piedra Azul

Ubicación - Presa 1		
Ubicación		Quebrada Seca
Eje	N	1.171.582,87
	E	724.694,01
	N	1.171.605,66
	E	724.688,50
Cota de fondo (msnm)	Entrada	131,50
	Salida	130,00

Tabla 75. Dimensiones Presa#1 - Piedra Azul

Dimensiones - Presa 1		
Dientes	Cantidad	4
	Material	Concreto armado
	Ancho (m)	1,50
	Altura (m)	4,00
	Separación (m)	1,50

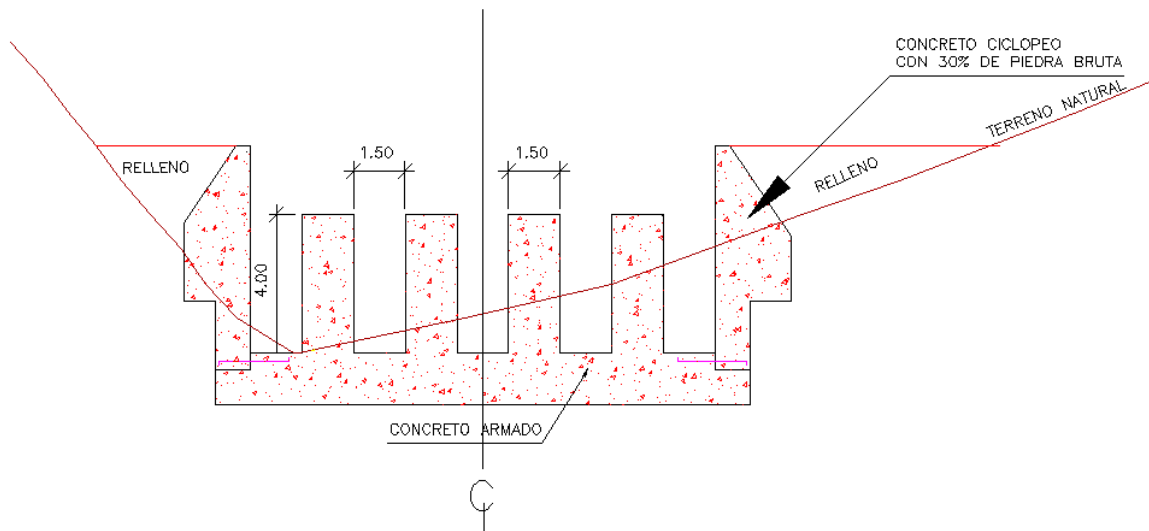


Figura 79. Dimensiones Presa #1 - Piedra Azul

Referencia: (33)

Tabla 76. Ubicación Presa#2 - Piedra Azul

Ubicación - Presa 2		
Ubicación		Quebrada La Comadre, poco antes de confluir con la Quebrada Seca
Eje	N	1.171.429,40
	E	724.557,67
	N	1.171.432,57
	E	724.580,95
Cota de fondo (msnm)	Entrada	131,00
	Salida	127,50

Tabla 77. Dimensiones Presa#2 - Piedra Azul

Dimensiones - Presa 2		
Dientes	Cantidad	4
	Material	Concreto armado
	Ancho (m)	1,50
	Altura (m)	4,00
	Separación (m)	1,50

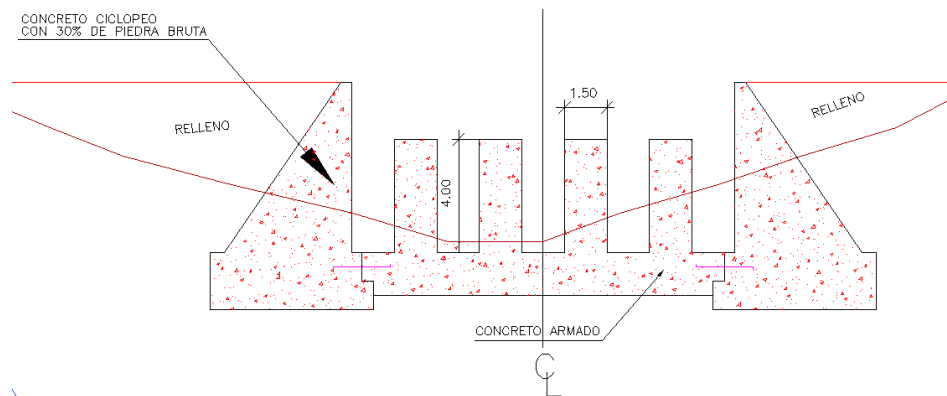


Figura 80. Dimensiones Presa #2 - Piedra Azul

Referencia: (33)

Tabla 78. Ubicación Presa#3 - Piedra Azul

Ubicación - Presa 3		
Ubicación		Quebrada La Comadre, más aguas arriba que la Presa 2
Eje	N	1.171.248,50
	E	742.646,45
	N	1.171.266,47
	E	724.663,83
Cota de fondo (msnm)	Entrada	166,20
	Salida	159,00

Tabla 79. Dimensiones Presa#3 - Piedra Azul

Dimensiones - Presa 3		
Dientes	Cantidad	2
	Material	Concreto armado
	Ancho (m)	1,50
	Altura (m)	7,00
	Separación (m)	3,00
Ancho interno (m)		11,90
Observaciones		Su objetivo principal es producir una gran pérdida de energía para aumentar la efectividad de la presa 2

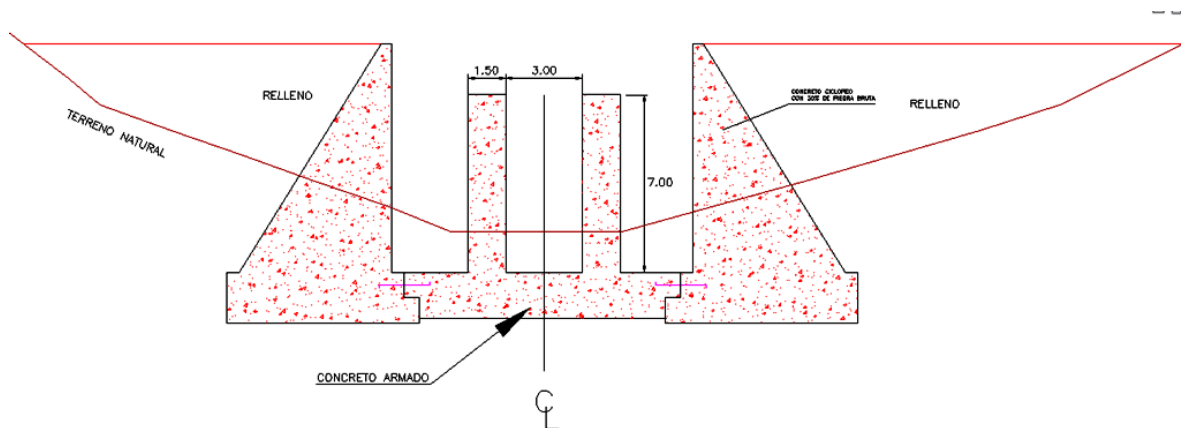


Figura 81. Dimensiones Presa #3 - Piedra Azul

Referencia: (33)

Tabla 80. Ubicación Presa#4 - Piedra Azul

Ubicación - Presa 4		
Ubicación		Quebrada Piedra Azul
Eje	N	1.171.089,00
	E	723.959,56
	N	1.171.104,63
	E	724.024,71
Cota de fondo (msnm)	Entrada	109,00
	Salida	107,00

Tabla 81. Dimensiones Presa#4 - Piedra Azul

Dimensiones - Presa 4		
Dientes	Cantidad	16
	Material	Concreto armado
	Ancho (m)	2,50
	Altura (m)	4,00
	Separación (m)	1,00

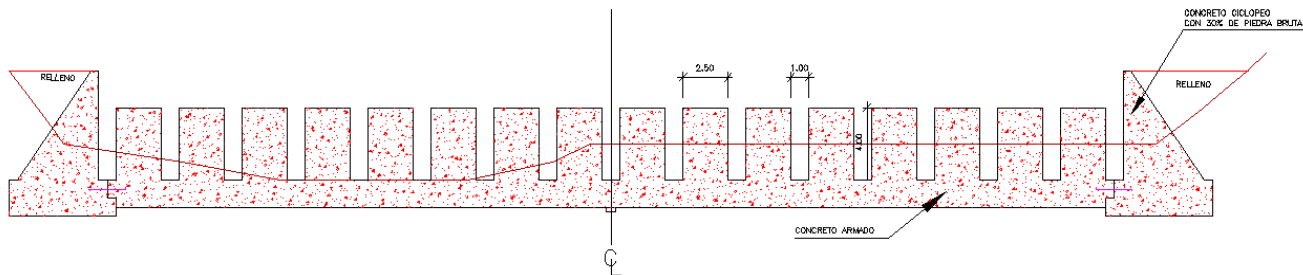


Figura 82. Dimensiones Presa #4 - Piedra Azul

Referencia: (33)

Tabla 82. Ubicación Presa#5 - Piedra Azul

Ubicación - Presa 5		
Ubicación		Quebrada Piedra Azul, aguas arriba de la Presa 4
Eje	N	1.171.010,33
	E	723.946,76
	N	1.170.946,52
	E	723.951,66
Cota de fondo (msnm)	Entrada	120,00
	Salida	118,00
Observaciones		La destrucción del flujo de barro que se estima puede lograr esta presa, en caso de un evento similar al de diciembre de 1999 es 30,83% del volumen de sedimentos

Tabla 83. Dimensiones Presa#5 - Piedra Azul

Dimensiones - Presa 5		
Dientes	Cantidad	10
	Material	Concreto armado
	Ancho (m)	Variable, entre 1,80 m y 3,30 m
	Altura (m)	7,00
	Separación (m)	3 m entre ancho superior de 1,80 m
Observaciones		La separación es mayor en las cercanías del fondo de manera de permitir el paso de crecientes menores sin retención de sedimentos

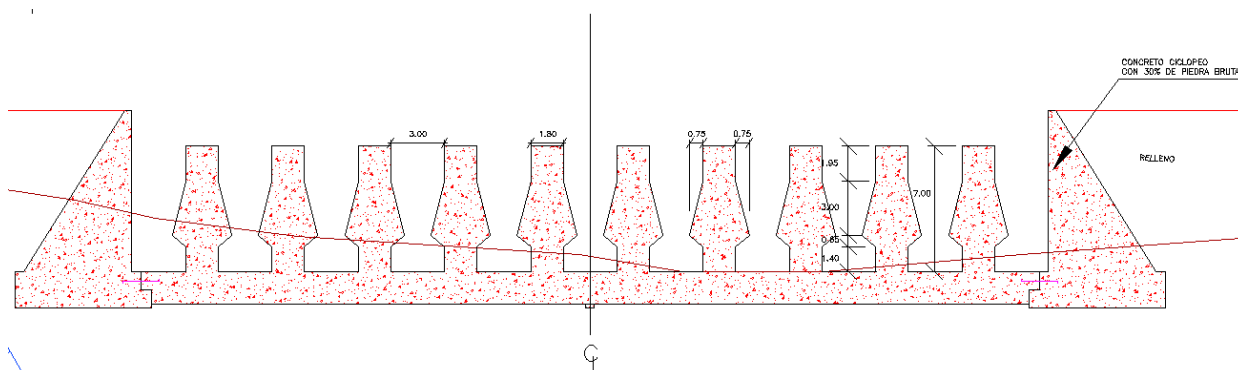


Figura 83. Dimensiones Presa #5 - Piedra Azul

Referencia: (33)

Anteproyecto San Julián

Tabla 84. Generalidades - San Julián

Generalidades		
Cantidad de presas		6
Tipo	Presa 1	Cerrada
	Presa 2	Abierta
	Presa 3	Abierta
	Presa 4	Abierta
	Presa 5	Abierta
	Presa 6	Abierta

Tabla 85. Ubicación Presa#1 - San Julián

Ubicación - Presa 1		
Ubicación		Quebrada Corapalito Valle del Pino
Eje	N	1.173.390,35
	E	735.071,67
	N	1.173.379,38
	E	735.081,30
Cota de fondo (msnm)	Entrada	115,50
	Salida	112,00

Tabla 86. Dimensiones Presa#1 - San Julián

Dimensiones - Presa 1		
Material		Concreto armado
Ventana	Cantidad	2
	Base (m)	1,00
	Altura (m)	1,50
Marco	Base (m)	6,00
	Altura (m)	3,50
Ancho total (m)		6,00
Longitud total (m)		23,50

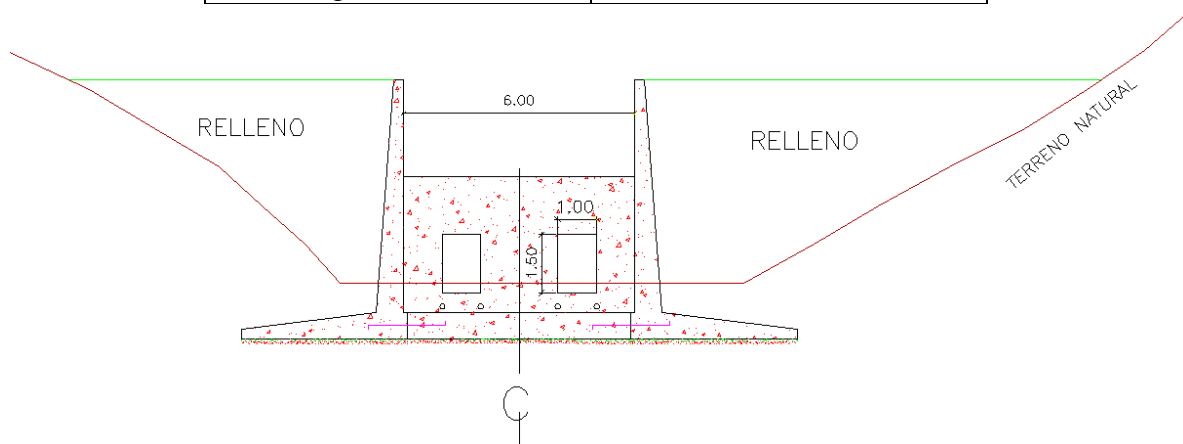


Figura 84. Dimensiones Presa #1 - San Julián

Referencia: (34)

Tabla 87. Ubicación Presa#2 - San Julián

Ubicación - Presa 2		
Ubicación		Quebrada San Julián
Eje	N	1.172.756,08
	E	735.356,40
	N	1.172.765,92
	E	735.421,15
Cota de fondo (msnm)	Entrada	154,72
	Salida	151,82
Observaciones		Sirve de captación de la obra de canalización

Tabla 88. Dimensiones Presa#2 - San Julián

Dimensiones - Presa 2		
Dientes	Cantidad	18
	Material	Concreto armado
	Ancho (m)	1,50
	Altura (m)	4,00
	Separación (m)	1,50
Ancho interno (m)		55,50
Longitud total (m)		28,00

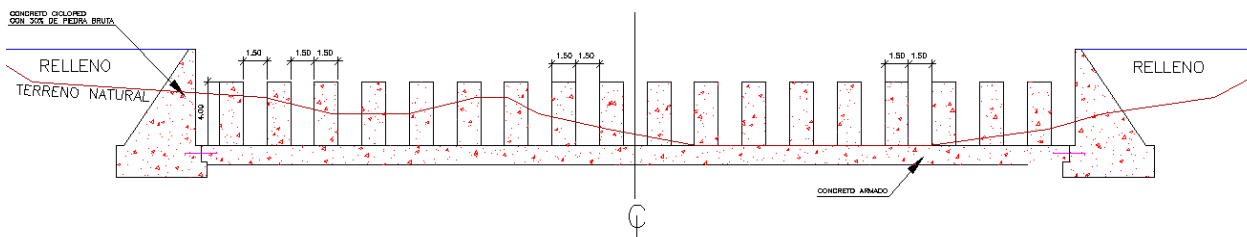


Figura 85. Dimensiones Presa #2 - San Julián

Referencia: (34)

Tabla 89. Ubicación Presa#3 - San Julián

Ubicación - Presa 3		
Ubicación		Quebrada Las Charas
Eje	N	1.172.611,61
	E	735.629,04
	N	1.172.631,41
	E	735.641,70
Cota de fondo (msnm)	Entrada	186,50
	Salida	183,00

Tabla 90. Dimensiones Presa#3 - San Julián

Dimensiones - Presa 3		
Dientes	Cantidad	4
	Material	Concreto armado
	Ancho (m)	1,50
	Altura (m)	4,00
	Separación (m)	1,50
Ancho interno (m)		13,50
Longitud total (m)		28,00

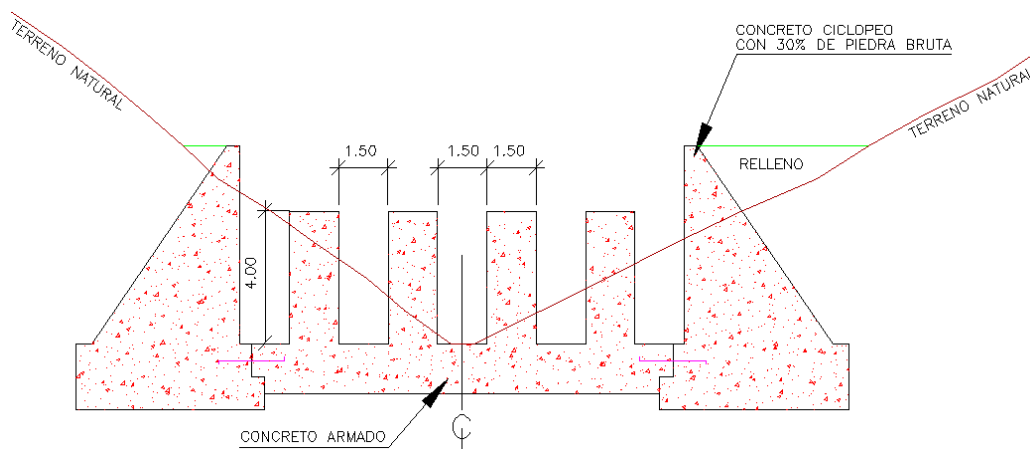


Figura 86. Dimensiones Presa #3 - San Julián

Referencia: (34)

Tabla 91. Ubicación Presa#4 - San Julián

Ubicación - Presa 4		
Ubicación		Quebrada Las Charas
Eje	N	1.172.554,08
	E	735.744,47
	N	1.172.572,06
	E	735.761,35
Cota de fondo (msnm)	Entrada	216,00
	Salida	210,50
Observaciones		Debido a la fuerte pendiente del tramo donde está ubicada, su misión es producir una gran pérdida de energía y retener sólidos mayores de manera de hacer mas eficiente la función de la presa 3.

Tabla 92. Dimensiones Presa#4 - San Julián

Dimensiones - Presa 4		
Dientes	Cantidad	2
	Material	Concreto armado
	Ancho (m)	1,50
	Altura (m)	7,00
	Separación (m)	3,00
Ancho interno (m)		12,00

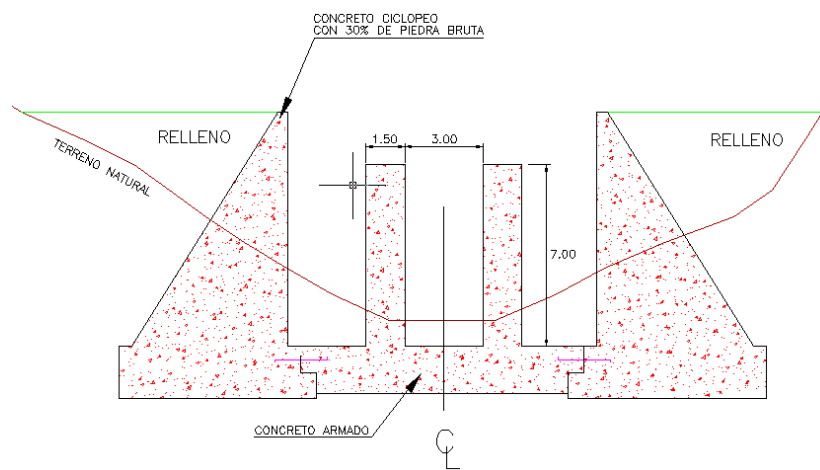


Figura 87. Dimensiones Presa #4 - San Julián

Referencia: (34)

Tabla 93. Ubicación Presa#5 - San Julián

Ubicación - Presa 5		
Ubicación		Quebrada San Julián
Eje	N	1.172.285,57
	E	735.507,24
	N	1.172.295,90
	E	735.567,36
Cota de fondo (msnm)	Entrada	120,00
	Salida	118,00
Observaciones		Aguas arriba de la presa 2, formando un dispositivo total con la presa 6 . Gran disipador formado por tres filas de dientes

Tabla 94. Dimensiones Presa#5 - San Julián

Dimensiones - Presa 5			
Fila más aguas arriba	Dientes	Cantidad	5
		Material	Concreto armado
		Ancho (m)	3,50
		Altura (m)	1,00
		Separación (m)	4,50
Fila intermedia	Dientes	Cantidad	6,00
		Material	Concreto armado
		Ancho (m)	1,00
		Altura (m)	4,50
		Separación (m)	6
Fila más aguas abajo	Dientes	Cantidad	5
		Material	Concreto armado
		Ancho (m)	2,5
		Altura (m)	7
		Separación (m)	4,5 y 5,75 hacia los muros
Observaciones		La fila intermedia se encuentra a 10 m de la fila más aguas arriba, y a 11 m de la fila más aguas abajo. Está posicionada en tresbolillo con respecto a las otras.	

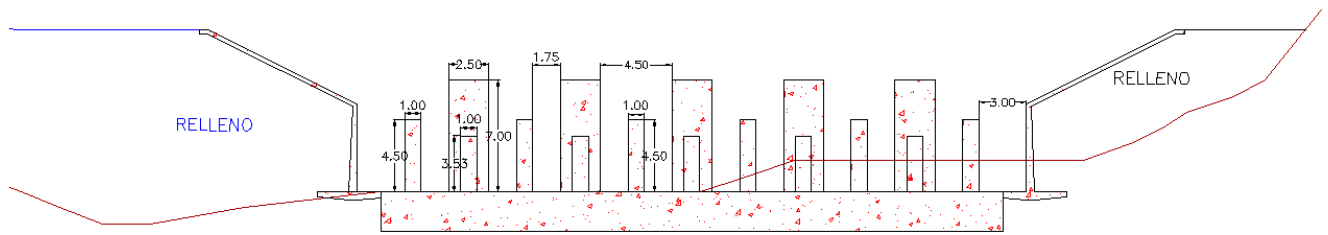


Figura 88. Dimensiones Presa #5 - Fila más aguas arriba - San Julián

Referencia: (34)

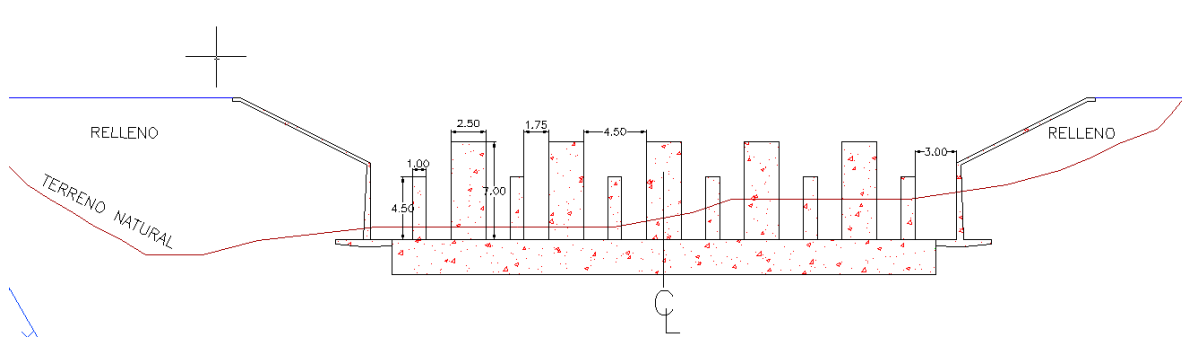


Figura 89. Dimensiones Presa #5 - Fila intermedia - San Julián

Referencia: (34)

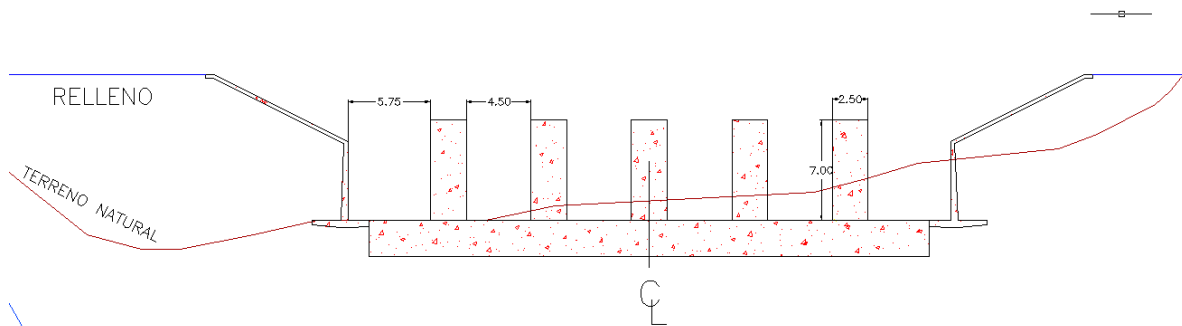


Figura 90. Dimensiones Presa #5 - Fila más aguas abajo - San Julián

Referencia: (34)

Tabla 95. Ubicación Presa#6 - San Julián

Ubicación - Presa 6		
Ubicación		Quebrada San Julián
Eje	N	1.171.927,52
	E	735.636,60
	N	1.171.946,52
	E	735.671,79
Cota de fondo (msnm)	Entrada	
	Salida	
Observaciones		La destrucción del flujo de barro que se estima puede lograr esta presa , en caso de un evento similar al de diciembre de 1999 es 32,89% del volumen de sedimentos

Tabla 96. Dimensiones Presa#6

Dimensiones - Presa 6		
Dientes	Cantidad	3
	Material	Concreto armado
	Ancho (m)	4,00
	Altura (m)	8,02
	Separación (m)	3,00

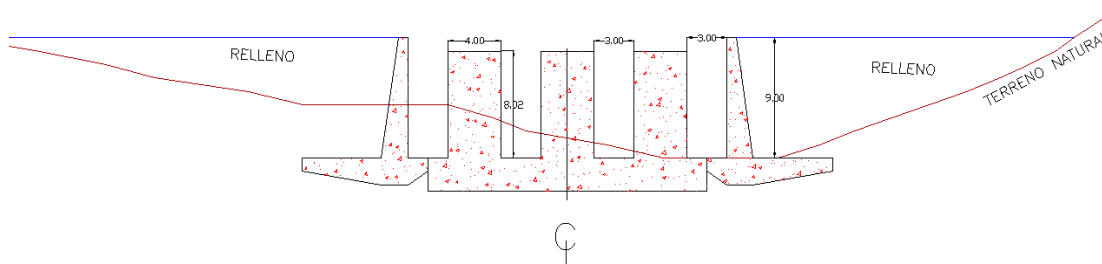


Figura 91. Dimensiones Presa #6 - San Julián

Referencia: (34)

*El resto de los planos se pueden encontrar en el Anexo "C" digital.

Criterios de diseño estructurales

Como criterio de altura mínima se adoptó $3d_2$, siendo d_2 el tamaño de la roca predominante. En la mayor parte de los casos la altura termina siendo mayor, usualmente el sitio de presa (competencia de las márgenes) en conjunto con los factores económicos son los elementos limitantes. Para verificar que con la altura seleccionada se asegure la sedimentación se debe cumplir:

$$S_o - \frac{\tau_y}{(\gamma_b - \gamma_w)R_b \cos \alpha} \leq 0,54 \quad (26)$$

Donde:

- S_o = pendiente de compensación (0,65S)
- τ_y = esfuerzo cortante de Bingham en fluido no newtoniano
- γ_b = peso específico del barro
- γ_w = peso específico del agua
- α = pendiente original en grados
- R_b = radio hidráulico

Si se adopta un factor de seguridad de 1,5, la expresión debe ser menor a 0,36.

En cuanto a la separación entre elementos, la siguiente expresión se utilizó como criterio fundamental para determinar la separación entre los dientes:

$$\frac{b}{d_1} \leq 1,5 \quad \frac{b}{d_2} \geq 3 \quad (27) \text{ y } (28)$$

Donde:

- b = separación entre dientes
- d_1 = tamaño de la roca máxima
- d_2 = tamaño de la roca predominante

Cabe destacar que en todas las presas se contempla la colocación de muros de concreto ciclópeo en los dos extremos longitudinales. El de aguas abajo funciona de dentellón para contención de enrocado de protección contra erosión y el de aguas arriba funciona como una presa cerrada de poca altura que contribuye a la auto-limpieza de los sedimentos acumulados.

Como criterio particular del cálculo estructural, se consideró que las presas deben resistir entre 7 y 10 veces la presión hidrostática estimada según los criterios normales y/o el efecto dinámico del impacto de una roca del tamaño predominante para cada cuenca, así como también la presión originada por los detritos retenidos.

Criterios de diseño hidráulicos

Cálculo de los caudales de barro

Como ya se ha mencionado, el flujo de detritos está conformado por un fluido no newtoniano. Además de esto, a medida que el flujo se desplaza hacia aguas abajo el peso específico del mismo irá aumentando debido a la adición continua del material que se desliza por las laderas y el aporte de los sedimentos socavados como consecuencia del aumento de las fuerzas tractivas en el cauce.

La estimación de los caudales de barro se realiza para conocer las propiedades del mismo y para tratar de predecir su comportamiento una vez que entra en contacto con las obras de control, ya sea la presa de retención de sedimentos o la canalización. Cabe destacar que el procedimiento descrito a continuación no es exacto, ya que en muchos casos se utilizan expresiones que solo son válidas para fluidos newtonianos.

El objetivo de este método es conocer el orden de magnitud de los caudales de barro, para conocer los volúmenes de sedimentos retenidos por la presa, y en consecuencia

la reducción del peso específico que ocurre por el efecto de la misma. Está constituido por tres etapas, descritas a continuación:

Primera etapa: tránsito hidrológico

Conocido el hidrograma de crecida en la garganta (sección aguas arriba), se desean conocer las características hidráulicas de una sección aguas abajo de la misma, posiblemente ubicada en el cono de deyección. Para esto se debe aplicar algún método para realizar el tránsito hidrológico. En este caso se hizo con una metodología similar al tránsito de Muskingum, la diferencia radica en que en dicho método usualmente el valor de X es conocido o se estima previamente, mientras que en este caso se desconoce y se calibra para que las características del flujo cumplan con el principio de continuidad, es decir que el valor de la X será variable en el tiempo. No incorpora el parámetro K. Por otro lado, en este método, como el régimen a estudiar se comporta como cuasi-permanente, lo que se hace para que se cumpla la segunda Ley de Newton es que en cada sección se asume régimen permanente y se verifica remanso para cada instante de tiempo.

Segunda etapa: conversión de caudales

Esta etapa consiste en la conversión del hidrograma de agua a un hidrograma de barro, es decir, la transformación de los caudales de agua a caudales de barro. Se asume que el peso específico de la mezcla varía linealmente a lo largo del tiempo, partiendo de un valor igual al del agua y alcanzando el máximo al momento que ocurre el caudal pico del agua.

El peso específico máximo se estima utilizando la relación de Shields, donde se calcula el esfuerzo cortante necesario para mover la roca de tamaño predominante en el cauce. El procedimiento de cálculo es el siguiente:

1 - Se asume un peso específico máximo y se calcula la viscosidad y esfuerzo cortante. Para esto se utilizan las correlaciones presentadas por Hamilton y Zhang (1995), deducidas de 47 mediciones realizadas en la quebrada Jiang-Jia, ubicada en la República Popular de China:

$$\mu = 0,0003e^{0,003\gamma_b} \quad (29)$$

$$\tau_y = 37,539\mu + 0,3621 \quad (30)$$

Donde:

- γ_b = peso específico del barro
- μ = viscosidad dinámica
- τ_y = esfuerzo cortante de Bingham en fluido no newtoniano

Los términos τ_y y μ pertenecen a la ecuación que expresa el valor del esfuerzo cortante en fluidos no newtonianos :

$$\tau = \tau_y + \mu \frac{dV}{dy} \quad (31)$$

2 - Se calcula la densidad, viscosidad cinemática y velocidad de corte, todos términos necesarios para calcular el número de Reynolds de corte:

$$\nu = \frac{\mu}{\rho} \quad (32)$$

$$V^* = \sqrt{\frac{\tau}{\rho}} \quad (33)$$

- Finalmente, se calcula el número de Reynolds de corte, con el cual es posible entrar al diagrama de Shields y mediante expresión (35) despejar el nuevo peso específico máximo (γ_b). Si es igual al supuesto inicialmente, las propiedades del flujo son las calculadas. Si no es igual, se debe realizar un proceso iterativo hasta que lo sea:

$$R^* = \frac{V^* d}{\nu} \quad (34)$$

Donde:

- d = diámetro de la roca predominante (m)

$$\frac{\tau_y}{(\gamma_s - \gamma_b)d} \quad (35)$$

Ahora, para conocer el peso específico del flujo en cualquier instante de tiempo, se asumió una variación lineal del mismo, expresado por la siguiente ecuación:

$$\gamma_b = \frac{(\gamma_b^{max} - \gamma_{agua})}{T_{pico}} T + \gamma_{agua} \quad (36)$$

Finalmente, para el cálculo de los caudales de barro se utiliza la siguiente relación de densidades:

$$Q_b = \frac{Q_{agua} \frac{(\gamma_{agua}^{-1})}{\gamma_b}}{(1 - \frac{\gamma_s}{\gamma_b})} \quad (37)$$

Para estimar la velocidad del flujo se utiliza la siguiente expresión:

$$V = 1,229^{(0,0135\gamma_b S_o - \frac{\tau_y}{Rb})} \quad (38)$$

Donde R_b es el radio hidráulico.

Cabe destacar que el caudal total será la suma del caudal de barro y el caudal de agua.

Tercera etapa: Efecto de la presa

Al conocer los caudales de barro en la sección más aguas arriba (garganta) para cada intervalo de tiempo, es posible conocer el orden de magnitud del volumen que retiene una presa en particular mediante el cálculo del área bajo la curva del hidrograma de barro.

En primer lugar, conocidos los caudales totales, se calcula la energía total en la sección justo aguas arriba de la presa y el volumen de sedimentos en este sitio con los caudales de barro. Luego, se calcula la energía total en una sección justo aguas abajo de la presa, estiman una pérdida del 25% de la carga cinética cuando el flujo pasa a través de los dientes. Finalmente, conocidas las diferencias de energías y de caudales, es posible conocer el caudal de barro resultante y el volumen de sedimentos que este implica. La diferencia entre el volumen calculado aguas arriba y aguas abajo de la presa será el retenido por la misma.

En el anexo digital "D" se anexan las hojas de cálculo que se utilizaron para el diseño de las presas en Cariaco, Macuto, Germán, Osorio, Piedra Azul y San Julián.

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. Conclusiones

En 1999, de los 1910 mm de precipitación registrados en el estado Vargas, sólo en el mes de diciembre cayeron 1207 mm. Como consecuencia de las lluvias prolongadas, se desarrollaron aludes torrenciales, en especial flujos de detritos, que arrastraron, sepultaron y destruyeron grandes áreas de la franja costera del litoral central. Se produjo la pérdida de vidas humanas y miles de personas quedaron sin hogar, además de la destrucción total de gran parte de la infraestructura de las zonas afectadas.

El flujo de detritos se desarrolla después de periodos largos de precipitación, bloques de masa pertenecientes a las laderas se saturan y se deslizan hacia los cauces, provocando un aumento en el peso específico en el flujo, lo que dispara un proceso de erosión, que a su vez contribuye al aumento del peso específico. Este tipo de flujo adquiere altas velocidades y es capaz de transportar rocas de gran tamaño que al alcanzar las zonas pobladas causan devastación. En el estado Vargas, la ocurrencia de este fenómeno es inevitable, solo es posible reducir el riesgo de sufrir daños. Las presas de retención de sedimentos representan una de las alternativas para la mitigación estos riesgos, siempre y cuando se les aplique el mantenimiento correspondiente.

En cuanto a los criterios de diseño, cada una de las empresas involucradas presentó un enfoque distinto.

En primer lugar, en todos los casos se escogió la garganta del cauce como sitio de implantación de la presa, debido a la presencia de afloramientos rocosos competentes para el anclaje y sección transversal angosta. Cabe destacar que las presas de concreto deben cumplir este criterio más estrictamente debido a su peso y rigidez, mientras que las de gaviones pueden sufrir asentamientos diferenciales razonables sin perder su integridad estructural.

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Para el cálculo de la altura de la presa, MGA la eligió en función de la generación de un tramo de cauce con pendiente compensada que formara un vaso de almacenamiento para los sedimentos adecuado, tomando en cuentas las limitaciones económicas. Cabe destacar que en el caso de las presas de retención tipo rastrillo, la altura de los elementos tubulares se eligió en función al tamaño de la roca a detener. Por otro lado, los ingenieros de JICA calcularon la altura tomando en cuenta la cantidad de sedimento a almacenar; no se le prestó especial importancia al aspecto económico, lo cual queda evidenciado por las grandes alturas de presa resultantes. Finalmente, aunque Martínez Consultores tomó como valor mínimo de altura 3 veces el diámetro de la roca predominante, el factor determinante fue el económico.

El uso de presas abiertas o cerradas dependerá del objetivo que se desee alcanzar, si se trata de retener los sedimentos de mayor tamaño, una presa abierta resulta la más adecuada. Mientras que si lo que se busca es estabilizar el cauce, lo más apropiado es una presa cerrada.

La limpieza de los sedimentos retenidos por las presas, ya sean abiertas o cerradas, se llevará a cabo de acuerdo a la finalidad de la obra hidráulica. Si el propósito es almacenar el máximo volumen de sedimentos, se debe limpiar continuamente el vaso de almacenamiento potencial. Por otra parte, si lo que se busca es la disminución de la pendiente del cauce, la limpieza de la presa no es tarea primordial.

Tanto MGA, JICA como Martínez Consultores, diseñaron una obra de canalización para cada quebrada, dado que las zonas para las que fueron proyectadas, son áreas potenciales para el depósito de los flujos de detritos que además se encuentran habitadas. Aún con la presencia de las presas de retención de sedimentos y de estabilización del cauce, si no existen canalizaciones, el flujo llegará a las zonas pobladas y sepultará lo que se encuentre en su trayectoria. La función de estas obras es trasladar los sedimentos al mar de la manera más eficiente en cuanto a pendiente y velocidades de flujo.

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

A pesar de que cada proyecto realizó la hidrología de las cuencas correspondientes de forma diferente, los resultados fueron prácticamente los mismos. Los diseños se hicieron para crecientes líquidas centenarias.

Debido a que la función de las ranuras en las presas es la retención de los sedimentos de mayores dimensiones, el diseño se realizó de acuerdo a la granulometría de la zona, tomando en cuenta los diámetros de la roca máxima y la roca predominante. Recordando que “D_{máx}” se define como el diámetro de la roca máxima, “D_{pre}” es el diámetro de la roca predominante y “b” es el ancho de las ranuras de la presa, MGA y JICA usan el parámetro $b \leq 1.5D_{máx}$, mientras que Martínez usa, además de éste, la condición $b > 3D_{pre}$.

Para el diseño de las presas de retención de sedimentos, en todos los casos presentados se tomó en cuenta el criterio de la formación de un tramo de sedimentos aguas arriba de la presa con una pendiente compensada del 65% la pendiente original del cauce, el valor que proviene de la estimación realizada por los japoneses en el estudio del fenómeno.

Para las presas de MGA y para los diques abiertos de JICA, aun cuando en el diseño se toma en cuenta el criterio de la generación de la pendiente de compensación, la finalidad de las presas es la retención del máximo volumen posible de sedimentos, ya que los peores daños en las zonas pobladas ocurren a consecuencia del impacto a velocidades altas de las grandes rocas. Bajo dicha premisa, estas presas requieren de mantenimiento continuo, de manera que siempre haya capacidad disponible para almacenar sedimentos.

El objetivo principal de las presas proyectadas por Martínez Consultores tanto para las abiertas como para las cerradas, es estabilizar y disminuir la pendiente aguas arriba, generando la reducción de las fuerzas tractivas en el cauce para que, ante la ocurrencia de un flujo de detritos, se eviten procesos erosivos que dejen a las grandes rocas existentes en las zonas de riesgo al descubierto, propiciando así su desplazamiento. Es decir, que para el cumplimiento de este propósito la colmatación de la presa es necesaria, por lo que estos

diseños no exigen la limpieza de los sedimentos retenidos por la presa. Este objetivo también es perseguido por las obras de consolidación del proyecto JICA.

Para evaluar el efecto de la presencia de la presa ante flujos de detritos, Martínez Consultores y MGA optan por conocer el volumen de sedimentos retenidos por la presa, el cual tiene influencia en la reducción del peso específico del flujo de detritos, y ambos proyectistas realizaron sus estimaciones siguiendo el método ideado por Martínez. A su vez, MGA logró comparar las pendientes de tramos consecutivos aguas arriba de la presa contra la pendiente mínima para la deposición del flujo de detritos. Es conveniente mencionar que ambos buscan generar una tendencia a la sedimentación en los tramos aguas arriba de las presas.

Dado que para JICA era conocido el valor de la cantidad de sedimentos producidos por las cuencas donde desarrollaron los proyectos, la evaluación del efecto de la presa se realizó comparando dicho valor con la totalidad del volumen de sedimentos almacenados, detenidos y trasladados por las diferentes obras hidráulicas.

Finalmente, Martínez Consultores y JICA contemplan la colocación de presas abiertas sucesivas con la disminución gradual de la separación entre sus dientes hacia aguas abajo del cauce, seguidas de una o varias presas cerradas. En los casos de MGA se tomó en cuenta el mismo criterio, pero no se llevó a cabo debido a dificultades de acceso a las zonas previstas para la construcción de presas y a percances económicos.

6.2. Recomendaciones

Por la constante vulnerabilidad de Vargas ante la ocurrencia inevitable de futuros flujos de detritos, se recomienda:

- Replanteamiento de los planes de ordenamiento urbano, sistemas de alarma y planes de evacuación temprana.

- Continuar con la elaboración y construcción de proyectos de obras hidráulicas para la mitigación de riesgos ante flujos de detritos.
- Inversión por parte de las actuales instituciones encargadas, en la adquisición de tecnología moderna para la toma de mediciones hidrometeorológicas, en especial registros hidrométricos y de precipitación en las diferentes cuencas.
- Realizar una evaluación del estado actual de las presas de retención de sedimentos construidas en Vargas y establecer parámetros de falla.
- Realizar el mantenimiento requerido por las presas de retención de sedimentos ya construidas.

Para la selección de futuros temas de investigaciones de TEG, se sugiere:

- Continuar con la recopilación de criterios de diseño de las presas de retención de sedimentos propuestas en Vargas para los deslaves de 1999.
- Elaborar un compendio de los criterios de diseño de las canalizaciones planteadas como forma de mitigación de riesgos para los deslaves de Vargas de 1999.
- Sistematizar con herramientas más modernas el método ideado por Martínez Consultores C.A.
- Evaluar la eficiencia de cada una de las presas construidas desde el punto de vista de la forma, función y tipo de las mismas.
- Realizar una evaluación del estado actual de las presas construidas en Vargas y establecer parámetros de falla

- Realizar una evaluación del estado actual de las canalizaciones construidas en Vargas y establecer parámetros de falla.

- Indagar nuevos planteamientos de diseño de fuente internacional, que sirvan de aporte para futuros proyectos de obras hidráulicas ante la ocurrencia de flujos de detritos.

- Realizar levantamientos topográficos periódicos para mantener registros que en un futuro puedan servir para la identificación de los cambios en la topografía cuando ocurra algún evento de flujo de detritos.

7. BIBLIOGRAFÍA

Agencia de Cooperación Internacional del Japón. (2000). *Proyecto de Control de Torrentes de las Cuencas de los ríos San Julián y Camurí Chico, estado Vargas, Venezuela*. Vargas, Venezuela: Ministerio del Ambiente y de los Recursos Naturales. (1).

Aldana, H. (2005). *Cartografía geológica y geotécnica de un sector del litoral central comprendido desde Caraballeda a Tanaguarena, Estado Vargas. Tesis Preg.* Recuperado el 29 de abril de 2016, de <http://bibliogeo.ing.ucv.ve/DB/bfieguvcv/EDOCS/SRed/2012/10/T041500005283-0-Binder1-000.pdf>. (2)

Altez, R. (2010). *Lo que puede aprenderse de un desastre de muertes masivas: la experiencia de Vargas*. En J.L López (Ed.), *Lecciones aprendidas del desastre de Vargas. Aportes científico-tecnológicos y experiencias nacionales en el campo de la prevención y mitigación de riesgos* (pp. 127-143). Caracas, Venezuela: Editorial Gráficas Lauki. (3)

Altez, R. & López, J.L (2010). *Una visión espacial de la tragedia de Vargas: antes y después*. En J.L López (Ed.), *Lecciones aprendidas del desastre de Vargas. Aportes científico-tecnológicos y experiencias nacionales en el campo de la prevención y mitigación de riesgos* (pp. 43-64). Caracas, Venezuela: Editorial Gráficas Lauki. (4)

Andressen, R, Pulgarty, R. (s.f). *Análisis de las lluvias excepcionales causantes de la tragedia del estado Vargas, Venezuela, en diciembre de 1999*. En *Cambios Climáticos, Recursos Hídricos, Geo-Riesgos y Desastres Naturales* (pp. 148-167). Recuperado el 25 de abril del 2016, de http://webcache.googleusercontent.com/search?q=cache:http://www.cecalc.ula.ve/redbc/documentos_de_interes/Vargas99.pdf&gws_rd=cr&ei=RUAUV8nzDcrLeIfdjNAI. (5)

Bateman, A., Medina, M., Steiner, F. y Velasco, D (2006). *XXII Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Ciudad Guayana, Venezuela. Octubre 2006*. Recuperado el 03 de mayo de 2016 de <http://www.gits.ws/06articulos/pdfs/02-IAHR-06.pdf>. (6)

Cano, P, Víctor, H. (2001). *Reconocimiento geológico entre las cuencas de Quebrada Seca y Río Care, Estado Vargas*. Tesis Preg. Recuperado el 30 de abril de 2016, de http://bibliogeo.ing.ucv.ve/cgiwin/be_alex.cgi?Documento=T041500003469/0&Nombrebd=bfiegucv&CodAsocDoc=406&t03=&t04=155&t05=png. (7)

Calderón, P.J (2005). *Construcción de cuatro presas para retención de sedimentos tres (A,BC) en la quebrada Tacagua y una en la quebrada La Zorra. Estado Vargas*. [Presentación PPT]. Material no publicado. (8)

Coral, A. (s.f). *Cauce trenzado del río Guatiquía*. Recuperado el 03 de mayo de 2016 de http://www.worldtravelserver.com/travel/es/colombia/airport_gomez_nino_apiay_air_base/photo_4511165-cauce-trenzado-del-rio-guatiquiga.html. (9)

Corominas, Jordi. (s.f). *Tipos de Rotura en Laderas y Taludes*. Recuperado el 24 de abril de 2016, de <http://www2.etcg.upc.edu/asg/Talussos/pdfs/ClasificacionDeslizamientos.pdf>. (10)

Costa, J.E, Wiczorek, G.F. (1987). *Debris Flows / Avalanches Process, Recognition and Mitigation*. Colorado, Estados Unidos: The Geological Society of America. (11)

Courtel, F. & López, J.L (2010). *Un enfoque integral para las medidas de prevención contra aludes torrenciales*. En J.L López (Ed.), *Lecciones aprendidas del desastre de Vargas. Aportes científico-tecnológicos y experiencias nacionales en el campo*

de la prevención y mitigación de riesgos (pp. 81-92). Caracas, Venezuela: Editorial Gráficas Lauki. (12)

DiVenere, V. (s.f). *Mass Wasting and the Angle of Repose*. Recuperado el 21 de abril de 2016, de http://myweb.cwpost.liu.edu/vdivener/notes/angle_of_repose.htm. (13)

García, A. (2015). *Venezolanos recuerdan la tragedia de Vargas a 16 años del deslave*. Recuperado el 15 de mayo de 2016 de <http://www.elimpulso.com/noticias/nacionales/venezolanos-recuerdan-la-tragedia-de-vargas-a-16-anos-del-deslave>. (14)

Genatios, C. (2012). *Vargas, del riesgo al desastre: los aludes torrenciales de 1999. Gestión de riesgo; entre lo planificado y lo ejecutado*. Instituto Latinoamericano de Investigaciones Sociales. Recuperado el 24 de abril del 2016, de <http://www.ildis.org.ve/website/administrador/uploads/DocumentoRiesgoDesastreCGenatios.pdf>. (15)

Genatios, C. & Lafuente M. (2003). *Lluvias torrenciales en Vargas, Venezuela, en diciembre de 1999. Protección ambiental y recuperación urbana*. Recuperado el 15 de mayo de 2016 de http://www.scielo.org.ve/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0376-723X2003000200004. (16)

Gracia, J. & Maza, J.A (s.f). *Morfología de ríos*. Capítulo 11 del Manual de Ingeniería de Ríos. Recuperado el 20 de abril de 2016, de http://eias.utalca.cl/isi/publicaciones/unam/morfologia_de_rios.pdf. (17)

Hernández, D.P & López, J.L (2010). *El extraordinario evento hidrometeorológico de diciembre de 1999 en el estado Vargas*. En J.L López (Ed.), *Lecciones aprendidas del desastre de Vargas. Aportes científico-tecnológicos y experiencias nacionales en el campo*

de la prevención y mitigación de riesgos (pp. 27-42). Caracas, Venezuela: Editorial Gráficas Lauki. (18)

Highland, L.M, Bobrowsky, P. (2008). *The Landslides Handbook-A guide to understanding lanslides*. Virginia, Estados Unidos: U.S. Geological Survey Circular 1325, 129p. (19)

Hoy se recuerdan 15 años de la tragedia de Vargas (2014). Recuperado el 20 de mayo de 2016 de <http://noticiaaldia.com/2014/12/a-14-anos-de-la-tragedia-de-vargas-fotos/>. (20)

Hurlimann, M. (s.f). *Depósitos Aluviales*. Recuperado el 23 de abril de 2016, de http://www2.etcg.upc.es/asg/engeol/pdf_files/1.2aluvial_txt.pdf . (21)

Ibarrola, L.E. (s.f). *Introducción a los fluidos no newtonianos*. Recuperado el 26 de abril de 2016, de <http://www.efn.unc.edu.ar/departamentos/aero/Asignaturas/MecFluid/material/introducci%C3%B3n%20no%20newtonianos.pdf>. (22)

Julien, P.Y. & O'Brien, J.S. (1997), “On the Importance of Mud and Debris Flow Rheology in Structural Design”, International Conference on Debris-Flow Hazards Mitigation, San Francisco. (23)

Lansdlides and mass wasting. En diapositivas de clases de geología de la Universidad de Artes y Ciencias en Albany, Nueva York. Recuperado el 16 de abril de 2016, en http://www.atmos.albany.edu/geology/classes/geo260/landslides_masswasting1.PDF. (24)

López, J.L. (2007). *Evaluación de la amenaza de inundaciones torrenciales en el Estado Vargas*. Recuperado el 19 de abril del 2016, en [http://acading.org.ve/info/comunicacion/pubdocs/material_CR_tecnicas/ambiente/\(2007.05.17\)_LOPEZ_Evaluacion_Inundaciones_Edo_Vargas.pdf](http://acading.org.ve/info/comunicacion/pubdocs/material_CR_tecnicas/ambiente/(2007.05.17)_LOPEZ_Evaluacion_Inundaciones_Edo_Vargas.pdf) . (25)

López, J.L, Pérez, D, Peñaranda, C. *Presas para el control de flujos torrenciales en el estado Vargas, Venezuela*. Recuperado el 26 de abril de 2016, de http://irh-fce.unse.edu.ar/Rios2007/index_archivos/C/3.pdf. (26)

Marcano, F. (2012). *Desarrollo urbano del estado Vargas: Situación actual y desafíos*. Recuperado el 30 de abril de 2016 de <http://www.ildis.org.ve/website/administrador/uploads/DocumentoDesarrolloUrbanoVargasFM.pdf> (27)

Martín Vide, J. (2002). *Ingeniería de Ríos*. Barcelona, España: Universidad Politécnica de Catalunya. (28)

Martínez Consultores S.A (2000). *Obras de protección de torrente en la cuenca Cariaco*. Caracas, Venezuela. (29)

Martínez Consultores S.A (2000). *Obras de protección de torrente en la cuenca Germán*. Caracas, Venezuela. (30)

Martínez Consultores S.A (2000). *Obras de protección de torrente en la cuenca Macuto*. Caracas, Venezuela. (31)

Martínez Consultores S.A (2000). *Obras de protección de torrente en la cuenca Osorio*. Caracas, Venezuela. (32)

Martínez Consultores S.A (2000). *Obras de protección de torrente en la cuenca Piedra Azul*. Caracas, Venezuela. (33)

Martínez Consultores S.A (2000). *Obras de protección de torrente en la cuenca San Julián*. Caracas, Venezuela. (34)

Martínez Consultores S.A. (2000). *Evento Meteorológico sobre el Litoral Central en diciembre de 1999*. Material no publicado. (35)

Martínez, E. (2000). *Dimensionamiento de obras de protección contra flujos de barro*. Córdoba: *Memorias XIX Congreso latinoamericano de hidráulica*. Tomo III. Córdoba, Argentina. (36)

Martínez, E. (1999). *Informe: Visita a la zona afectada por las inundaciones del pasado 15 de diciembre entre Maiquetía y Naiguatá*. Material no publicado. (37)

Martínez, E (2006). *Hidrología e hidráulica para el diseño de obras de protección de torrentes*. [Presentación PPT]. Caracas, Venezuela. Material no publicado.(38)

Martínez, E. (2006). *Hidráulica de zonas de riesgo. Casos reales* [Presentación PPT].Material no publicado.(39)

Martínez, E. (2001). *Hidráulica Fluvial*. Madrid, España: Bellisco. (40)

Martínez, E. (2010). *Métodos de cálculos hidrológicos e hidráulicos de los flujos en Vargas de 1999 a partir de la observación de campo*. En J.L López (Ed.), *Lecciones aprendidas del desastre de Vargas. Aportes científico-tecnológicos y experiencias nacionales en el campo de la prevención y mitigación de riesgos* (pp. 345-355). Caracas, Venezuela: Editorial Gráficas Lauki. (41)

- Martínez, E. (s.f). *Apuntes de clase Hidráulica Fluvial*. Material no publicado. (42)
- Méndez, M.V. (2009). *Elementos de Hidráulica de Canales*. Caracas, Venezuela: Universidad Católica Andrés Bello. (43)
- Mengual Guevara Asociados. (2000). *Ingeniería de detalle de las obras de control de sedimentos en la Quebrada Camuri Chico*. Caracas, Venezuela. (44)
- Mengual Guevara Asociados (s.f). *Ingeniería de detalle de la presa sobre la quebrada La Zorra*. Caracas, Venezuela.(45)
- Mengual Guevara Asociados (s.f). *Ingeniería de detalle de las estructuras de retención sobre las quebradas "B" y "C"*. Caracas, Venezuela. (46)
- Mengual, M. (2010). *Diseño de presas tipo rastrillo para la retención de grandes bloques de roca y su aplicación en un afluente de la Quebrada Tacuaga*. En J.L López (Ed.), *Lecciones aprendidas del desastre de Vargas. Aportes científico-tecnológicos y experiencias nacionales en el campo de la prevención y mitigación de riesgos* (pp. 419-430). Caracas, Venezuela: Editorial Gráficas Lauki. (47)
- Michna, P. (s.f). *When good rivers turn bad: extreme flooding. Streams and mass wasting*. Recuperado el 20 de abril de <http://earthsci.org/flooding/unit3/u3-03-01.html>. (48)
- Muguerza, A. (2001). *Aguas Arriba del flujo torrencial: un análisis geotécnico-meteorológico de la tragedia de Vargas*. Venezuela: Fundación Polar. (49)
- Padova, T (s.f). *Debris flow monitoring in the Alps*. Recuperado el 05 de mayo de 2016 de <http://www.irpi.cnr.it/en/focus/il-monitoraggio-delle-colate-di-detrito-nelle-alpi/>. (50)

Peña, A. (s.f). *¿Pudo haberse evitado la tragedia de Vargas?*. Recuperado el 25 de abril de 2016, de <http://www.rescate.com/casi.html> . (51)

Prieto, G. (s.f). *Deslizamientos de tierra y Movimientos en Masa*. Recuperado el 20 de abril de 2016, de http://wwwprof.uniandes.edu.co/~gprieto/classes/desastres/mov_masa.pdf. (52)

Prieto, J. (s.f). *20 tipos de Deslizamientos*. Recuperado el 24 de abril de 2016, de http://www.academia.edu/7344121/20_tipos_de_deslizamientos. (53)

Requena, F. (2012). *Desarrollo urbano del estado Vargas: situación actual y desafíos*. Instituto Latinoamericano de Investigaciones Sociales. Recuperado el 27 de abril de 2016, de <http://library.fes.de/pdf-files/bueros/caracas/09271.pdf>. (54)

Sabater, S. Donato, J.C. Giorgi, A. Elosegí, A. (2009). *Conceptos en ecología fluvial*. Capítulo 2: El río como ecosistema. Recuperado el 19 de marzo de 2016, de http://www.fbbva.es/TLFU/microsites/ecologia_fluvial/pdf/cap_02.pdf. (55)

Salas, L.A. (2013). *Geomorfología Fluvial*. Recuperado el 23 de marzo de 2016, de <http://es.slideshare.net/farstico/geomorfologa-fluvial>. (56)

Sánchez, J. *Calcular el coeficiente de rozamiento estático y dinámico*. Recuperado el 25 de abril de 2016, de <http://elfisicoloco.blogspot.com/2014/05/calcular-el-coeficiente-de-rozamiento.html>. (57)

Sardi, V.A. (s.f). *Inundaciones del litoral central de Venezuela - Escala de magnitudes*. Caracas, Venezuela: Oficina Sardi. (58)

Sediment transport. Recuperado el 04 de mayo de 2016 de <http://geology.uprm.edu/Morelock/transport.htm>. (59)

Solis, M. (2013). *Reclus, el gran meandro del amazonas*. Recuperado el 04 de mayo de 2016 de <http://fisicaquimicabioblog.blogspot.com/2013/10/reclus-gran-meandro-del-amazonas.html>. (60)

Suárez, J. (2009). *Deslizamientos. Tomo I: Análisis Geotécnico*. Capítulo 5: Los Flujos. Santander, Colombia: Universidad Industrial de Santander. (61)

Suárez, L.M. (1993). *Presas de Corrección de Torrentes y Retención de Sedimentos*. Caracas, Venezuela: Ministerio del Ambiente y de los Recursos Naturales Renovables. (62)

Sucre, O.A. (2000). *Introducción al estudio de la tormenta que se desarrolló en la zona central del litoral central de Venezuela entre el 15-2-51 - 17-2-51*. Caracas, Venezuela. (63)

Takahashi, T. (1991). *Debris Flow*. USA: A.A Balkema. (64)

Urbani, F. (s.f). *Un esbozo de la geología de Venezuela*. Recuperado el 28 de abril de 2016, de <http://herbario.unellez.edu.ve/publicaciones/05.pdf>. (65)

Useche, J.D. (s.f). *Informe Acontecimientos estado Vargas 1999*. Recuperado el 22 de abril de 2016, de <https://www.provincialre.com/pdf/publi/InformedeVargas.pdf>. (66)

Vergara, L. (2013). *Fluidos Newtonianos y No-Newtonianos*. Recuperado el 28 de abril de 2016, de https://prezi.com/jrugcxjeyi_r/fluidos-newtonianos-y-no-newtonianos/. (67)

ANEXO A:
IMÁGENES
MENGUAL GUEVARA ASOCIADOS



Figura A. 1 - Vista frontal hacia aguas arriba de la Presa Abierta de Camuri Chico



Figura A. 2 - Presa Abierta de Ventanas de Camuri Chico en construcción



Figura A. 3 - Vista frontal hacia aguas arriba de la Presa Abierta de Camuri Chico donde se aprecia el cajón central de acceso y las ventanas



Figura A. 4 - Vista hacia el interior del cajón central de acceso para maquinaria donde se observan los niples para los tubos de acero removibles. También se aprecia la inclinación del talud aguas arriba de la presa.



Figura A. 5 - Parte de la fundación de gaviones de la Presa Abierta de Camuri Chico

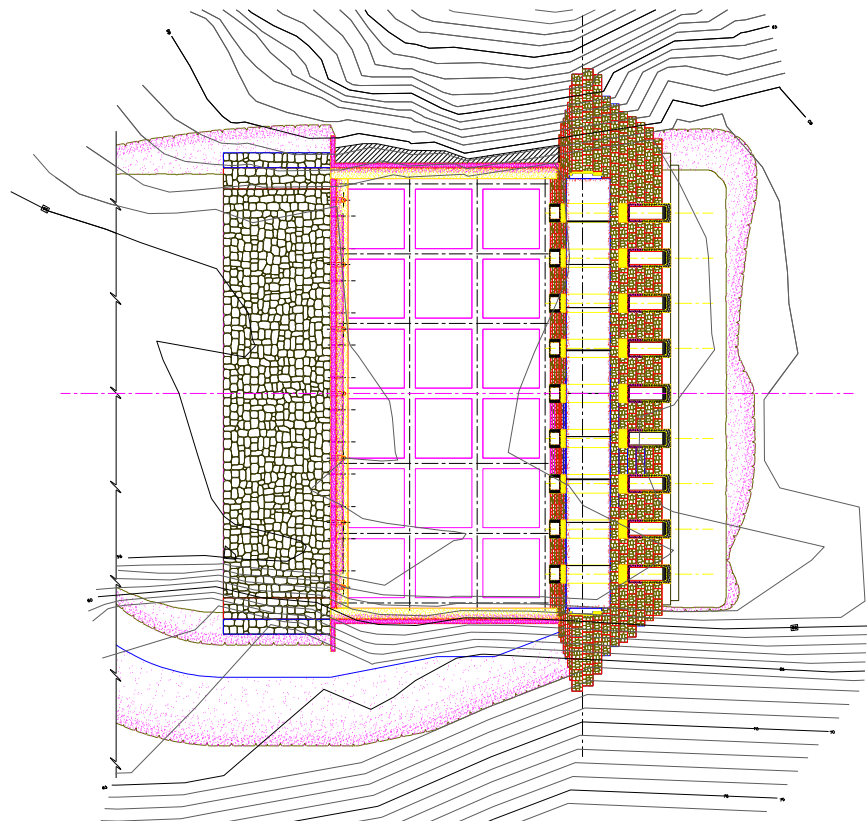


Figura A. 6 - Vista en planta de la Presa Abierta de Ventanas de Camuri Chico

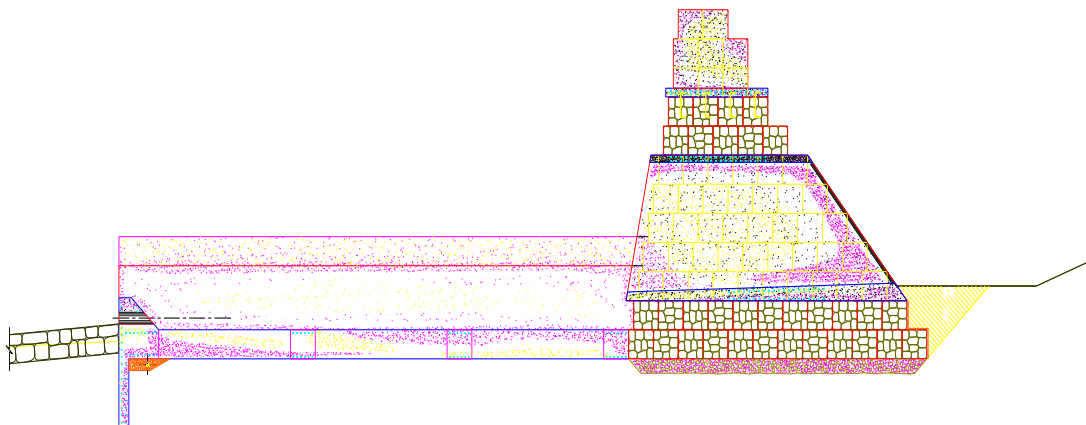


Figura A. 7 - Perfil longitudinal de la Presa Abierta de Ventanas de Camuri Chico

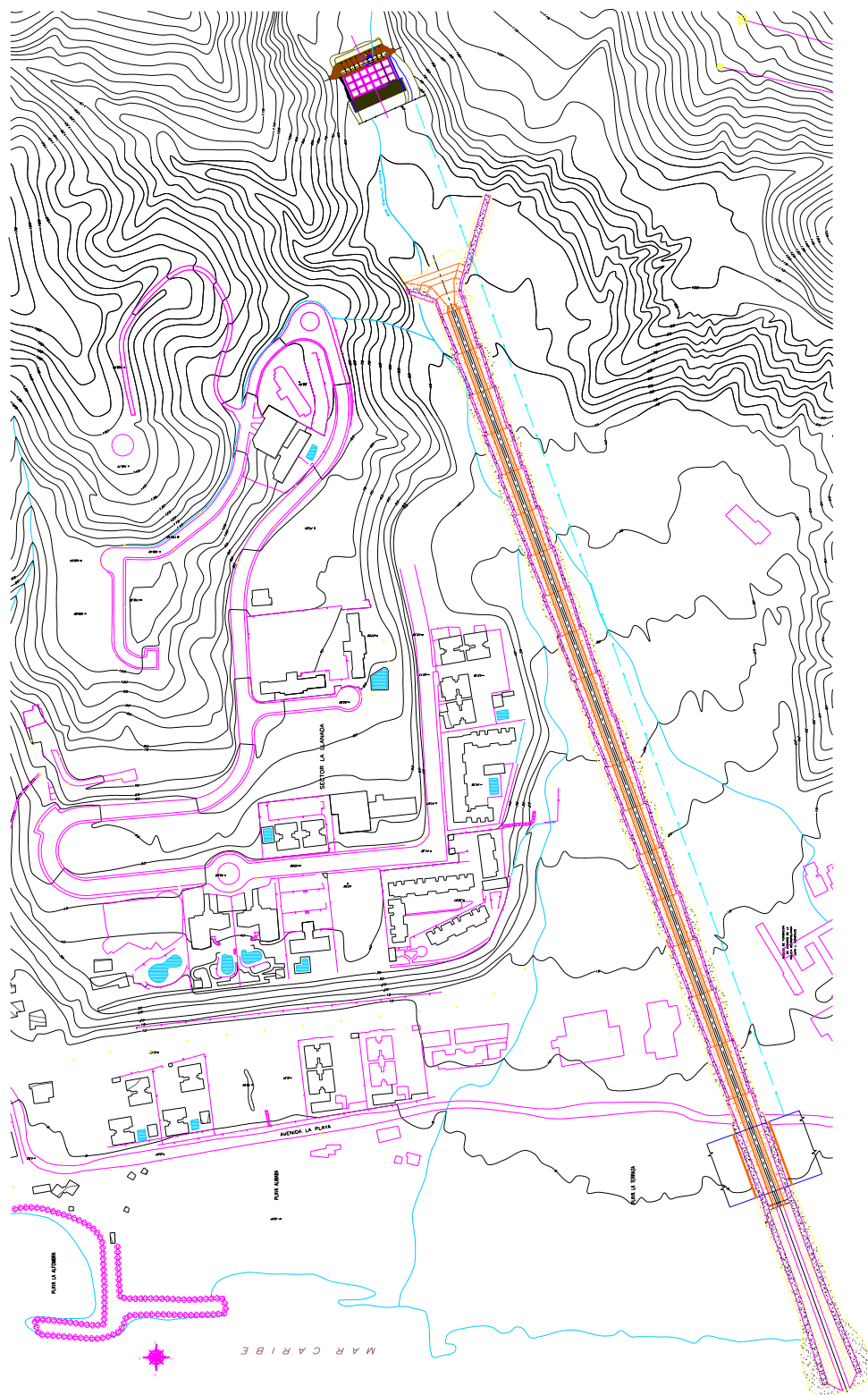


Figura A. 8 - Proyecto del Río Camurí Chico, donde se observa la presa abierta de ventanas en la zona más angosta del cauce y luego inicia la canalización, atravesando la zona poblada.



Figura A. 9 - Proceso constructivo de la Presa Abierta tipo Rastrillo en el afluente "B" de la Qda. Tacagua, se observa que el sitio de presa es en una zona angosta del cauce



Figura A. 10 - Proceso constructivo de la Presa Abierta tipo Rastrillo en el afluente "B" de la Qda. Tacagua



Figura A. 11 - Proceso constructivo de la Presa Abierta tipo Rastrillo en el afluente "B" de la Qda. Tacagua



Figura A. 12 - Tubo de Acero que forma parte de la Presa Abierta tipo Rastrillo del afluente "B" de la Qda. Tacagua



Figura A. 13 - Proceso constructivo de la Presa Abierta tipo Rastrillo en el afluente "B" de la Qda Tacagua



Figura A. 14 - Vista frontal hacia aguas arriba de la Presa Abierta tipo Rastrillo en el afluente "B" de la Qda. Tacagua



Figura A. 15 - Proceso constructivo Presa Cerrada en Qda. La Zorra



Figura A. 16 – Construcción de gaviones para la Presa Cerrada en Qda. La Zorra.



Figura A. 17 - Proceso constructivo Presa Cerrada en Qda. La Zorra



Figura A. 18 - Proceso constructivo de la embocadura de la Presa Cerrada en la Qda. La Zorra



Figura A. 19 - Vaso de almacenamiento de la Presa Cerrada en la Qda. La Zorra



Figura A. 20 - Vista frontal hacia aguas arriba de la Presa Cerrada en la Qda. La Zorra

ANEXO B

IMÁGENES

**AGENCIA DE COOPERACIÓN INTERNACIONAL DEL
JAPÓN (JICA)**

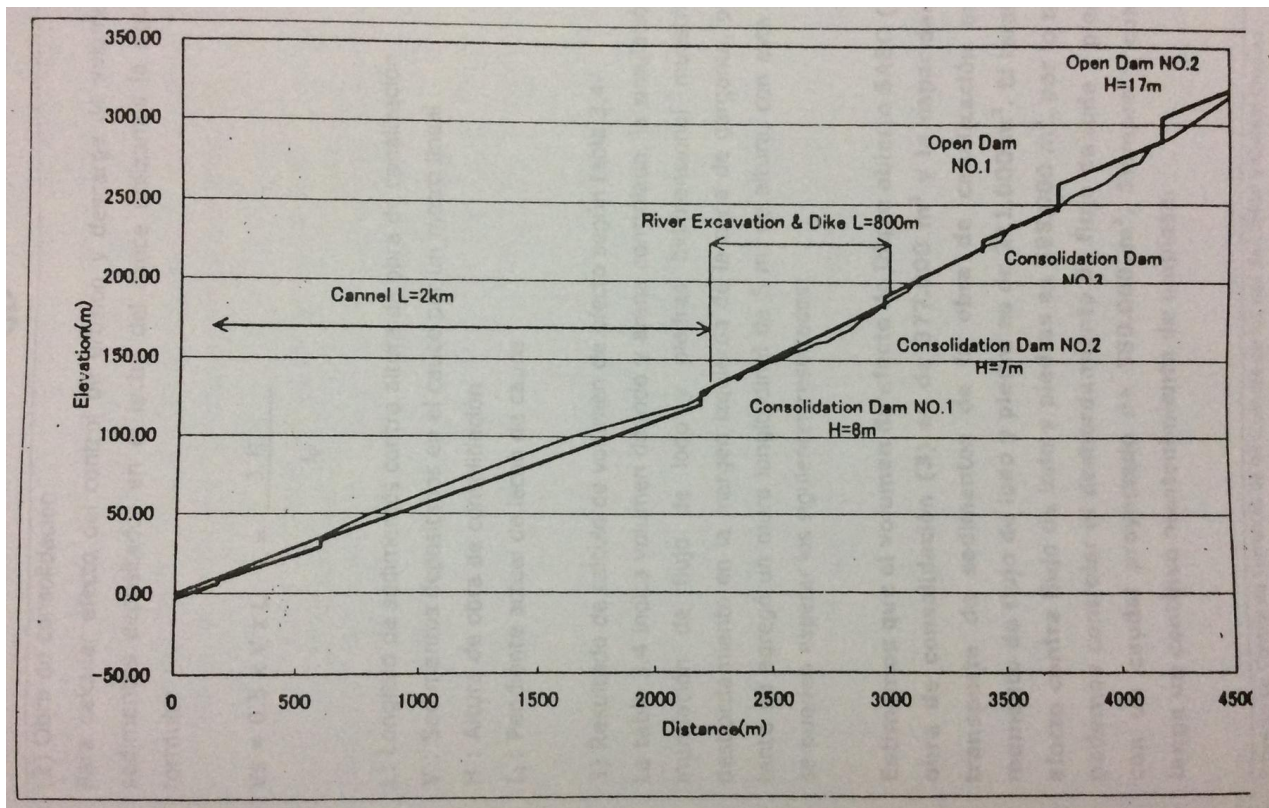


Figura B.2- Perfil longitudinal de las obras hidráulicas del proyecto de la cuenca San Julián

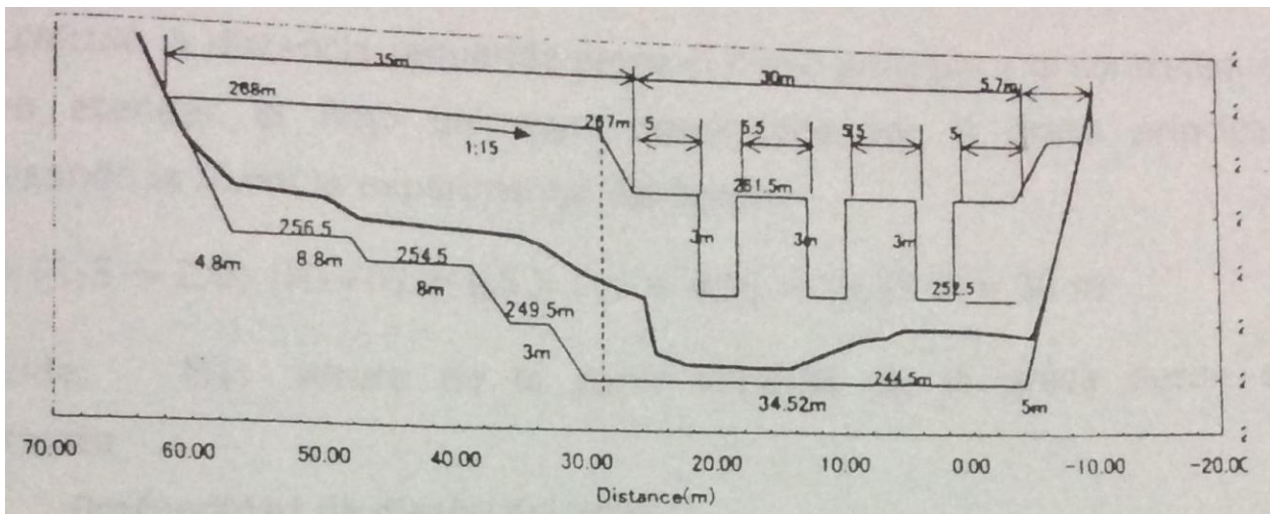


Figura B.3 - Vista frontal del Dique Abierto n° 1 del Proyecto de la Cuenca San Julián

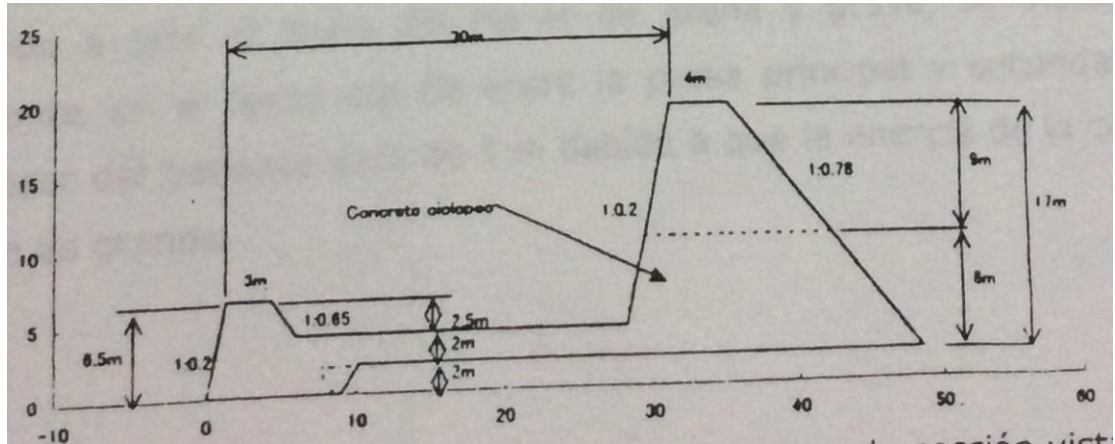


Figura B.4 - Vista lateral del Dique Abierto n° 1 del Proyecto de la Cuenca San Julián

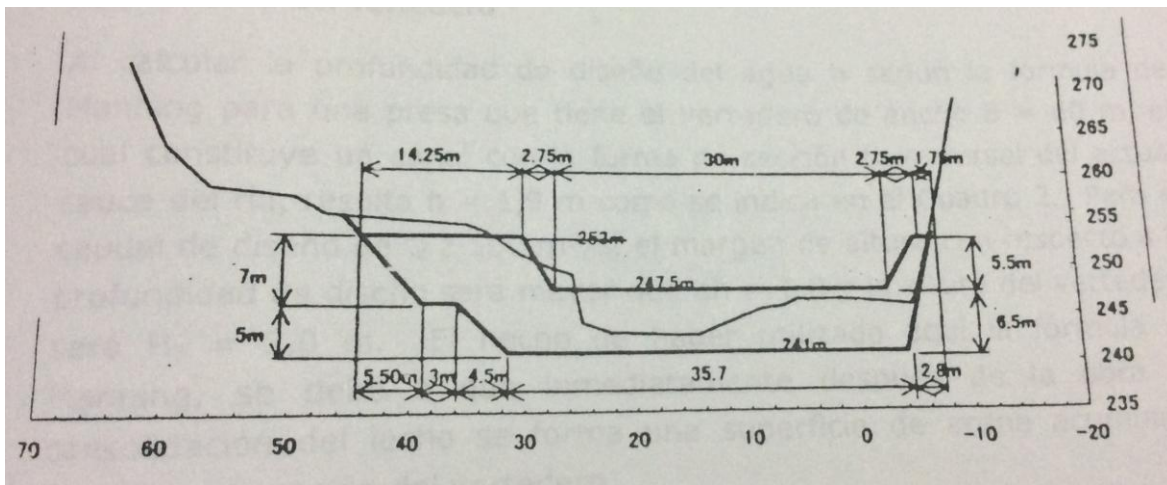


Figura B.22 - Vista frontal del Contradique para el Dique Abierto n° 1 del Proyecto de la Cuenca San Julián

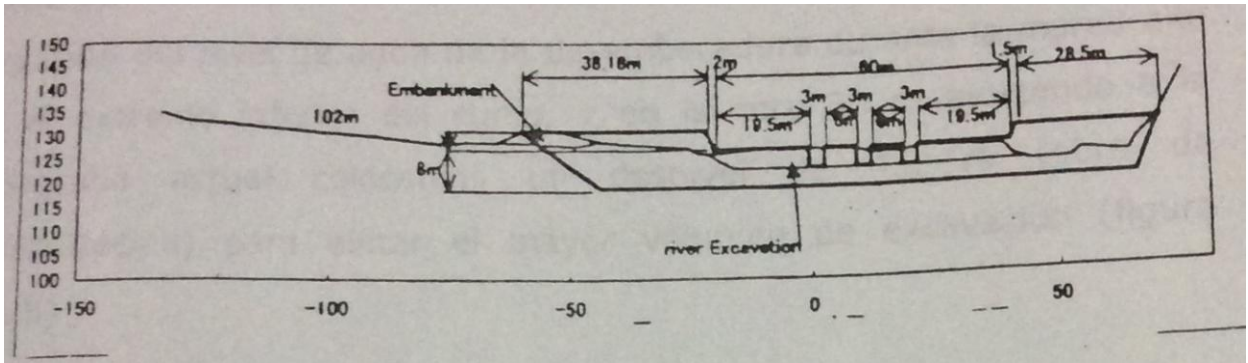


Figura B.6 - Vista frontal de la Obra de Consolidación nº 1 del Proyecto de la Cuenca San Julián

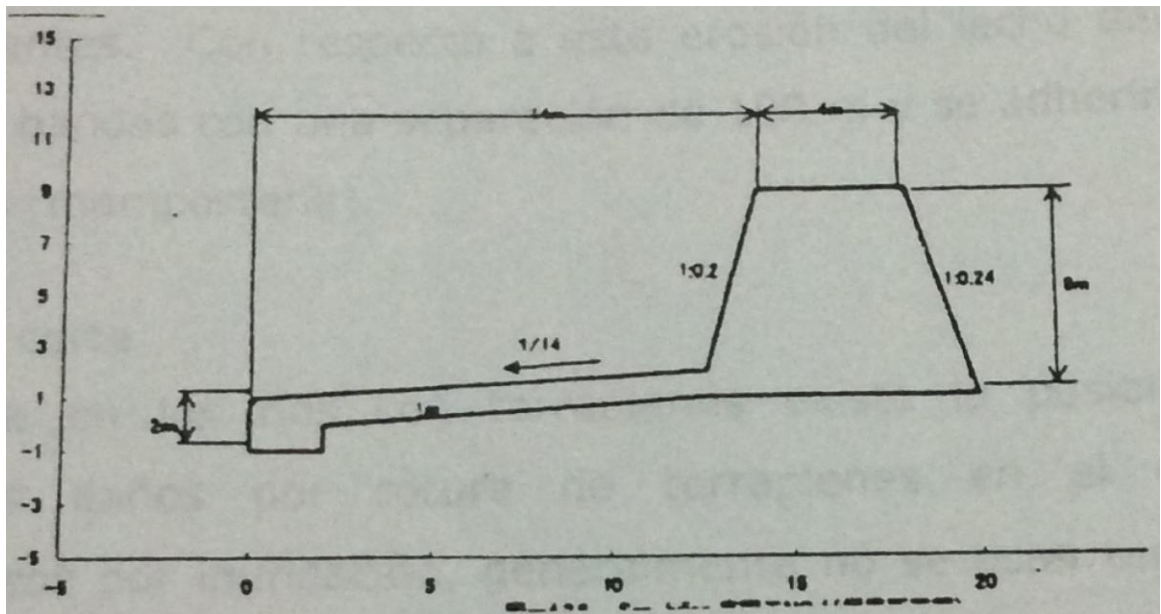


Figura B.7- Vista lateral de la Obra de Consolidación nº 1 del Proyecto de la Cuenca de San Julián