

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA
FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS, GEOLOGÍA Y CIVIL
ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

“INFLUENCIA DE LA PENDIENTE DEL LECHO DEL RÍO EN EL DISEÑO DE
DEFENSAS RIBEREÑAS”

PRESENTADO POR:
CESAR MENESES HUAYANAY

ASESOR:
ING. EDMUNDO CANCHARI GUTIERREZ

AYACUCHO – PERÚ

2017

DEDICATORIA

A Dios, por darme fortaleza para la consecución de mis metas.

A mis queridos padres Alberto Eudosio y Rosa María, mis hermanos Richard y Ronald, por su apoyo y valoración permanente, que han permitido cumplir con mi objetivo de ser profesional.

A mis hijos, que son el motor que impulsa mi vida para seguir adelante.

AGRADECIMIENTOS

- En primer lugar y sobre todas las cosas, a Dios, por guiar mis pasos en todo momento y permitirme lograr este objetivo importante en mi vida.
- A la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga, mi alma mater, por haberme acogido durante mi formación profesional y de manera especial a los docentes de la Escuela de Formación Profesional de Ingeniería Civil por haberme impartido sus conocimientos.
- Al Ing. Edmundo Canchari Gutiérrez, asesor de la presente tesis, por su orientación permanente para la culminación de este trabajo.
- A toda mi familia; mis padres, hermanos, abuelos y tíos por su apoyo y afecto demostrado desde mi infancia hasta el día de hoy. Mil gracias a todos ellos.

RESUMEN

Nuestro país, está sometido a diferentes eventos hidrológicos, con lluvias intensas. Estos eventos se incrementan, aún más, con la presencia del fenómeno El Niño. Los diversos ríos incrementan su caudal repentinamente, producto de las intensas lluvias. Ante esta situación se construyen diferentes tipos de defensas ribereñas, ya sea para proteger campos de cultivo o poblaciones. Algunos de los tipos más usados en nuestro país son los enrocados, gaviones – colchón reno y los tubos geotextiles.

Generalmente los estudios realizados en este campo son insuficientes para poder construir defensas; y como consecuencia de esta falta de conocimiento, colapsan, produciendo inundaciones que ocasionan numerosas pérdidas, sean económicas o mortales.

Este estudio tiene por objetivo analizar el uso de diferentes sistemas de control de erosión de riveras, es decir cuál es la capacidad de resistencia de estos materiales, cuando son sometidas a avenidas o crecidas de los ríos, desde un enfoque netamente hidráulico.

Para plasmar lo anteriormente indicado es necesario la determinación de las características hidráulicas de diseño para cauces naturales, a partir del estudio del flujo permanente gradualmente variado unidimensional, con la finalidad de diseñar defensas ribereñas en ríos de pequeña, mediana y fuerte pendiente; haciendo uso de materiales como los tubos geotextiles, gaviones – colchón reno y enrocado respectivamente. El método empleado en la presente investigación es la recopilación directa de información de campo, para el respectivo tránsito de las máximas avenidas producto de los caudales pico obtenido en la etapa hidrológica, y así determinar las características hidráulicas de diseño, así como la socavación, para dimensionar las defensas ribereñas a plantear. Finalmente se muestra los resultados encontrados, conclusiones y recomendaciones.

INDICE GENERAL

Dedicatoria	I
Agradecimientos	II
Resumen	III
Índice General	IV
Índice de figuras	VIII
Índice de tablas	XV
1. Introducción	1
1.1. Necesidad o motivación de la investigación	1
1.2. Planteamiento del problema	2
1.2.1. Problema principal	2
1.2.2. Problemas secundarios	2
1.3. Justificación	2
1.3.1. Técnica	2
1.3.2. Económica.	3
1.4. Importancia.	4
1.5. Objetivos de la tesis.	4
1.5.1. Objetivo principal	4
1.5.2. Objetivos secundarios	4
1.6. Hipótesis de la tesis.	5
1.6.1. Hipótesis principal	5

1.6.2. Hipótesis secundarias	5
1.7. Organización de la tesis	6
1.8. Metodología aplicada	8
2. Aspectos de diseño hidráulico y su relación con el dimensionamiento de defensas ribereñas	9
2.1. Introducción	9
2.2. Perfiles de superficie de agua para flujo unidimensional y permanente en ríos	9
2.2.1. Ecuación de energía	9
2.2.2. Características y clasificación de los perfiles de flujo	15
2.3. Métodos de cálculo de superficie libre de agua	19
2.3.1. Método de la Ecuación de energía.	19
2.3.2. Método de la Ecuación de Momentum	27
2.4. Cálculos a régimen de flujo mixto	34
3. Transporte de sedimentos y su relación con el dimensionamiento de defensas ribereñas	37
3.1. Introducción.	37
3.2. Criterios de iniciación de movimiento	37
3.3. Transporte de sedimentos	39
3.4. Velocidad crítica y esfuerzo de corte crítico de iniciación de movimiento	40
3.5. Determinación de transporte de sedimentos a través de HEC-RAS	42
3.5.1. Método de Meyer – Peter Muller	43
3.5.2. Método de Engelund Hansen	44
3.5.3. Método de Ackers – White	45
3.5.4. Método de Laursen y Copeland	48

4.	Especificaciones técnicas de materiales para defensas ribereñas	53
4.1.	Introducción.	53
4.2.	Estructuras para ríos de pequeña pendiente.	54
4.2.1.	Geotextiles tejidos y su aplicación a ríos	54
4.2.2.	Tamaño de apertura aparente	56
4.2.3.	Dimensiones estándares de los tubos geotextiles	57
4.2.4.	Resistencia del geotextil tejido	57
4.2.5.	Material de relleno	61
4.2.6.	Presión residual de bombeo en la parte superior del geocontenedor	61
4.3.	Estructuras para ríos de mediana pendiente.	62
4.3.1.	Gaviones y colchones	62
4.3.2.	Composición del alambre	69
4.3.3.	Diámetro del alambre	70
4.3.4.	Dimensiones de la malla	70
4.3.5.	Revestimiento con PVC	70
4.3.6.	Dimensiones de las cajas	71
4.4.	Estructuras para ríos de fuerte pendiente.	72
4.4.1.	Propiedades de los materiales para enrocado.	72
4.4.2.	Tamaño de la roca	72
4.4.3.	Gradación de la roca	72
4.4.4.	Peso específico de la roca	73
5.	Criterios de diseño de materiales para defensas ribereñas	74
5.1.	Introducción.	74
5.2.	Estructuras para ríos de pequeña pendiente	75
5.3.	Estructuras para ríos de mediana pendiente	78

5.4.	Estructuras para ríos de fuerte pendiente	81
6.	Aplicaciones de diseño de defensas ribereñas para diferentes pendientes	87
6.1.	Introducción.	87
6.2.	Ríos de pequeña pendiente	87
6.2.1.	Rio Tumbes-Tumbes	87
6.3.	Ríos de mediana pendiente	102
6.3.1.	Rio Rímac –Lima	102
6.4.	Ríos de fuerte pendiente	160
6.4.1.	Rio Callayuc –Cajamarca	160
7.	Conclusiones y recomendaciones	225
7.1.	Introducción	225
7.2.	Conclusiones	225
7.2.1.	Conclusiones Generales.	225
7.2.2.	Conclusiones ríos de pequeña pendiente	227
7.2.3.	Conclusiones ríos de mediana pendiente	228
7.2.4.	Conclusiones ríos de fuerte pendiente	230
7.3.	Recomendaciones	233
	Bibliografía	234
	Planos	235

INDICE DE FIGURAS

2.1. Deducción de la ecuación para perfiles de superficie de agua	10
2.2. Curva de Energía Específica.	11
2.3. Clasificación de perfiles de flujo gradualmente variados	19
2.4. Representación de términos en la ecuación de energía.	21
2.5. Método de subdivisión de la conductividad definido por el HEC-RAS	23
2.6. Método de subdivisión de la conductividad definido por el HEC-2	23
2.7. Definición de la pendiente para el cálculo de la rugosidad compuesta	24
2.8. Ejemplo de la obtención de la Energía Media	26
2.9. Aplicación del Principio de Momentum	29
2.10 Subdivisión por Franjas de una Sección Transversal Típica (Principio de Momentum)	32
2.11 Ejemplo de perfil en el HEC-RAS a régimen de flujo mixto	36
3.1 Iniciación del Movimiento de las partículas	39
4.1 Elementos constituyentes de los Gaviones Tipo Caja	65
4.2. Elementos constituyentes de los Gaviones Tipo Caja Fuerte	67
4.3. Elementos constituyentes de los Colchones Reno®	68
4.4. Elementos constituyentes de los Colchones Reno Fuerte	69

4.5. Vida útil del recubrimiento de PVC71
5.1. Defensa ribereña mediante tubos geotextiles	75
5.2. Variables utilizadas en tubos geotextiles	76
5.3. Dimensiones del tubo geotextil obtenidos con MacFORM 1.077
5.4. Manto Antisocavante.77
5.5. Apilamiento de tubos geotextiles y borde libre para contener el máximo tirante.	78
5.6. Estructura mediante gaviones caja y colchones reno	78
5.7. Esquema del movimiento de las piedras en el interior de colchones reno	80
5.8. Estructura mediante enrocado y enrocado – gavión	81
5.9. Extensión longitudinal de protección con enrocado	86
6.1. Ubicación de la defensa ribereña en ambas margenes del rio Tumbes.	89
6.2. Ubicación de zonas de rotura de la geocelda en talud del rio Tumbes.90
6.3. Zonas de rotura de geocelda.90
6.4. Distribucion en planta de secciones transversales.91
6.5. Perfil de superficie libre de agua en el rio Tumbes.92
6.6. Apilamiento de tubos geotextiles.	96
6.7. Dimensiones de los Tubos Geotextiles.	97
6.8. Dimensiones del Tubo Geotextil.98
6.9. Vista de la sección transversal del tubo geotextil.98
6.10. Altura de deshidratacion del lodo liquido dentro del Tubo Geotextil.100
6.11. Defensa ribereña mediante tubos geotextiles.101
6.12. Guijarros en canal principal y banco de inundación izquierdo103
6.13. Coeficientes de rugosidad de Manning: (a) Desmonte y guijarros. (b) Guijarros y Enrocado – margen derecha..105
6.14. Coeficientes de rugosidad de Manning: (a) Desmonte en la margen izquierda	

y Guijarros grandes D50 = 10". (b) Enrocado en la margen derecha..	106
6.15. Coeficientes de rugosidad de Manning: (a) Arboles dispersos. (b) Guijarros grandes D50 = 6".	106
6.16. Distribución en planta de las secciones transversales.	107
6.17. Distribución de las secciones transversales y espejo en 3D, para el caso de la simulación hidráulica sin defensa ribereña..	108
6.18. Distribución de las secciones transversales y espejo en 3D, para el caso de la simulación hidráulica con defensa ribereña..	109
6.19. Distribución de velocidades, sección natural 0+220.	112
6.20. Distribución de velocidades: 0+220 – Secciones natural con defensa ribereña. . . .	112
6.21. Distribución de velocidades, sección natural 0+760.	114
6.22. Distribución de velocidades: 0+760 – Secciones natural con defensa ribereña.. . .	115
6.23. Distribución de velocidades – Sección 1+080..	117
6.24. Distribución de velocidades, sección natural 1+040.	118
6.25. Distribución de velocidades: 1+040 – Secciones natural con defensa ribereña.. . .	118
6.26. Distribución de velocidades, sección natural 3+140..	122
6.27. Distribución de velocidades: 3+140 – Secciones natural con defensa ribereña. . .	122
6.28. Línea del thalweg, viaja alejado del banco de inundación izquierdo.	123
6.29. Sección transversal propuesta para el tramo 0+000 a 0+600.	124
6.30. Línea del thalweg viaja adyacente al tramo de estudio.	125
6.31. Sección transversal propuesta para el tramo 0+600 a 1+000	126
6.32. Línea del thalweg viaja adyacente al tramo de estudio.	127
6.33. Sección transversal propuesta para el tramo 0+960 a 1+740.	127
6.34. Vista en planta de la línea del thalweg - 1+780 @ 2+940.	128
6.35. Vista en planta de la línea del thalweg - 2+940 @ 4+160.	129

6.36. Sección transversal típica 1+740 @ 4+000.	129
6.37. Sección transversal – Puente Girasoles..	130
6.38. Perfil de la SLA bajo el puente Girasoles..	131
6.39. Sección transversal – Puente Ñaña..	131
6.40. Perfil de la SLA bajo el puente Ñaña..	132
6.41. Relación entre pendiente y profundidad	134
6.42. Relación entre pendiente y ancho estable..	134
6.43. Hidrograma discreto para cálculo de transporte de sedimentos.	136
6.44. Granulometría del lecho del tramo de estudio.	136
6.45. Línea del thalweg y lecho rígido asumido..	137
6.46. Thalweg y perfil de erosión y sedimentación..	137
6.47. Erosión en sección transversal 3+620..	138
6.48. Sección transversal de diseño – Progresiva 0+000 a 0+600.	141
6.49. Sección transversal de diseño – Progresiva 0+600 a 1+000.	150
6.50. Sección transversal de diseño – Progresiva 1+000 a 1+780.	152
6.51. Sección transversal de diseño – Progresiva 1+780 a 4+160.	156
6.52. Primera propuesta: Gaviones – colchones reno.	158
6.53. Segunda propuesta: Enrocado.	158
6.54. Tercera propuesta: Gaviones – Enrocado.	159
6.55. Guijarros y cantos rodados sobre lecho de los ríos en estudio: (a) Aguas arriba del puente Juntas sobre el río Callayuc. (b) Lecho del río Santa Clara. (c) Aguas abajo del puente Juntas. (D) Lecho del río Callayuc..	162
6.56. Tramos de análisis entre las progresivas 83+060 @ 90+200.	164
6.57. Granulometría existente a lo largo de los tramos de estudio, sobre el lecho de los ríos Callayuc y Santa Clara.	165

6.58. Distribución en planta de las secciones transversales en tramos críticos de estudio	166
6.59. Distribución de las secciones transversales y espejo en 3D, para el caso de la simulación hidráulica sin defensa ribereña.	168
6.60. Paso de la máxima avenida registrada en Marzo sobre la losa del puente Juntas..	171
6.61. Paso de la máxima avenida por debajo del nuevo puente Juntas..	171
6.62. Enrocados conteniendo el tirante máximo: (a) Aguas arriba del puente Juntas sobre el rio Callayuc. (b) Aguas arriba de la confluencia sobre el rio Santa Clara. (c) y (d) Aguas abajo de la confluencia.	175
6.63. Erosión de la ribera izquierda del rio Callayuc adyacente a la carretera.	176
6.64. Secciones transversales que contienen la máxima avenida.	178
6.65. Erosión de la margen izquierda del rio Callayuc en el tercer tramo	179
6.66. Sección transversal que contiene la máxima avenida 3° tramo.	181
6.67. Incidencia de la línea del thalweg en el 4° tramo..	181
6.68. Sección transversal que contiene la máxima avenida 4° tramo..	183
6.69. Incidencia de la línea del thalweg en el 5° tramo.	183
6.70. Sección transversal que contiene la máxima avenida 5° tramo.	185
6.71. Incidencia de la línea del thalweg en el tramo de estudio.	185
6.72. Sección transversal que contiene la máxima avenida 6° tramo.	187
6.73. Falla del enrocado de protección del estribo derecho del puente Callayuc.	189
6.74. Falla del enrocado de protección del estribo izquierdo del puente Callayuc.. . . .	190
6.75. Hidrogramas de diseño para analizar transporte de sedimentos: (a) Punto de aforo aguas arriba del puente Juntas. (b) Punto de aforo aguas arriba de la confluencia sobre el rio Santa Clara	192
6.76. Granulometría del lecho del tramo de estudio...	192
6.77. Perfil potencial de erosión: (a) Tramo Callayuc aguas arriba del puente	

Juntas. (b) Tramo Santa Clara aguas arriba de la confluencia. (c) Tramo	
Callayuc aguas abajo del puente Juntas.	193
6.78. Thalweg y perfil de erosión y sedimentación (a) Callayuc aguas arriba del	
puente Juntas. (b) Tramo Santa Clara aguas arriba de la confluencia.	
(c) Tramo Callayuc aguas abajo del puente Juntas.	194
6.79. Erosiones máximas en cada una de las secciones transversales: (a) Callayuc	
aguas arriba del puente Juntas. (b) Tramo Santa Clara aguas arriba de la	
confluencia. (c) Tramo Callayuc aguas abajo del puente Juntas.	195
6.80. Hidrograma de diseño para analizar transporte de sedimentos en segundo tramo .	196
6.81. Thalweg y perfil de erosión y sedimentación en segundo tramo.	196
6.82. Erosión máxima en una sección transversal del segundo tramo.	197
6.83. Hidrograma de diseño para analizar transporte de sedimentos en el tercer tramo..	197
6.84. Thalweg y perfil de erosión y sedimentación en tercer tramo..	198
6.85. Erosión máxima en una sección transversal del tercer tramo..	198
6.86. Hidrograma de diseño para analizar transporte de sedimentos en el cuarto tramo. .	199
6.87. Thalweg y perfil de erosión y sedimentación en cuarto tramo.	199
6.88. Erosión máxima en una sección transversal del cuarto tramo.	200
6.89. Hidrograma de diseño para analizar transporte de sedimentos en el quinto tramo. .	200
6.90. Thalweg y perfil de erosión y sedimentación en quinto tramo.	201
6.91. Erosión máxima en una sección transversal del quinto tramo.	201
6.92. Hidrograma de diseño para analizar transporte de sedimentos en el sexto tramo. .	202
6.93. Thalweg y perfil de erosión y sedimentación en sexto tramo..	202
6.94. Erosión máxima en una sección transversal del sexto tramo.	203
6.95. Extensión longitudinal y protección de revestimiento.	210
6.96. Secciones transversales de enrocado.	221

7.1. Sección típica del tramo 0+000 a 0+600.	228
7.2. Sección típica del tramo 0+600 @ 1+000.	229
7.3. Sección típica del tramo 1+000 @ 1+780.	229
7.4. Sección típica del tramo 1+780 @ 4+160.	229
7.5. Sección enrocado tipo I.	232
7.6. Sección enrocado tipo II.	232

INDICE DE TABLAS

2.1. Tipos de perfiles de flujo	18
2.2. Coeficientes de contracción y expansión.	28
3.1. Transporte sólido total.	41
4.1 Especificaciones técnicas geotextil PAVCO.	55
4.2. Dimensiones estándares de tubos geotextiles	57
4.3. Resistencia en función al tipo de geotextil tejido.	60
4.4. Límites de gradación de las piedras del revestimiento.	73
4.5. Clases de gradación de enrocado	73
5.1. Dimensiones estándares de tubos geotextiles.	76
5.2. Velocidad crítica y velocidad límite para gaviones y colchones reno.	79
5.3. Esfuerzo de corte crítico para gaviones y colchones reno.	79
5.4. Pautas para la selección de los Factores de Seguridad..	83
5.5. Límites de gradación de rocas del enrocado.	85
6.1. Características hidráulicas del tramo de estudio.	92
6.2. Dimensiones estandares de tubos geotextiles.	96
6.3. Resultados de tensiones, geometria del Tubo Geotextil.	99
6.4. Resultados de socavación generalizada en seccion típica.	101
6.5. Coeficientes de rugosidad de Manning para el caso sin defensa ribereña	104
6.6. Parámetros principales de simulación hidráulica – Progresivas 0+000 @ 0+600	

con defensa ribereña..	110
6.7. Parámetros principales de simulación hidráulica – Progresivas 0+600 @ 1+000	
con defensa ribereña.	113
6.8. Parámetros principales. de simulación hidráulica – Prog. 1+000 @ 1+780 con	
defensa ribereña..	116
6.9. Parámetros principales. de simulación hidráulica – Prog. 1+780 @ 4+160 con	
defensa ribereña..	119
6.10. Velocidades críticas de iniciación de movimiento para diferentes espesores de	
colchón reno y gaviones caja..	124
6.11. Cálculo de socavación generalizada	140
6.12. Factores de seguridad para D50 – z =1.5 en Progresivas 0+600 @ 1+000.	148
6.13. Factores de seguridad para D50 – z =2.0 en Progresivas 0+600 @ 1+000	149
6.14. Factores de seguridad para D50 – z =1.5 en Progresivas 1+000 @ 1+780.	155
6.15. Factores de seguridad para D50 – z =2.0 en Progresivas 1+000 @ 1+780.	155
6.16. Parámetros principales de simulación hidráulica – Aguas arriba puente Callayuc.	172
6.17. Parámetros principales de simulación hidráulica – Aguas arriba de la confluencia	
de los ríos Callayuc y Santa Clara.	173
6.18. Parámetros principales de simulación hidráulica – Aguas abajo de la confluencia	
de los ríos Callayuc y Santa Clara.	173
6.19. Parámetros principales de simulación hidráulica – Segundo tramo.	177
6.20. Parámetros principales de simulación hidráulica – Tercer tramo.	180
6.21. Parámetros principales de simulación hidráulica – Cuarto tramo.	182
6.22. Parámetros principales de simulación hidráulica – Quinto tramo.	184
6.23. Parámetros principales de simulación hidráulica – Sexto tramo.	186
6.24. Callayuc aguas arriba del puente Juntas.	205

6.25. Santa Clara aguas arriba de la confluencia.	205
6.26. Tramo Callayuc aguas abajo del puente Juntas.	205
6.27. Tramo 02.	206
6.28. Tramo 03.	206
6.29. Tramo 04.	206
6.30. Tramo 05.	207
6.31. Tramo 06.	207
6.32. Factores de seguridad para D50 – z =1.5 (Primer tramo)	217
6.33. Factores de seguridad para D50 – z =2.0 (Primer tramo)	218
6.34. Factores de seguridad para D50 – z =1.5 (Tramo Santa Clara aguas arriba de la confluencia)	218
6.35. Factores de seguridad para D50 – z =2.0 (Tramo Santa Clara aguas arriba de la confluencia)	219
6.36. Factores de seguridad para D50 – z =1.5 (Tramo Callayuc aguas abajo del puente Juntas)	219
6.37. Factores de seguridad para D50 – z =2.0 (Tramo Callayuc aguas abajo del puente Juntas)	219
6.38. Límites de Gradación del enrocado (HEC-11).	222
6.39. Límites de Gradación del enrocado – Primer Tramo.	222
7.1. Caudales pico para los puntos de aforo.	230
7.2. Gradación del enrocado.	231

CAPITULO I

INTRODUCCION

1.1 Necesidad o motivación de la investigación.

El estudio de defensas ribereñas en nuestro país, toma un considerable reto, debido a que es necesario enfocar el análisis en función a la pendiente, pasando por una clasificación importante: ríos de pequeña, mediana y fuerte pendiente. En función a estas pendientes se puede proponer geocontenedores, estructuras de gaviones y colchones reno, enrocados, respectivamente para cada una de las pendientes descritas líneas arriba, los mismos que se pueden disponer en forma transversal o paralela al río. En la presente investigación se estudiarán adecuadamente las pautas de diseño de cada uno de los materiales y su estabilidad frente al transporte de la máxima avenida.

Se sabe que en ríos de pequeña pendiente, no se dispone de piedras de diámetro tal que puedan insertarse dentro de gaviones o colchones reno, solamente existe arena, la misma que se puede aprovechar para rellenar los geocontenedores y queden retenidos, de tal forma se tenga una estructura resistente al paso de la máxima avenida, donde por lo general se presentan velocidades pequeñas.

Ríos de mediana pendiente, típico de ríos de la sierra, donde se presenta los lechos acorazados, con abundante cantos rodados, presentan en su mayoría velocidades que pueden alcanzar valores de 4 a 5 m/s, para los que se puede utilizar gaviones y colchones reno y teniendo en cuenta la velocidad crítica de iniciación de movimiento soportan sin ningún problema las velocidades del río.

Finalmente en ríos de fuerte pendiente donde para el tránsito de la máxima avenida, se presentan velocidades por encima de los 5 m/s, y contando con un lecho donde se encuentran rocas de gran diámetro, es necesaria la utilización de defensas ribereñas mediante enrocado, de tal forma de proteger la ribera de estos ríos.

1.2 Planteamiento del problema

1.2.1 Problema Principal.

) ¿El flujo permanente gradualmente variado unidimensional es suficiente para la determinación de las características hidráulicas de diseño de Defensas ribereñas a ubicarse en ríos de pequeña, mediana y fuerte pendiente?

1.2.2 Problemas Secundarios

) ¿La línea del thalweg definida en época de estiaje a partir del espejo de la superficie de agua dominante es confiable?

) ¿Se puede definir con certeza el coeficiente de rugosidad de Manning en un río?

) ¿Se cuenta con suficiente información confiable y segura, con respecto a características de materiales, que permitan el dimensionamiento adecuado de Defensas Ribereñas en ríos de pequeña, mediana y fuerte pendiente?

) ¿Las formulaciones numéricas para transporte de sedimentos son adecuados para ríos de pequeña, mediana y fuerte pendiente?

1.3 Justificación

1.3.1 Técnica

Hoy en día existen diferentes materiales para proteger los márgenes de los ríos de la erosión que generan estos, debido al tránsito de flujo de agua y sedimentos en épocas de lluvia. Para ríos de pequeña pendiente se propone trabajar con geocontenedores, que son geotextiles de alta tenacidad cuyo tamaño de apertura aparente puede ser 0.297 mm ó 0.425 mm. Estas estructuras presentan un manto antisocavante y un tubo de anclaje para proteger el pie de la estructura y así evitar el colapso de estas.

Los gaviones y colchones reno, normalmente se utilizan en ríos de mediana pendiente, en los cuales existe una gran cantidad de cantos rodados, los mismos que pueden utilizarse para el relleno de las cajas y así economizar en la ejecución de la estructura.

En ríos de fuerte pendiente se tiene grandes velocidades, las mismas que deben ser resistidas por la base de la estructura fluvial, considerando para este caso instalar rocas en la parte baja, para asegurar la estabilidad del pie de la estructura frente al tránsito de la máxima avenida y las erosiones que puedan originar estos en el tramo de estudio.

En la actualidad se ha venido proyectando estructuras mixtas: enrocado en la parte baja y gaviones en la parte superior, de tal forma que las rocas puedan soportar las velocidades y la incidencia del flujo en la estructura, sin generar el colapso de la defensa ribereña.

Cada uno de estos tipos de estructuras serán estudiadas en la presente investigación, teniendo en cuenta realizar una simulación adecuada del tramo de estudio, en lo que respecta a determinación de velocidad, esfuerzo cortante y otras características hidráulicas para un dimensionamiento adecuado de la defensa ribereña.

1.3.2 Económica

El hecho de proyectar estructuras adecuadas en función de la pendiente y fundamentalmente teniendo en cuenta el análisis adecuado de las características hidráulicas de diseño de las defensas ribereñas, permite un diseño adecuado, económico y seguro de las defensas ribereñas, de tal forma cumplan su función, así como se garantice su vida útil en el tiempo.

Los ríos de pequeña pendiente poseen en sus planicies de inundación abundante material fino, que puede ser utilizado en el relleno de geocontenedores, de igual forma en ríos de mediana pendiente se tienen guijarros, los mismos que pueden utilizarse en el relleno de gaviones y colchones reno y finalmente en ríos de fuerte pendiente se tienen rocas de gran diámetro que pueden utilizarse en el revestimiento del fondo y pared lateral del río con una pendiente

adecuada, de tal forma que se tenga una estructura resistente y estable al paso de la máxima avenida.

1.4 Importancia

La presente investigación mostrará la aplicación de diferentes materiales a utilizarse luego del análisis adecuado de las características hidráulicas obtenidas en el tramo de estudio, que permita el diseño correcto de la defensa ribereña, teniendo como parámetro fundamental la velocidad o el esfuerzo cortante. Los ríos en el país se pueden clasificar como ríos de pequeña, mediana y fuerte pendiente, para cada uno de los cuales se tienen diferentes materiales de revestimiento que permitan la utilización de los materiales existentes en el lecho del río.

1.5 Objetivos de la tesis

1.5.1 Objetivo Principal

-) Analizar el flujo permanente gradualmente variado unidimensional y su aplicación a ríos de pequeña, mediana y fuerte pendiente, así como su implicancia en la determinación de las características hidráulicas de diseño, para el dimensionamiento de defensas ribereñas.

1.5.2 Objetivos Secundarios

-) Estudiar adecuadamente la ubicación de la línea del thalweg, así como su incidencia en la determinación de las características hidráulicas de diseño de defensas ribereñas.
-) Analizar los resultados de las características hidráulicas, en función a la variación del coeficiente de rugosidad de Manning.

- J Estudiar las especificaciones técnicas de materiales para proyectar defensas ribereñas según la velocidad a presentarse en diferentes ríos de nuestro país, clasificados como de pequeña, mediana y fuerte pendiente.
- J Estudiar las fórmulas para el cálculo de transporte de sedimentos en diferentes ríos del Perú, clasificados como ríos de pequeña, mediana y fuerte pendiente.

1.6 Hipótesis de la tesis

1.6.1 Hipótesis Principal.

- J El flujo permanente gradualmente variado unidimensional, para la determinación de características hidráulicas es apropiado para el dimensionamiento de defensas ribereñas, en ríos de pequeña, mediana y fuerte pendiente.

1.6.2 Hipótesis Secundarias

- J La ubicación de la línea del thalweg determinada a partir del levantamiento topográfico en época de estiaje, es suficiente para definir el comportamiento del río, así como las características hidráulicas de diseño para el dimensionamiento de la defensa ribereña.
- J Las características hidráulicas más importantes cuando se transita el caudal de máximas avenidas, son sensitivos a la variación del coeficiente de rugosidad de Manning.
- J Los criterios de diseño establecidos para defensas ribereñas en ríos de pequeña, mediana y fuerte pendiente, mediante tubos geotextiles, gaviones - colchones reno, enrocado, respectivamente, son confiables y seguros que garantizan la vida útil de las Defensas Ribereñas.

J Las ecuaciones de transporte de sedimentos para ríos de pequeña, mediana y fuerte pendiente son confiables para la determinación de la profundidad de socavación.

1.7 Organización de la tesis

Se consideran los siguientes capítulos:

Capítulo I: Introducción. Se detallan aspectos generales de la tesis de investigación, teniendo en cuenta fundamentalmente la clasificación de ríos de pequeña, mediana y fuerte pendiente, en cada uno de los cuales se recomienda el material a utilizar, considerando un aspecto importante, que corresponde fundamentalmente al material existente en el lecho del río, el mismo que puede ser utilizado en la construcción de la Defensa Ribereña.

Capítulo II: Aspectos de diseño hidráulico y su relación con el dimensionamiento de defensas ribereñas. Se sabe que el diseño de una Defensa Ribereña, depende fundamentalmente de las características hidráulicas determinadas en el tramo de estudio, cuando se transita el caudal de máximas avenidas de diseño, determinando fundamentalmente tirante, velocidad, esfuerzo cortante, en cada una de las secciones transversales, a partir de un análisis de flujo permanente gradualmente variado unidimensional, el mismo que en este capítulo se estudiará completamente, de tal forma que se pueda interpretar adecuadamente el perfil de la superficie libre de agua, para cada tipo de río en función a su pendiente: pequeña, mediana o fuerte.

Capítulo III: Transporte de sedimentos y su relación con el dimensionamiento de defensas ribereñas. En este capítulo, se estudia las relaciones numéricas existentes, para la determinación de las tasas de erosión fundamentalmente, la misma que tendrá incidencia en la determinación de la estructura al pie de la defensa ribereña.

Capítulo IV: Especificaciones técnicas de materiales para defensas ribereñas.

Teniendo en cuenta la clasificación de ríos en función a su pendiente, como pequeña, mediana y fuerte pendiente, se considerará en este capítulo la utilización de tubos geotextiles, gaviones - colchones reno y enrocado, respectivamente, de cada uno de los cuales es necesario contar con las especificaciones necesarias, para poder dimensionar las Defensas Ribereñas.

Capítulo V: Criterios de diseño de materiales para defensas ribereñas.

Cada uno de los materiales a utilizar para cada uno de los ríos de pequeña, mediana y fuerte pendiente, tienen sus propios criterios, los mismos que serán definidos en este capítulo. En ríos de pequeña pendiente, se tienen los tubos geotextiles, en los cuales es necesario determinar su forma, así como el esfuerzo circunferencial y la presión residual de bombeo en la parte superior. En ríos de mediana pendiente se utilizará gaviones y colchones reno, en los que es necesario contar con criterios de diseño en función al espesor del colchón reno, así como su longitud, de tal forma que proteja eficientemente la estructura vertical de gaviones. Finalmente en ríos de fuerte pendiente, se discutirá también criterios de diseño para el dimensionamiento de rocas, su granulometría, espesor, área de rocas instaladas al pie de la Defensa Ribereña, para garantizar su estabilidad.

Capítulo VI: Aplicaciones de diseño de defensas ribereñas para diferentes pendientes.

Se considera tres aplicaciones prácticas, para ríos de pequeña pendiente: río Tumbes - Tumbes, río de mediana pendiente: río Rímac - Lima y río de fuerte pendiente: Río Callayuc - Cajamarca. En cada uno de estos ríos se dimensionará la Defensa Ribereña, teniendo en cuenta los cálculos necesarios, correspondiente a transito hidráulico del caudal

de máximas avenidas, determinación de características hidráulicas importantes de diseño, profundidades de socavación y finalmente su dimensionamiento.

Capítulo VII: Conclusiones y recomendaciones.

Se considerará las conclusiones más importantes de cada uno de los ríos, clasificados como pequeña, mediana y fuerte pendiente, teniendo en cuenta la simulación hidráulica y el dimensionamiento de la Defensa Ribereña. Finalmente se realizará recomendaciones correspondientes a cada uno de los tres casos analizados.

1.8 Metodología aplicada

Se ha recopilado información de campo, en cada uno de los tres ríos de aplicación: río Tumbes, río Rímac, río Callayuc y teniendo en cuenta los caudales de diseño determinados en la etapa hidrológica para el periodo de retorno adecuado, se transitan en cada uno de los tramos de estudio de análisis de los ríos de pequeña, mediana y fuerte pendiente, logrando obtener las características hidráulicas, a partir de flujo permanente gradualmente variado unidimensional, así como socavación, que permitan el dimensionamiento de las Defensas Ribereñas, mediante tubos geotextiles, gaviones – colchones reno y enrocado.

CAPITULO II

ASPECTOS DE DISEÑO HIDRÁULICO Y SU RELACIÓN CON EL DIMENSIONAMIENTO DE DEFENSAS RIBEREÑAS.

2.1 Introducción

Este capítulo de la presente investigación, es el más importante, debido a que permitirá la interpretación de resultados adecuadamente, en lo que respecta a la determinación adecuada de las características hidráulicas para el dimensionamiento de una Defensa Ribereña, ya sea en ríos de pequeña, mediana o fuerte pendiente, considerando para ello el estudio de flujo subcrítico, supercrítico o flujo mixto. Es importante también interpretar el flujo gradualmente variado a partir de una sección natural considerando para ello la subdivisión del canal, de tal forma de considerar canal principal, normalmente definido para épocas de estiaje, así como los bancos de inundación izquierdo y derecho, en cada uno de los cuales se determinará las características hidráulicas, correspondientes, a velocidad, tirante, esfuerzo cortante, área hidráulica, perímetro mojado, entre otros.

2.2 Perfiles de superficie de agua para flujo unidimensional y permanente en ríos

Para el análisis hidráulico de los perfiles de superficie de agua, se usará las ecuaciones fundamentales de la hidráulica, la Ecuación de Energía y la Ecuación de Cantidad de Movimiento o Momentum, estas dos ecuaciones son una herramienta importante en el análisis hidráulico ya que mediante su uso podemos plantear un modelo matemático, que nos permita resolver el problema de las elevaciones.

2.2.1 Ecuación de Energía

La altura total de energía por encima del nivel de referencia en la sección 1 aguas arriba (Fig 2.1) es:

$$H - z - \Gamma y \cos \nabla \Gamma \frac{\Sigma V^2}{2g} \quad (2.1)$$

Dónde:

H = Altura total de energía, (mts)

y = Profundidad de la sección de flujo, (mts)

z = Distancia vertical del fondo del canal desde sobre el nivel de referencia, (mts)

∇ = Ángulo de la pendiente del fondo, ($^\circ$)

Σ = Coeficiente de corrección de la velocidad.

g = Aceleración de la gravedad, (m/s^2)

V = Velocidad media, (m/s)

Con el fin de tener en cuenta una distribución no uniforme de velocidades se usa el coeficiente Σ de energía para corregir este efecto.

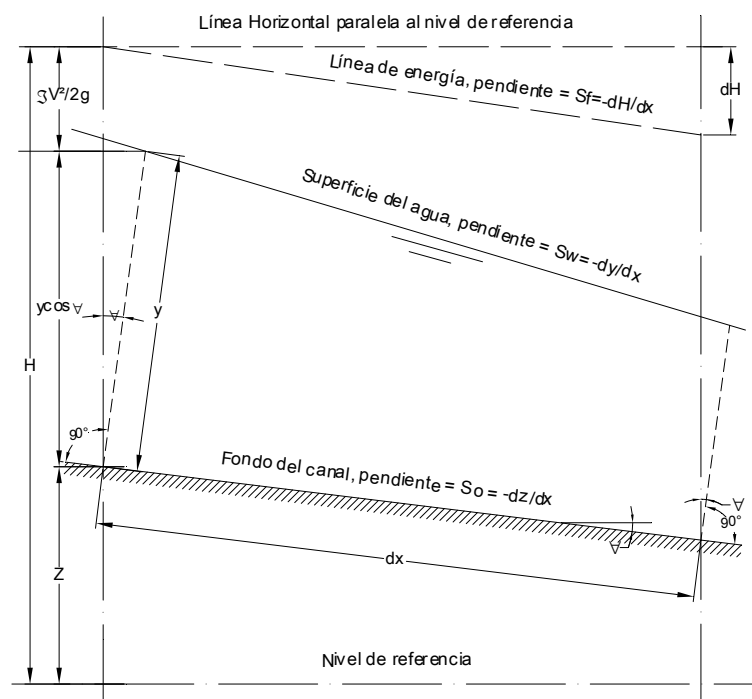


Figura N° 2.1: Deducción de la ecuación para perfiles de superficie de agua

La Energía Específica en una sección del canal es igual a la suma de la profundidad del agua más la altura de velocidad:

$$E = y + \frac{V^2}{2g} \quad (2.2)$$

Si graficamos la profundidad versus la energía específica en una sección del canal y caudal determinados, se obtiene la Curva de Energía Específica (Fig. 2.2).

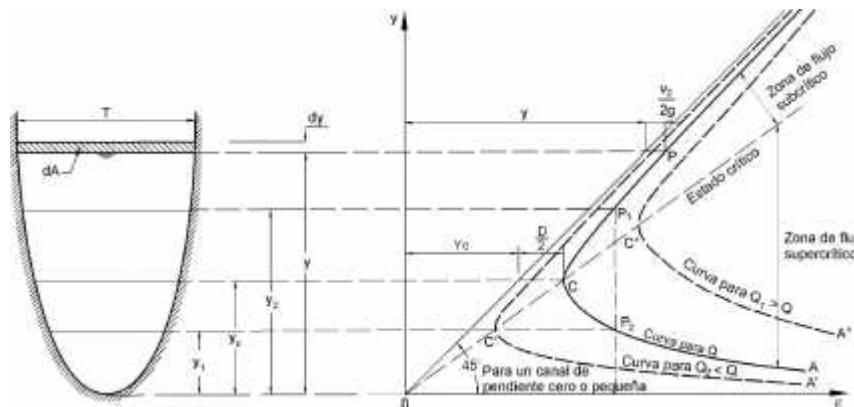


Figura N° 2.2: Curva de Energía Específica

Ella muestra la profundidad baja y_1 y la profundidad alta y_2 (que son alternas), también indica la energía específica mínima que corresponde al flujo crítico es decir, una profundidad crítica y_c que si la profundidad de flujo es mayor que ésta, la velocidad de flujo es menor que la velocidad crítica y por consiguiente el flujo es subcrítico, de lo contrario si la profundidad de flujo es menor que la crítica, el flujo es supercrítico.

Ahora si se suponen que ∇ y \mathfrak{S} son constantes a través del tramo del canal en consideración, y derivando la ecuación (3.1) con respecto a la longitud x:

$$\frac{dH}{dx} = X \frac{dz}{dx} + \Gamma \cos \nabla \frac{dy}{dx} + \Gamma \mathfrak{S} \frac{d}{dx} \left(\frac{V^2}{2g} \right) \quad (2.3)$$

De la Fig. 3.1, la pendiente de energía y la pendiente del fondo del canal son respectivamente:

$$S_f \times Z \frac{dH}{dx} \quad (2.4)$$

$$S_o \times \text{sen} \nabla \times Z \frac{dz}{dx} \quad (2.5)$$

Al sustituir estas pendientes en la ecuación (2.3) y resolver para dy/dx :

$$\frac{dy}{dx} \times \frac{S_o \times Z S_f}{\cos \nabla \times \left[\frac{d}{dy} \frac{V^2}{2g} \right]} \quad (2.6)$$

Esta es la ecuación general del flujo gradualmente variado para el análisis de los perfiles.

Ahora como $V \times Q/A$, Q es constante y $dA/dy \times T$, el término de la altura de la velocidad puede desarrollarse de la siguiente manera:

$$\left[\frac{d}{dy} \frac{V^2}{2g} \right] \times \frac{3Q^2}{2g} \frac{d}{dy} \frac{1}{A^2} \times Z \frac{3Q^2}{gA^3} \frac{dA}{dy} \times Z \frac{3Q^2 T}{gA^3} \quad (2.7)$$

Además el Número de Froude es:

$$F_r \times \frac{V}{\sqrt{gD}} \times \frac{V}{\sqrt{gA/T}} \times \frac{Q/A}{\sqrt{gA/T}} \quad | \quad F_r^2 \times \frac{Q^2 T}{gA^3} \quad (2.8)$$

Entonces:

$$\left[\frac{d}{dy} \frac{V^2}{2g} \right] \times F_r^2 \quad (2.9)$$

Dónde:

$D = A/T =$ Profundidad Hidráulica, (mts)

$Q =$ Caudal, (m^3/s)

$T =$ Ancho superficial, (mts)

Reemplazando la última relación en la ecuación (2.6), considerando ∇ pequeño, $\cos \nabla \approx 1$ y ζ constante e igual a la unidad, tenemos:

$$\frac{dy}{dx} \times \frac{S_o Z S_f}{1 \Gamma F_r^2} \quad (2.10)$$

Ahora bien, cuando se utiliza la ecuación de Manning, la pendiente de la línea de energía es:

$$S_f \times \frac{n^2 V^2}{R^{4/3}} \quad (2.11)$$

Cuando se utiliza la ecuación de Chezy:

$$S_f \times \frac{V^2}{C^2 R} \quad (2.12)$$

Dónde:

R = Radio hidráulico, (mts).

n = coeficiente de rugosidad de Manning

C = 1/n = Factor de resistencia de Chezy.

Expresando en forma general en términos de la conductividad K (capacidad de transporte de la sección del canal):

$$S_f \times \frac{Q^2}{K^2} \quad (2.13)$$

Con:

$K \times \frac{AR^{2/3}}{n}$, para la ecuación de Manning, y

$K \times CAR^{1/2}$, para la ecuación Chezy

Suponiendo un flujo uniforme con caudal igual a Q ocurre en la sección. La pendiente de la línea de energía será igual a la pendiente del fondo y la ecuación (2.13) puede escribirse como:

$$S_o \times \frac{Q^2}{K_n^2} \quad (2.14)$$

Donde K_n es la conductividad del flujo para flujo uniforme con una profundidad y_n . Al dividir la ecuación (2.14) entre la (2.13), tenemos:

$$\frac{S_f}{S_o} \times \frac{K_n^2}{K^2} \quad (2.15)$$

Una forma conocida del flujo gradualmente variado puede ser fácilmente deducida como:

$$\frac{dy}{dx} \times S_o \frac{1ZfK_n / KA}{1ZrfK_n / KA} \quad (2.16)$$

Dónde:

$r \times S_o / S_c$ = Relación de pendiente del canal

S_c = Es la pendiente crítica

La pendiente crítica es obtenida considerando un canal rectangular de ancho B ($B \gg y$), con $A = By, R \approx y$, así:

$$F_r \times \frac{V}{\sqrt{gD}} \times \left| \frac{V}{\sqrt{gA/T}} \times \frac{R^{2/3} S_c^{1/2}}{n} \right| \quad S_c \times \frac{gAn^2}{TR^{4/3}} \times \frac{gByn^2}{By^{4/3}} \times \frac{gn^2}{y^{1/3}} \quad (2.17)$$

Reemplazando esta última relación en la ecuación (3.16) tenemos:

Cuando se usa la ecuación de Manning:

$$\frac{dy}{dx} \times S_o \frac{1Zf_n / yA^{0/3}}{1Zf_c / yA} \quad (2.18)$$

Cuando se usa la ecuación de Chezy:

$$\frac{dy}{dx} = S_0 \frac{1.49 y_n^{5/3}}{1.49 y_c^{5/3}} \quad (2.19)$$

Dónde:

y_n = Profundidad normal

y = Profundidad del agua

y_c = Profundidad crítica

Las últimas ecuaciones se usarán para el análisis de los perfiles de superficie libre de agua.

2.2.2 Características y clasificación de los perfiles de flujo

La ecuación dinámica de flujo gradualmente variado (2.6) expresa la pendiente longitudinal del flujo con respecto al fondo del canal. Para propósitos de simplicidad se considerará el canal como prismático y se usará las ecuaciones (2.10) y (2.19) para el análisis.

El perfil del flujo representa la curva de la superficie del flujo; sería una curva de remanso, si la profundidad de flujo se incrementa en la dirección del flujo (dy/dx es positiva) y una curva de caída, si la profundidad disminuye con la dirección del flujo (dy/dx es negativa).

) Si es una curva de remanso, dy/dx es positiva, la ecuación (2.19), proporciona dos posibles casos:

$$1. \frac{1.49 y_n^{5/3}}{1.49 y_c^{5/3}} > 0 \text{ y } \frac{1.49 y_c^{5/3}}{1.49 y_c^{5/3}} > 0$$

$$2. \frac{1.49 y_n^{5/3}}{1.49 y_c^{5/3}} < 0 \text{ y } \frac{1.49 y_c^{5/3}}{1.49 y_c^{5/3}} < 0$$

El primer caso indica que $y > y_n$ y $y > y_c$. Como $y > y_c$, el flujo debe ser subcrítico. Si $y > y_n > y_c$, el flujo subcrítico debe ocurrir en un canal suave (canal con pendiente subcrítica).

Por otro lado, si $y < y_c$ y $y > y_n$, el flujo subcrítico debe ocurrir en un canal empinado (canal con pendiente supercrítica). De modo similar el segundo caso indica que $y > y_n$ y $y < y_c$. El flujo correspondiente debe ser supercrítico, y éste ocurre en un canal suave si $y_n < y < y_c$ y en canal empinado si $y_c < y < y_n$.

Para una curva de caída, dy/dx es negativo y la ecuación (2.19) da dos posibles casos:

$$1. \frac{1}{3} Z \left(\frac{y_n}{y} \right)^3 > 0 \text{ y } \frac{1}{3} Z \left(\frac{y_c}{y} \right)^3 < 0$$

$$2. \frac{1}{3} Z \left(\frac{y_n}{y} \right)^3 < 0 \text{ y } \frac{1}{3} Z \left(\frac{y_c}{y} \right)^3 > 0$$

El primer caso indica que $y_c < y < y_n$, por tanto, que el flujo es supercrítico y ocurre en un canal empinado. Del mismo modo, el segundo caso indica que $y_n < y < y_c$, luego el flujo es subcrítico y ocurre en un canal suave.

Cuando la superficie del agua es paralela al fondo del canal, $dy/dx=0$, la ecuación (2.19) da $\frac{1}{3} Z \left(\frac{y_n}{y} \right)^3 = 0$ de donde $y=y_n$, el cual indica un flujo uniforme. El flujo es uniforme subcrítico si $y > y_n > y_c$, uniforme crítico si $y = y_n = y_c$ y uniforme supercrítico si $y_c < y_n < y$.

En un canal con pendiente horizontal $S_0 = 0$, la ecuación (2.19) da $y_n = y$, luego la ecuación (3.19) toma la siguiente forma:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{Z S_f}{1 - Z F_r^2} \tag{2.20}$$

Considerando $y_n = y$ la ecuación (2.20) indica dos condiciones posibles:

$$1. y_n < y < y_c \text{ (} F_r^2 < 1 \text{)}$$

$$2. y_n > y > y_c \text{ (} F_r^2 > 1 \text{)}$$

La primera condición representa un flujo subcrítico con una curva de caída, porque dy/dx se muestra como negativo.

La segunda condición representa un flujo supercrítico con una curva de remanso, porque dy/dx se muestra como positivo.

En un canal de pendiente adversa, $S_0 < 0$ la ecuación (2.10) da dos casos posibles:

1. Un flujo subcrítico cuando, $y > y_c$ ($F_r < 1$)
2. Un flujo supercrítico cuando, $y < y_c$ ($F_r > 1$)

En el primer caso, dy/dx es negativo, el cual indica que el perfil de flujo es una curva de caída.

En el segundo caso dy/dx es positivo, el cual indica que el perfil de flujo es una curva de remanso.

Para un caudal y unas condiciones de canal determinados de las líneas de profundidad normal y las líneas de profundidad crítica dividen el espacio de un canal en tres zonas:

Zona 1: Espacio por encima de la línea superior.

Zona 2: Espacio entre las dos líneas.

Zona 3: Espacio por debajo la línea superior.

Luego los perfiles de flujo pueden dividirse en trece tipos diferentes; estos se designan como: H2, H3; M1, M2, M3; C1, C2, C3; S1, S2, S3; y A2, A3; donde la letra describe la pendiente así:

H para la horizontal, M para suave (subcrítica), C para crítica, S para empinada (supercrítica) y A para pendiente adversa, y el número representa el número de zona. Las características de estos perfiles se dan en la Tabla 2.1, y sus formas se muestran en la Fig. 2.3.

Tabla 2.1: Tipos de perfiles de flujo

Pendiente del canal	Designación			Relación de Y con Yn y Yc			Tipo general de curva	Tipo de flujo
	Zona 1	Zona 2	Zona 3	Zona 1	Zona 2	Zona 3		
Horizontal $S_o=0$	Ninguno			$Y > Y_n > Y_c$			Ninguno	Ninguno
		H2		$Y_n > Y > Y_c$			Caída	Supercrítico
			H3	$Y_n > Y_c > Y$			Remanso	Supercrítico
Suave	M1			$Y > Y_n > Y_c$			Remanso	Subcrítico
		M2		$Y_n > Y > Y_c$			Caída	Subcrítico
			M3	$Y_n > Y_c > Y$			Remanso	Supercrítico
Crítica $S_o=S_c>0$	C1			$Y > Y_c > Y_n$			Remanso	Subcrítico
		C2		$Y_c = Y = Y_n$			Paralelo al fondo del canal	Uniforme Crítico
			C3	$Y_n > Y > Y_c$			Remanso	Supercrítico
Empinada $S_o>S_c>0$	S1			$Y > Y_c > Y_n$			Remanso	Subcrítico
		S2		$Y_c > Y > Y_n$			Caída	Supercrítico
			S3	$Y_c > Y_n > Y$			Remanso	Supercrítico
Adversa $S_o<0$	Ninguno			$Y_n > (Y_n)^* > Y_c$			Ninguno	Ninguno
		A2		$(Y_n)^* > Y > Y_c$			Caída	Subcrítico
			A3	$(Y_n)^* > Y_c > Y$			Remanso	Supercrítico

(*) Y_n en paréntesis se supone como valor positivo.

Fuente: Ven Te Chow – Hidráulica de Canales Abiertos (Pág. 220)

	Perfiles en la zona 1: $Y > Y_n; Y > Y_c$	Perfiles en la zona 2: $Y > Y_n \geq Y_c; Y_c \geq Y \geq Y_n$	Perfiles en la zona 3: $Y < Y_n; Y < Y_c$
Pendiente Horizontal $Y_n > Y_c$	Ninguno	H2	H2
Pendiente Suave $Y_n > Y_c$	M1	M2	M3
Pendiente Crítica $Y_n = Y_c$	C1	C2	C3
Pendiente Empinada $Y_n < Y_c$	S1	S2	S3
Pendiente Adversa	Ninguno	A2	Ninguno

Figura N° 2.3: Clasificación de perfiles de flujo gradualmente variados

Fuente: Ven Te Chow – Hidráulica de Canales Abiertos (Pág. 221)

2.3 Métodos de cálculo de superficie libre de agua

2.3.1 Método de la Ecuación de Energía

Como en canales naturales los elementos hidráulicos no son independientes de la distancia a lo largo del canal, es necesario llevar a cabo estudios de campo para recolectar los datos requeridos de todas las secciones consideradas en el cálculo, y el cálculo se lleva cabo mediante pasos de estación a estación, en las cuales se han determinado las características hidráulicas, es decir las distancias entre estaciones son conocidas y el detalle está en determinar la profundidad del flujo en estas estaciones, el procedimiento es iterativo.

Para el cálculo del perfil por lo general es necesario contar con la siguiente información, y seguir los pasos:

1.- El caudal.

2.- Elevación de la superficie del agua en la sección de control, si no se cuenta con este dato, tomar una elevación supuesta en una sección lo suficientemente lejos de la sección inicial a través del cual se desea calcular el perfil.

3.- Tener los elementos geométricos en varias secciones a lo largo del tramo (estos datos pueden obtenerse por batimetría, fotografía aérea, nivelación o por el Sistema de Información Geográfica (GIS).

4.- La rugosidad del canal y las pérdidas por remolino (Eddies) en varias secciones (éste puede obviarse).

Los perfiles de superficie de agua son calculados de una sección a la siguiente resolviendo la ecuación de energía mediante un procedimiento iterativo, llamado el Método del Paso Estándar. La ecuación de energía está escrita como sigue:

$$Y_2 \Gamma Z_2 \Gamma r_2 \frac{V_2^2}{2g} = Y_1 \Gamma Z_1 \Gamma r_1 \frac{V_1^2}{2g} \Gamma h_e \quad (2.21)$$

Dónde:

Y_1, Y_2 = Profundidad del agua en las secciones 1 y 2, en m.

Z_1, Z_2 = Elevación del fondo del canal, sobre el nivel de referencia, en m.

V_1, V_2 = Velocidad media en las secciones 1 y 2, en m/s.

S_1, S_2 = Coeficiente corrección de la velocidad en las secciones 1 y 2, adimensional

g = Aceleración de la gravedad, en m/s².

h_e = Pérdida de altura de energía, en m.

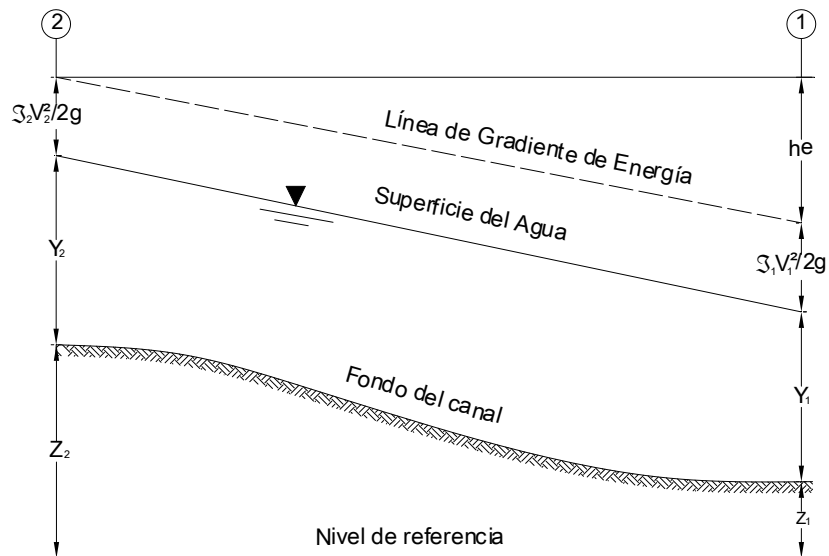


Figura N° 2.4: Representación de términos en la ecuación de energía

Las pérdida de altura de energía (h_e), entre dos secciones es conformada por las pérdidas por fricción más las pérdidas por contracción o expansión. La ecuación para la pérdida de altura de energía es como sigue:

$$h_e = L \bar{S}_f + C \left[S_2 \frac{V_2^2}{2g} - Z S_1 \frac{V_1^2}{2g} \right] \quad (2.22)$$

Dónde:

L = Longitud del tramo, entre las secciones 1 y 2, en m.

\bar{S}_f = Pendiente media de fricción entre las secciones 1 y 2, en m.

C = Coeficiente de pérdida por contracción o expansión, adimensional.

Cálculo de los elementos de pérdida de energía:

La longitud entre las secciones es el ponderado que depende del caudal promedio:

$$L = X \frac{L_{pii} \bar{Q}_{pii} \Gamma L_{cp} \bar{Q}_{cp} \Gamma L_{pid} \bar{Q}_{pid}}{\bar{Q}_{pii} \Gamma \bar{Q}_{cp} \Gamma \bar{Q}_{pid}} \quad (2.23)$$

Donde:

$\bar{Q}_{pii}, \bar{Q}_{cp}, \bar{Q}_{pid}$ = Caudales promedio para la planicie de inundación izquierda, cauce principal y planicie de inundación derecha, respectivamente.

L_{pii}, L_{cp}, L_{pid} = Longitud entre los tramos de la planicie de inundación izquierda, cauce principal y planicie de inundación derecha, respectivamente.

El caudal en cada subdivisión es calculada así:

$$Q = K S_f^{1/2} \quad (2.24)$$

$$K = \frac{1}{n} A R^{2/3} \quad (2.25)$$

Dónde:

K = Conductividad para la subdivisión

n = Coeficiente de rugosidad de Manning para la subdivisión

A = Área mojada para la subdivisión

R = Radio hidráulico para la subdivisión

Observación:

Los programas HEC-2 y HEC-RAS, consideran que la longitud del tramo del cauce principal se mide sobre la línea central de las secciones y la longitud de las planicies como la distancia de los centros de masa del agua que se mueve en esa área.

Trabajan para la subdivisión de la sección transversal para la conducción de la siguiente manera; el primero toma en cuenta las coordenadas de las secciones y el segundo los coeficientes de manning, claro basándose en los puntos de la coordenada siempre, tal como muestran las Fig. 2.5 y 2.6.

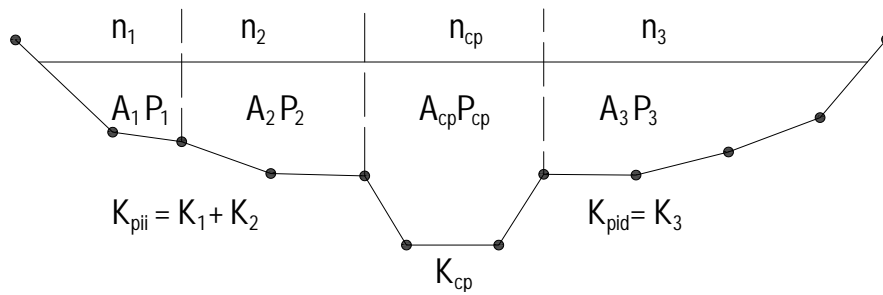


Figura N° 2.5: Método de subdivisión de la conductividad definido por el HEC-RAS

La conductividad total es:

$$K_T = \sum K_{pii} + K_{cp} + \sum K_{pid} \quad (2.26a)$$

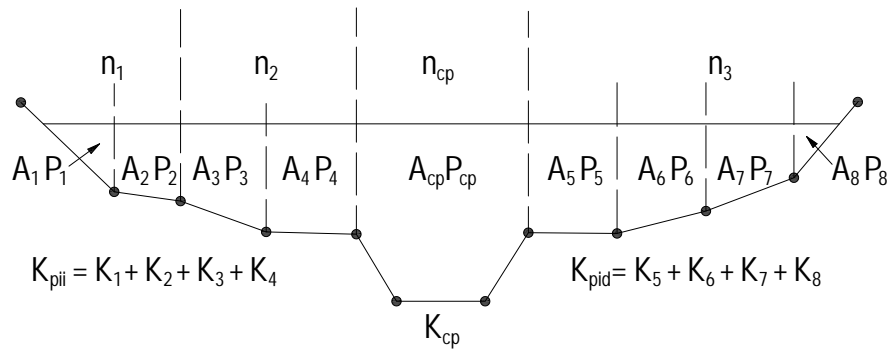


Figura N° 2.6: Método de subdivisión de la conductividad definido por el HEC-2

La conductividad total es:

$$K_T = \sum K_{pii} + K_{cp} + \sum K_{pid} \quad (2.26.b)$$

Tomaremos el método de subdivisión hecha por el HEC-RAS, que como se dijo depende del coeficiente de Manning; posteriormente se hará un análisis más detallado de cada uno de los parámetros que intervienen en la formulación del método del paso estándar.

Ahora si existe una variación en el coeficiente de rugosidad de manning para el cauce principal, se puede tomar un criterio como lo hace el HEC-RAS. Tendríamos el coeficiente de rugosidad de manning compuesto (Horton, 1933):

$$n_c \times \frac{P}{\sum_{i=1}^N P_i n_i^{1.5}}^{2/3} \quad (2.27)$$

Dónde:

n_c = Coeficiente de rugosidad equivalente compuesto

P = Perímetro mojado del cauce principal

P_i = Perímetro mojado de la subdivisión i

n_i = Coeficiente de rugosidad para la subdivisión i

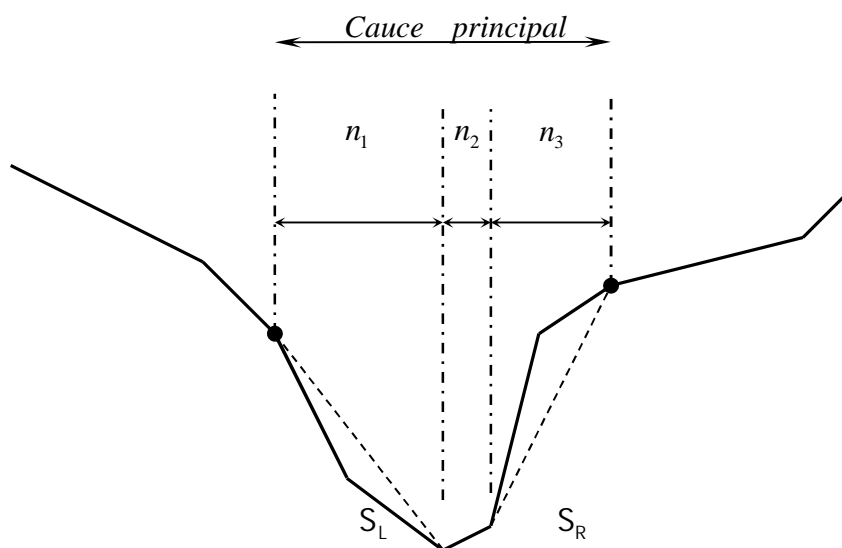


Figura N° 2.7: Definición de la pendiente para el cálculo de la rugosidad compuesta

El HEC-RAS considera que si las pendientes laterales del cauce principal S_L y S_R son menores que 5H: 1V se usa este criterio de la subdivisión y se toma rugosidades de manning variables, de lo contrario se obvia y se toma un sólo valor de manning. Esta consideración es lógica pues si el cauce principal cambia considerablemente la pendiente será porque las rugosidades están variando, (la erosión está siendo variable)

Evaluación de la Carga de Energía Cinética Media

Para una superficie de elevación dada, la energía cinética media es obtenida por la evaluación de las tres subsecciones de una sección total (planicie izquierda, cauce principal y planicie derecha) como se muestra en la Fig. 3.8. El cálculo de la energía cinética media es necesario para obtener el coeficiente alfa ponderado.

$$\bar{S} = \frac{\bar{V}^2}{2g} \times \frac{Q_1 \frac{V_1^2}{2g} \Gamma Q_2 \frac{V_2^2}{2g} \Gamma Q_3 \frac{V_3^2}{2g}}{Q_1 \Gamma Q_2 \Gamma Q_3} \quad (2.28)$$

$$r = \frac{2g \cdot Q_1 \frac{V_1^2}{2g} \Gamma Q_2 \frac{V_2^2}{2g} \Gamma Q_3 \frac{V_3^2}{2g}}{f Q_1 \Gamma Q_2 \Gamma Q_3 \bar{A}^2} \quad (2.29)$$

$$r = \frac{Q_1 V_1^2 \Gamma Q_2 V_2^2 \Gamma Q_3 V_3^2}{f Q_1 \Gamma Q_2 \Gamma Q_3 \bar{A}^2} \quad (2.30)$$

$$\bar{S} = \frac{A_t^2 \frac{K_{pii}^3}{A_{pii}^2} \Gamma \frac{K_{cp}^3}{A_{cp}^2} \Gamma \frac{K_{pid}^3}{A_{pid}^2}}{K_t^3} \quad (2.31)$$

Donde:

A_t = Área total del flujo de la sección.

A_{pii}, A_{cp}, A_{pid} = Áreas de flujo para la planicie de inundación izquierda, cauce principal, y planicie de inundación derecha, respectivamente.

K_t = Conductividad total para la sección.

K_{pii}, K_{cp}, K_{pid} = Conductividad para la planicie de inundación izquierda, cauce principal, y planicie de inundación derecha, respectivamente.

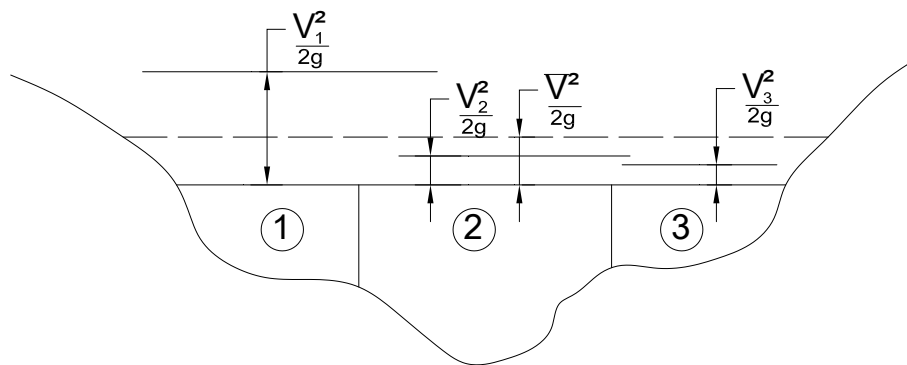


Figura N° 2.8: Ejemplo de la obtención de la Energía Media

Evaluación de Pérdidas por Fricción

Se sabe que la pendiente de fricción (pendiente del gradiente de energía) para una sección transversal es calculada por la ecuación de manning y es la siguiente:

$$S_f \propto \frac{Q}{K}^2 \quad (2.32)$$

Alternativamente las expresiones para representar la pendiente de fricción, son las siguientes:

Promedio de la conductividad

$$\bar{S}_f \propto \frac{Q_1 \Gamma Q_2}{K_1 \Gamma K_2}^2 \quad (2.33)$$

Promedio aritmético de la pendiente de fricción

$$\bar{S}_f = \frac{S_{f1} + S_{f2}}{2} \quad (2.34)$$

Media geométrica de la pendiente de fricción

$$\bar{S}_f = \sqrt{S_{f1} \cdot S_{f2}} \quad (2.35)$$

Evaluación de Pérdidas por Contracción y Expansión

Estas pérdidas ocurren debido a cambios en la sección del cauce como es natural, y son

evaluados mediante la expresión: $C \left| \zeta_2 \frac{V_2^2}{2g} - \zeta_1 \frac{V_1^2}{2g} \right|$

Donde C es el coeficiente de contracción o expansión, de los datos obtenidos por estudios hechos por el HEC-1995, se recomiendan coeficientes de contracción y expansión gradual de 0.1 y 0.3 (para canales naturales) respectivamente y para contracciones típicas en puentes los valores de 0.3 y 0.5 respectivamente. Para ubicaciones cercanas a puentes donde ocurren cambios abruptos, los coeficientes pueden tomar valores mayores de 0.5 y 0.8 para contracciones y expansiones respectivamente. La tabla 2.2 muestra los valores de coeficientes de contracción y expansión para flujo subcrítico y supercrítico, de ser el caso.

2.3.2 Método de la Ecuación de Momentum

Este método es aplicable a problemas específicos como: ocurrencias de resaltos hidráulicos, hidráulica de flujos bajos en puentes, confluencia de corrientes además incluyen cambios significativos en la pendiente del canal y constricciones de puentes.

Es aplicable cuando hay transiciones de flujo subcrítico a supercrítico o viceversa, cambios rápidos.

Tabla 2.2: Coeficientes de contracción y expansión

Descripción	Contracción	Expansión
a. Para flujo subcrítico		
Cálculo de pérdidas sin transición	0.1	0.3
Transición gradual	0.3	0.5
Secciones típicas de puentes	0.6	0.8
Transición abrupta	0.0	0.0
b. Para flujo supercrítico		
Cálculo de pérdidas sin transición	0.0	0.0
Transición gradual	0.1	0.1
Transición abrupta	0.1	0.2

Fuente: Referencia Hidráulica- HEC-RAS (Cap. 5, Pág. 5-8)

De acuerdo a la segunda ley de Newton, el cambio de momentum por unidad de tiempo en el cuerpo de agua en un canal es igual a la resultante de todas las fuerzas externas que actúan sobre el cuerpo. Al aplicar este principio a un canal entre las secciones 1 y 2 se tiene:

$$P_2 - P_1 - \Gamma W_x - ZF_f - XQ\partial\zeta V_x \quad (2.36)$$

Donde:

$P_{1,2}$ = Fuerza de presión hidrostática en la localización 1 y 2.

W_x = Fuerza debido al peso del agua en la dirección X.

F_f = Fuerza debido a la pérdida por fricción externa de 2 a 1

Q = Caudal

∂ = Densidad del agua

ζV_x = Cambio de velocidad media de 2 a 1, en la dirección X.

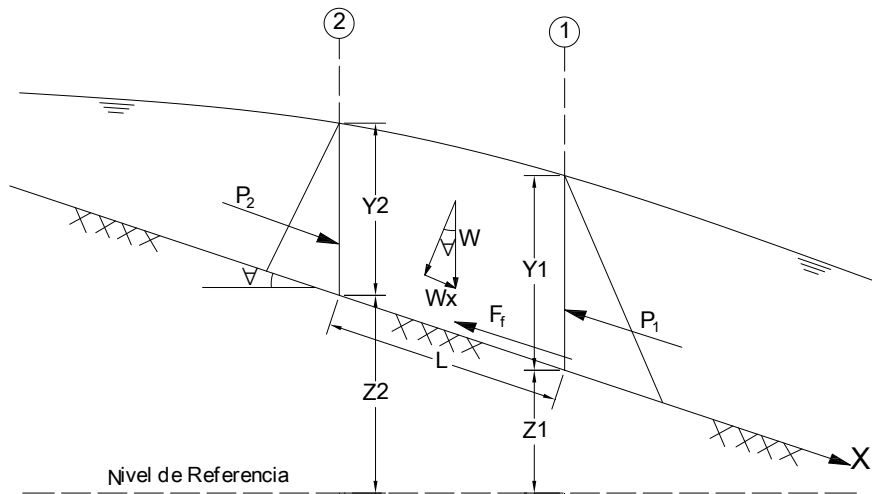


Figura N° 2.9: Aplicación del Principio de Momentum

Fuerzas de Presión Hidrostática

Las fuerzas de presión hidrostática en la dirección X es:

$$P_X \uparrow A \bar{Y} \cos \nabla \quad (2.37)$$

Se supone esta distribución de presión hidrostática es válida para pendientes menores a 1:10 (aproximadamente 6 grados). Entonces $\cos \nabla \approx 1$, luego:

$$P_1 X \uparrow A_1 \bar{Y}_1 \quad (2.38a)$$

$$P_2 X \uparrow A_2 \bar{Y}_2 \quad (2.38b)$$

Dónde:

γ = Peso unitario del agua

$A_{1,2}$ = Área mojada de la sección en la localización 1 y 2

$\bar{Y}_{1,2}$ = Profundidad de agua medida desde la superficie del agua al centroide del área de la sección en la localización 1 y 2.

Fuerza debido al Peso del Agua

Peso del agua = (peso unitario del agua) x (volumen del agua)

$$W_x \uparrow \frac{A_1 \Gamma A_2}{2} L$$

(2.391)

$$W_x \times W \text{sen} \nabla$$

(2.3962)

$$\text{sen} \nabla \times \frac{z_1 - z_2}{L} \times S_0 \quad (2.39)$$

$$W_x \times \frac{A_1 \Gamma A_2}{2} L S_0 \quad (2.40)$$

Donde:

L = Distancia entre las secciones 1 y 2 a lo largo del eje X.

S₀ = Pendiente del fondo del canal

z_{1,2} = Elevación media del lecho del canal en la localización 1 y 2

Fuerza de Fricción Externa

$$F_f \times \bar{P} L \quad (2.41)$$

Dónde:

∅ = Esfuerzo cortante

\bar{P} = Promedio del perímetro mojado entre las secciones 1 y 2

$$\bar{P} \times \bar{R} \times \bar{S}_f \quad (2.42)$$

Dónde:

\bar{R} = Radio hidráulico promedio ($R=A/P$)

\bar{S}_f = Pendiente de la línea gradiente de energía (pendiente de fricción)

$$F_f \times \uparrow \frac{\bar{A}}{\bar{P}} \bar{S}_f PL \quad (2.43)$$

$$F_f \times \uparrow \frac{A_1 \Gamma A_2}{2} \bar{S}_f L \quad (2.44)$$

Masa por la Aceleración

$$m \times Q \partial \zeta V_x \quad (2.45)$$

$$\partial \times \frac{\uparrow}{g} y \zeta V \times (\beta_2 V_2 Z \beta_1 V_1) \quad (2.46)$$

$$m \times \frac{Q \uparrow}{g} (\beta_2 V_2 Z \beta_1 V_1) \quad (2.47)$$

Dónde:

β = Coeficiente de momentum que ocurre para una variación en distribución de velocidad en canales irregulares.

Sustituyendo las relaciones anteriores en la ecuación (2.47) y suponiendo que Q puede variar de 2 a 1.

$$\uparrow A_2 \bar{Y}_2 Z \uparrow A_1 \bar{Y}_1 \Gamma \uparrow \frac{A_1 \Gamma A_2}{2} LS_0 Z \uparrow \frac{A_1 \Gamma A_2}{2} L \bar{S}_f \times \frac{Q_1 \uparrow \beta_1 V_1}{g} Z \frac{Q_2 \uparrow \beta_2 V_2}{g} \quad (2.48)$$

$$\frac{Q_2 \beta_2 V_2}{g} \Gamma A_2 \bar{Y}_2 \Gamma \frac{A_1 \Gamma A_2}{2} LS_0 Z \frac{A_1 \Gamma A_2}{2} L \bar{S}_f \times \frac{Q_1 \beta_1 V_1}{g} \Gamma A_1 \bar{Y}_1 \quad (2.49)$$

$$\frac{Q_2^2 \rho}{g A_2} \Gamma A_2 \bar{Y}_2 \Gamma \frac{A_1 \Gamma A_2}{g} L S_0 Z \frac{A_1 \Gamma A_2}{g} L \bar{S}_f X \frac{Q_1^2 \rho}{g A_1} \Gamma A_1 \bar{Y}_1 \quad (2.50)$$

Formulación General por el Método de Balance de Momentum

La ecuación general del balance de momentum entre las secciones 1 y 2 (Fig. 2.5) es:

$$\frac{Q_2^2 \rho}{g A_2} \Gamma A_2 \bar{Y}_2 \Gamma \frac{A_1 \Gamma A_2}{g} L S_0 Z \frac{A_1 \Gamma A_2}{g} L \bar{S}_f X \frac{Q_1^2 \rho}{g A_1} \Gamma A_1 \bar{Y}_1 \quad (2.51)$$

Los elementos de pérdida de energía:

El coeficiente de Momentum obtenido mediante:

$$\rho X \frac{A_T^2 \frac{K_i^2}{A_i^2} \Gamma \dots \Gamma \frac{K_n^2}{A_n^2}}{K_T^2}, \quad \rho X \frac{A_T}{K_T^2} \sum_{i=1}^n \frac{K_i^2}{A_i^2} \quad (2.52)$$

La profundidad media para sección 1 y 2 es obtenido mediante la relación:

$$\bar{Y}_{1,2} X \frac{\sum_{i=1}^n (\bar{Y}_i | A_i)}{\sum_{i=1}^n A_i}$$

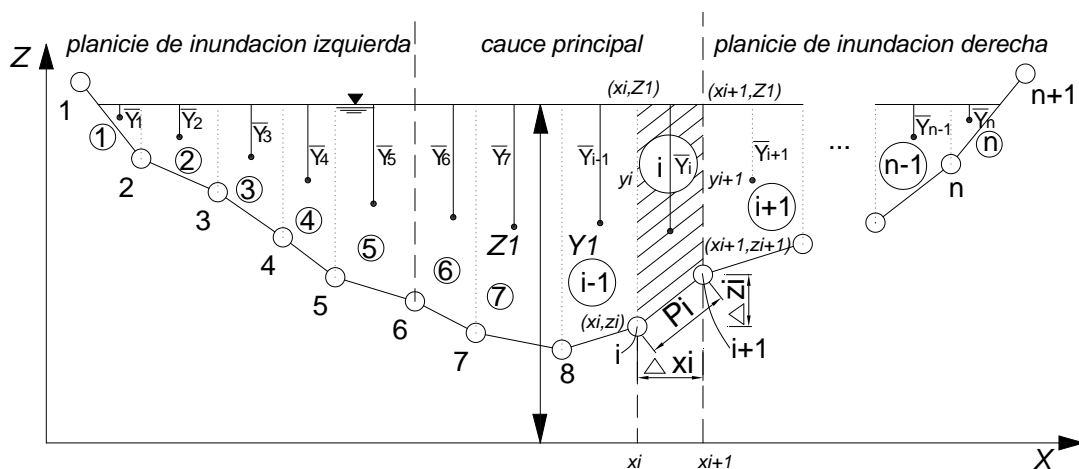


Figura N° 2.10: Subdivisión por Franjas de una Sección Transversal Típica (Principio de Momentum)

Los demás elementos son calculados igualmente al del método de conservación de energía (ver sección 2.4.1).

Entonces la forma general del balance de momentum es:

$$\frac{1}{g} \frac{A_{T2}}{K_{T2}^2} \sum_{i=1}^n \frac{K_i^2}{A_i} - \frac{Q_2^2}{\sum_{i=1}^n A_i} - \Gamma \sum_{i=1}^n f_{A_i} \bar{Y}_i A_i \Gamma \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n A_i - \Gamma \sum_{i=1}^n A_i \left| f_{z_2} Z_{z_1} A Z L \right| - \frac{Q_i^2}{\sum_{i=1}^n K_i} X$$

$$\frac{1}{g} \frac{A_{T2}}{K_{T2}^2} \sum_{i=1}^n \frac{K_i^2}{A_i} - \frac{Q_1^2}{\sum_{i=1}^n A_i} - \Gamma \sum_{i=1}^n f_{A_i} \bar{Y}_i A_i - \Gamma \sum_{i=1}^n f_{A_i} \bar{Y}_i A_i \quad (2.53)$$

Donde cada uno de los elementos fueron descritos anteriormente al igual que el área como el perímetro mojado.

La Profundidad de agua medida desde la superficie del agua al centroide del área de la sección en la localización cualquiera se calcula así:

a) En una franja cualquiera i de la sección 1 por ejemplo:

$$\bar{Y}_i X = \frac{(x_{i\Gamma} Z x_i)}{3} - \frac{2(Z_1 Z z_i) \Gamma(Z_1 Z z_{i\Gamma})}{(Z_1 Z z_i) \Gamma(Z_1 Z z_{i\Gamma})} \quad (2.54)$$

b) En los extremos:

$$\bar{Y}_1 X = \frac{(Z Z z_2)}{3} \quad (2.55)$$

$$\bar{Y}_n X = \frac{(Z Z z_n)}{3} \quad (2.56)$$

2.4 Cálculos a régimen de flujo mixto

La ecuación de Fuerza Específica se usa para determinar qué régimen de flujo se está controlando, así como la localización de algunos saltos hidráulicos. La ecuación para la fuerza específica es derivada de la ecuación de momentum (ecuación 2.50). Cuando se aplica la ecuación de momentum a un tramo muy corto del río, la fuerza externa de fricción y la fuerza debido al peso del agua son muy pequeños, y pueden ser no considerados. Entonces la ecuación de momentum se reduce a la siguiente expresión:

$$\frac{Q_1^2 \phi_1}{gA_1} \Gamma A_1 \bar{Y}_1 \times \frac{Q_2^2 \phi_2}{gA_2} \Gamma A_2 \bar{Y}_2 \quad (2.57)$$

Dónde:

Q = Caudal en cada sección, m³/s.

ϕ = Coeficiente de momentum.

A = Área del flujo total, m².

\bar{Y} = Profundidad desde la superficie del agua al centroide del área, m.

g = Aceleración de la gravedad, m/s².

Como puede observarse los componentes de la ecuación son análogos, y puede expresarse en cualquier sección como una función general:

$$F \times \frac{Q^2 \phi}{gA} \Gamma A \bar{Y} \quad (2.58)$$

La función generalizada (ecuación 2.58) consiste de dos términos. El primer término es el momentum del flujo que pasa a través de la sección del canal por unidad de tiempo. Esta porción de la ecuación es considerada como el componente dinámico. El segundo término representa el

momentum del componente estático, el cual es la fuerza externa por la presión hidrostática del agua. Ambos términos son esencialmente fuerza por unidad de peso del agua. La suma de los dos términos es denominado la Fuerza Específica.

Cuando la ecuación de la fuerza específica se aplica a canales naturales, esta es escrita de la siguiente manera:

$$F = \frac{Q^2}{gA_m} \left[\frac{1}{2} \Gamma A_t \bar{Y} \right] \quad (2.59)$$

Dónde:

A_m = Área del flujo en el cual hay movimiento, m².

A_t = Área total del flujo, incluido áreas de flujos inefectivos, m².

Los cálculos a régimen de flujo mixto se desarrollan como sigue:

1. Primero, el perfil de superficie de agua subcrítico es calculado iniciando desde condiciones de borde aguas abajo conocido. Durante los cálculos subcríticos, todas las localizaciones donde existe una profundidad crítica son enlazados para un análisis adicional.
2. Luego iniciar los cálculos de perfil supercrítico iniciando con el uso de las condiciones de borde especificadas aguas arriba. Si la condición de borde es supercrítico, el programa verifica si este tiene una fuerza específica mayor que los cálculos previos para una superficie de agua subcrítico en esta localización. Si la condición de borde supercrítico tiene una fuerza específica mayor, entonces este es asumido como una sección de control, y se procede a iniciar calculando un perfil supercrítico desde esta sección. Si la respuesta subcrítica tiene una fuerza específica mayor, entonces inicia buscando aguas abajo con el fin de encontrar una localización donde exista una profundidad crítica. Cuando la profundidad crítica es localizada, se usa como una condición de borde para iniciar los cálculos de perfil supercrítico.

3. Se procede con los cálculos de perfil supercrítico en la dirección aguas abajo hasta alcanzar una sección que tenga ambas respuestas válidas; supercrítico y subcrítico. Cuando esto ocurre se calcula la fuerza específica de ambas elevaciones de superficie de agua. Cualquiera que tenga como respuesta una fuerza específica mayor es considerada como la solución correcta. Si la respuesta supercrítica tiene una fuerza específica mayor, se continúa con los cálculos supercríticos en dirección aguas abajo comparando la fuerza específicos en dirección aguas abajo comparando la fuerza específica de las dos soluciones. Cuando se alcanza una sección cuya respuesta subcrítica tiene una fuerza específica mayor que la respuesta supercrítica, entonces existe un salto hidráulico entre esa sección y la sección previa.

4. Así sucesivamente se procede con los cálculos pasando a la sección siguiente.

En la figura siguiente se muestra un ejemplo en el HEC-RAS del perfil de flujo mixto.

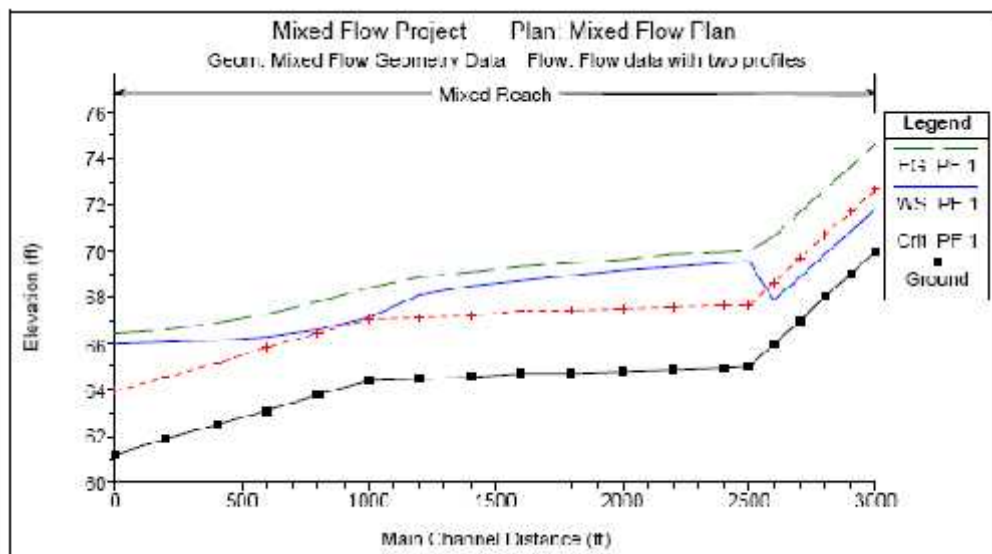


Figura N° 2.11: Ejemplo de perfil en el HEC-RAS a régimen de flujo mixto

CAPITULO III

TRANSPORTE DE SEDIMENTOS Y SU RELACION CON EL DIMENSIONAMIENTO DE DEFENSAS RIBEREÑAS.

3.1 Introducción

En la actualidad, una de las herramientas más utilizadas en la gestión de ríos, es el programa Hec-Ras, y su reciente extensión transporte de sedimentos, permite de una forma sencilla y rápida modelizar nuestros ríos de estudio, logrando aportar información valiosa en los procesos de toma de decisiones. El Hec-Ras ha demostrado ser una herramienta muy útil, que facilita la labor científica y la consecución de conclusiones más próximas a la realidad, concerniente a los procesos de socavación, transporte y sedimentación.

3.2 Criterios de iniciación de movimiento

Para el estudio de la teoría del Transporte de Sedimentos y para la solución de numerosos problemas de ingeniería fluvial, es necesario conocer las condiciones de iniciación del movimiento de las partículas constituyentes en el lecho; lo cual permite calcular el gasto sólido de fondo (el arrastre), así como dimensionar canales estables, diseñar sistemas de protección contra la erosión y otros, resolviendo numerosos problemas de Hidráulica Fluvial.

Existen dos formas de aproximarse al estudio de la iniciación del movimiento. Una de ellas se refiere a la acción del esfuerzo de corte, o fuerza tractiva. El movimiento de las partículas del fondo empieza cuando las fuerzas actuantes " τ " o " τ_c " (es decir, fuerza tractiva) es igual a la fuerza tractiva crítica " τ_c " ó " (τ_c) ", con mayor precisión, que es propia de cada material constituyente del fondo. La otra forma es la determinación de la velocidad crítica " V_c ". Se denomina velocidad crítica de arrastre a la velocidad media de la corriente a la cual empieza el movimiento de las partículas constituyentes del lecho. El gasto correspondiente a la iniciación del movimiento se denomina gasto crítico de iniciación de movimiento, o gasto crítico de arrastre, y

se designa como "Qo". Es igual al producto del área de la sección transversal por la velocidad crítica "Vc".

La iniciación del movimiento no sólo es difícil de determinarse, sino también de definirse. En un lecho natural hay partículas de la más diversa granulometría. En principio, cada partícula tiene su propia velocidad crítica. En un lecho constituido por materiales de granulometría uniforme todas las partículas no son exactamente iguales, ni sufren la misma forma de acción de turbulencia. En consecuencia la iniciación del movimiento es un fenómeno esencialmente probabilístico.

Como una ilustración presentaremos las tres intensidades de iniciación del movimiento, tal como fueron definidas por KRAMER.

Movimiento Débil.- Algunas de las partículas más pequeñas se mueven en lugares aislados. Se podría contar el número de partículas que se mueve en un centímetro cuadrado.

Movimiento Medio.- Las partículas de diámetro medio están en movimiento en tal proporción que no es posible contarlas. El movimiento está generalizado, pero tiene una intensidad tan pequeña que no se produce deformaciones de fondo.

Movimiento General.- El movimiento está generalizado en todo el lecho. El movimiento alcanza hasta partículas de un diámetro tal que se produce un lecho de configuración variable, que da lugar a las formas del fondo, constituyentes de las fases del transporte.

El fenómeno de iniciación de movimiento es complejo. Cada uno de los granos que constituye el lecho está sometido a las siguientes fuerzas:

-) Peso propio del grano sumergido (es decir, su peso menos el empuje de ARQUÍMEDES).
-) Fuerzas dinámicas de presión y corte originadas en el escurrimiento.
-) Fuerza de reacción del grano sobre el fondo.

La condición límite para la iniciación del movimiento corresponde a aquella en la que el peso de la partícula es igual a la fuerza de empuje de la misma.

Los valores de la fuerza tractiva crítica para cada tipo de material sólido se obtiene experimentalmente. De la misma manera se puede conocer los valores de la velocidad crítica de arrastre.

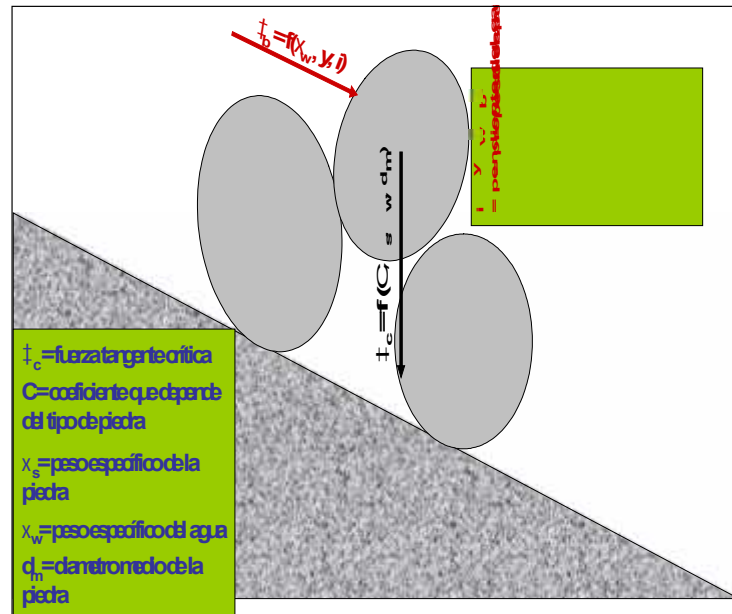


Figura 3.1: Iniciación del Movimiento de las Partículas

3.3 Transporte de sedimentos

Sedimentación es el proceso mediante el cual se mezclan con el agua partículas desprendidas del terrero, partículas de superficies pavimentadas y partículas de desechos de actividades humanas; y su deposición en los cuerpos de agua y estructuras relacionadas. Uno de los procesos de formación del suelo es la sedimentación, esto ocurre cuando el agua de los ríos arrastra material sólido hasta las lagunas y mares y al secarse dejan expuestos los componentes que a través del tiempo fueron quitando al suelo en otras partes de su recorrido.

Cuando el fondo de un canal es rígido, de concreto por ejemplo, la sección transversal está definida. La relación entre las diferentes variables se establece mediante una ecuación como la de MANNING o CHEZY. El gasto es función de la pendiente, rugosidad del contorno y tamaño

de la sección transversal. En cambio, en un fondo móvil el lecho está sometido a procesos de erosión y sedimentación. Esto determina no sólo una configuración variable del fondo, sino también un cambio en la resistencia al escurrimiento, expresada en términos de la rugosidad. A su vez, los cambios morfológicos de la sección trasversal determinan las variaciones en el transporte de sólido, con lo que el problema se complica más.

La descripción matemática del modo como se transportan las partículas sólidas en una corriente líquida, es sumamente compleja. Cualquier modelo que pretenda describir el movimiento de las partículas, tiene que ser, necesariamente, el producto de una profunda esquematización, vale decir del modo como ocurren los fenómenos. El flujo real es tridimensional.

3.4 Velocidad crítica y esfuerzo de corte crítico de iniciación de movimiento

Existen dos formas de aproximarse al estudio de la iniciación del movimiento. Una de ellas se refiere a la acción del esfuerzo de corte, o fuerza tractiva. El movimiento de las partículas del fondo empieza (movimiento inminente) cuando las fuerzas actuantes " τ " o " τ_0 " (es decir, fuerza tractiva) es igual a la fuerza tractiva crítica " τ_c " ó " $(\tau_0)_c$ ", con mayor precisión, que es propia de cada material constituyente del fondo. La otra forma es la determinación de la velocidad crítica " V_c ". Se denomina velocidad crítica de arrastre a la velocidad media de la corriente a la cual empieza el movimiento de las partículas constituyentes del lecho.

La fuerza que ejerce la corriente sobre el fondo por unidad de área se denomina fuerza tractiva

°. El movimiento de las partículas constituyentes del lecho empieza cuando la fuerza tractiva es mayor que la fuerza tractiva crítica $(\tau_0)_c$. Se denomina fuerza tractiva crítica a la fuerza mínima necesaria para poner en movimiento las partículas constituyentes del lecho. Por lo tanto, para que haya movimiento de fondo se requiere que:

$$\tau_0 > (\tau_0)_c \tag{3.1}$$

) Caso contrario, cuando $\tau_o < (\tau_o)_c$ el lecho no presenta movimiento y se comporta como si fuese un lecho rígido.

) Cuando la condición $\tau_o = (\tau_o)_c$ corresponde a la iniciación del movimiento de las partículas del fondo, definida en términos de la fuerza tractiva.

) $(\tau_o)'_c$, corresponde al valor de τ_o cuando las partículas se ponen en suspensión y viajen distribuidas en la sección transversal. Por tanto para que haya transporte de sólidos de fondo se requiere que:

$$(\tau_o)_c < \tau_o < (\tau_o)'_c \quad (3.2)$$

) Se denomina gasto sólido total (T_T) a la suma de ambos gastos sólidos (fondo más suspensión):

$$T_T = T_F + T_s \quad (3.3)$$

) En el siguiente cuadro presentamos resumidamente lo antes mencionado (para granulometría uniforme)

Tabla 3.1: Transporte sólido total

Condición	Transporte Sólido		
	Fondo	Suspensión	Total
$\tau_o < (\tau_o)_c$	0	0	0
$(\tau_o)_c < \tau_o < (\tau_o)'_c$	TF	0	TF
$\tau_o > (\tau_o)'_c$	0	TS	TS

Fuente: Arturo Rocha – Hidráulica Fluvial

3.5 Determinación de transporte de sedimentos a través de HEC-RAS.

Para el estudio del Gasto Sólido es importante la consideración de la fuerza tractiva crítica

$$(\tau_o)_c = \tau_{oc} \quad (3.4)$$

Para el cálculo del Gasto Sólido de Fondo hay que hallar la naturaleza de la siguiente función:

$$t_F = A_1 \cdot (\tau_o - \tau_{oc})^{B_1} \quad (3.5)$$

Dónde:

t_F : Gasto Sólido de Fondo específico (por unidad de ancho),

A_1 y B_1 : Depende la forma particular de que se trate,

$(\tau_o - \tau_{oc})$: Representa el exceso de la fuerza tractiva de la corriente con respecto a " τ_{oc} " que es la fuerza de iniciación del movimiento.

Las fórmulas para el gasto sólido de fondo, podrían también expresarse así:

$$t_F = A_2 \cdot (Q - Q_o)^{B_2} \quad (3.6)$$

Dónde:

A_2 y B_2 : Depende la forma particular de que se trate,

Q_o : Es el Gasto Crítico de iniciación del movimiento.

Dónde para que exista iniciación de movimiento, debe ser $(Q > Q_o)$.

Las siguientes funciones, fueron la base para los cálculos de los algoritmos usados en el programa HEC-RAS, en función del transporte de sedimentos.

Para tal mencionamos las funciones en el Sistema Inglés.

3.5.1 Método de Meyer – Peter Muller

Ingrese los Siguietes Datos al Programa:

Temperatura "T" en grados fahrenheit (°F).

Viscosidad Cinemática "ν" en (ft²/s).

Profundidad "y" en (ft).

Pendiente "S" en (ft/ft).

Diámetro medio de la partícula "d_m" en (ft).

Peso específico relativo del Sedimento: $\gamma_s = \frac{s}{w}$.

Velocidad media "V_m" en (ft/s).

Caudal "Q" en (ft³/s).

Peso específico del agua "γ_w" en (lb/ft³).

Diámetro d₉₀ del % que pasa en (ft).

Ancho del Canal "B" en (ft).

Aceleración de la gravedad "g" en (ft/s²).

Cálculos:

Velocidad de Corte: $u_* = \sqrt{g \cdot y \cdot S}$ (3.7)

El Número de esfuerzo de corte de Reynold's: $R_s = \frac{u_* \cdot d_{90}}{\nu}$ (3.8)

El Coeficiente "B" de Schlichting's Bcoeff:

$$BCoeff = \begin{cases} (5.5 + 2.5 \ln R_s); & \text{si } R_s \geq 5 \\ (0.297918 + 24.8666 \log R_s - 22.9885 (\log R_s)^2 + 8.5199 (\log R_s)^3 - 1.10752 (\log R_s)^4); & \text{si } 5 < R_s < 70 \\ 8.5; & \text{si } R_s > 70 \end{cases} \quad (3.9)$$

Entonces calculando: BCoeff; continuamos:

$$f' = \left| \frac{2.82843}{B_{coeff} - 3.75 + 2.5 \cdot \ln\left(2 \cdot \frac{y}{d_{90}}\right)} \right|^2 \quad (3.10)$$

El Coeficiente de Rugosidad por Nikuradse:

$$RKR = \sqrt{\frac{f'}{8}} \cdot \frac{V_m}{\sqrt{g \cdot y \cdot S}} \quad (3.11)$$

La Descarga del Sedimento (lb/s):

$$g_s = B \cdot \left| \frac{(RKR)^{3/2} \cdot w \cdot y \cdot S - 0.047 \cdot (-1) \cdot w \cdot d_m}{0.25 \cdot \left(\frac{w}{g}\right)^{1/3} \cdot \left(\frac{-1}{g}\right)^{2/3}} \right|^{3/2} \quad (3.12)$$

Entonces la descarga del Sedimento Q_s (ton/día):

$$Q_s = g_s \cdot \frac{86,400}{2,000} \quad (3.13)$$

3.5.2 Método de Engelund Hansen

Ingrese los Siguietes Datos al Programa:

Temperatura "T" en grados fahrenheit (°F)

Viscosidad Cinemática " " en (ft²/s).

Profundidad "y" en (ft).

Pendiente "S" en (ft/ft).

Diámetro medio de la partícula "d_m" en (ft).

Peso específico relativo del Sedimento: = $\frac{s}{s}$.

Velocidad media "V_m" en (ft/s).

Peso específico del agua " w " en (lb/ft³).

Ancho del Canal "B" en (ft).

Aceleración de la gravedad "g" en (ft/s²).

Cálculos:

El esfuerzo de corte en el fondo del canal:

$$\tau_0 = \gamma_w \cdot y \cdot S \text{ en (lb/ft}^2\text{)}.$$

El diámetro de caída d_f :

$$d_f = \begin{cases} (-69.07d_m^2 + 1.0755d_m + 0.000007), & \text{si } d_m \leq 0.00591 \\ (0.1086d_m^{0.6462}); & \text{si } d_m > 0.00591 \end{cases} \quad (3.14)$$

La descarga del Sedimento Q_s :

$$Q_s = 0.05 \cdot \gamma_w \cdot V_m^2 \sqrt{\frac{d_f}{g \cdot (\gamma_w/\gamma - 1)}} \cdot \left(\frac{\gamma_w}{\gamma - \gamma_w} \cdot d_f \right)^{3/2} \cdot B; \text{ donde } Q_s \text{ (lb/s)}. \quad (3.15)$$

$$\text{Entonces: } Q_s = Q_s \cdot \frac{86,400}{2,000}; \text{ en (ton/día)}. \quad (3.16)$$

3.5.3 Método de Ackers – White.

Introduzca al Programa los Sigüientes Datos:

Temperatura "T" en grados fahrenheit (F°).

Viscosidad Cinemática "ν" en (ft²/s).

Profundidad "y" en (ft).

Pendiente "S" (ft/ft)

Diámetro medio de la partícula "d_m" en (ft).

$$\text{Peso específico Relativo del Sedimento: } \gamma_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w}. \quad (3.17)$$

Velocidad media "V_m" en (ft/s).

Caudal "Q" en (ft³/s).

Peso específico del agua "γ_w" en (lb/ft³).

Diámetro d₅₀ del % que pasa en (ft).

Aceleración de la gravedad "g" en (ft/s²).

Cálculos:

*Nota: Ackers – White, utiliza el d_{35} como el diámetro del tamaño representativo para el cálculo en su versión original del HEC-RAS.

El factor de Profitt y Sutherland, se agrega en este punto para ser incluido como una opción en el HEC-RAS.

Los cálculos están actualizados según la corrección de Acker's en el Instituto de Ingenieros Civiles, a partir de diciembre de 1993.

$$\text{Dimensionamiento del diámetro del sedimento: } d_s = d_m \cdot \left(\frac{g \cdot (y - 1)}{2} \right)^{1/3} \quad (3.18)$$

$$\text{El esfuerzo de corte será: } \mu = \sqrt{g \cdot y} \quad , \text{ en (ft/s).} \quad (3.19)$$

El tamaño del sedimento, llamado exponente de transición n:

$$n = \begin{cases} 1; & \text{si } d_s \leq 1 \\ (1 - 0.056 \cdot \log(d_s)); & \text{si } 1 < d_s \leq 60 \\ 0; & \text{si } d_s > 60 \end{cases} \quad (3.20)$$

$$\text{El parámetro inicial de movimiento "A": } A = \begin{cases} \left(\frac{0.23}{\sqrt{d_s}} + 0.14 \right); & \text{si } d_s \leq 60 \\ 0.17; & \text{si } d_s > 60 \end{cases} \quad (3.21)$$

El número de movilidad del sedimento "F_s":

$F_s = 10$ (asumiendo valores usados en HEC6 y SAM).

$$F_s = \frac{\mu^n}{\sqrt{g \cdot d_s \cdot (y - 1)}} \cdot \left| \frac{V}{\sqrt{32} \cdot \log\left(\frac{y}{d_s}\right)} \right|^{1-n} \quad (3.22)$$

Distorsionando el Factor HF:

Según Shield's, el parámetro de movimiento "A";

$$A = \frac{\mu^2}{g \cdot (y - 1) d_{50}} \quad (3.23)$$

$$dRatio = \begin{cases} 1.1; \text{ si } d_s < 0.04 \\ (2.3 - 30. \cdot d_s); \text{ si } 0.04 < d_s < 0.045 \\ (1.4 - 10. \cdot d_s); \text{ si } 0.045 < d_s < 0.095 \\ 0.45; \text{ si } d_s > 0.095 \end{cases} \quad (3.24)$$

$dAdjust = d_{50} \cdot dRatio$; Entonces: $HFRatio = d_s / dAdjust$.

$$HF = \begin{cases} 1.30; \text{ si } HFRatio > 3.7 \\ (0.53 \cdot \log(HFRatio) + 1); \text{ si } 0.075 < HFRatio < 3.7 \\ 0.40; \text{ si } HFRatio < 0.075 \end{cases} \quad (3.25)$$

Ajustando el Número de Movilidad del Sedimento con el factor HF:

$F_s = HF \cdot F_{s0}$, en (ft).

Chequeando los sedimentos en base a F_s y A : $Check = F_s / A$; en (ft).

El exponente de la Función del Transporte de Sedimento "m" es:

$$m = \begin{cases} \left(\frac{6.83}{d_s} + 1.67 \right); \text{ si } d_s < 60 \\ 1.78; \text{ si } d_s > 60 \end{cases} \quad (3.26)$$

Chequeando los sedimentos en base a "m":

$$Check = \begin{cases} 0; \text{ si } m > 6 \\ Check; \text{ si } m < 6 \end{cases}; \text{ en (ft)}. \quad (3.27)$$

Coefficiente del Transporte de Sedimento "C":

$$C = \begin{cases} 10^{2.79 \cdot \log(d_s) - 0.98(\log(d_s))^2 - 3.46}; \text{ si } d_s < 60 \\ 0.025; \text{ si } d_s > 60 \end{cases} \quad (3.28)$$

$$\text{Parámetro del Transporte de Sedimento "G}_s\text{": } G_s = C \cdot \left(\frac{F_s}{A} - 1 \right)^m \quad (3.29)$$

La función "X" del sedimento, se expresa en partes por millón por unidad de peso:

$$X = \frac{G_s \cdot d_s}{y \cdot \left(\frac{\mu}{V} \right)^n} \quad (3.30)$$

El Caudal del Sedimento "Q" es:

$$G_s = w \cdot Q \cdot X; \text{ entonces } Q = \frac{G_s}{w \cdot X} \quad (3.31)$$

Dónde: Q está en (lb/s).

Transformando: $Q = (86,400/2,000) \cdot Q$; donde "Q" está en (ton/día).

$$Q = \begin{cases} Q; & \text{si Check} > 1 \\ 0; & \text{si Check} \leq 1 \end{cases} \quad (3.32)$$

3.5.4 Método de Laursen y Copeland

Ingrese los Sigüientes Datos al Programa:

Temperatura "T" en grados fahrenheit (°F).

Viscosidad Cinemática "ν" en (ft²/s).

Profundidad "y" en (ft).

Pendiente "S" en (ft/ft).

Diámetro medio de la partícula "d_m" en (ft).

Peso específico relativo del Sedimento: $\gamma_s = \frac{s}{s} \cdot \gamma_w$.

Velocidad media "V_m" en (ft/s).

Caudal "Q" en (ft³/s).

Peso específico del agua "γ_w" en (lb/ft³).

Diámetro d₈₄ porcentaje que pasa en (ft).

Aceleración de la gravedad "g" en (ft/s²).

Cálculos:

Nota: La diferencia entre el resultado final presentado y el resultado de SAM es debido al método para la velocidad determinante de caída. Rubey utiliza aquí, mientras que SAM calcula un valor basado en un coeficiente de retardo determinado por el número Reynolds. La toma de rutina de cálculo es la de SAM. Porque la distribución de granos está reducida para el grado estándar,

dimensión representativa de cada grano presente, el d_{84} corresponderá al tamaño estándar de grano, "d_m", en este procedimiento es: $d_{84} = d_m$.

Radio Hidráulico relacionado con los granos R':

$$R' = \frac{0.0472 \cdot V_m^{3/2} \cdot (3.5d_{84})^{1/4}}{(g \cdot S)^{3/4}} \quad (3.33)$$

Entonces asumiendo R' en función al dato obtenido; se calcula:

$$u'_* = \sqrt{g \cdot R' \cdot S} \quad (3.34)$$

$$FNRP = \left(\frac{V_m}{u'_*} \right) - 3.28 - 5.75 \cdot \log \left(\frac{R'}{d_{84}} \right) \quad (3.35)$$

$$DFNRP = \frac{V_m + 5 \cdot u'_*}{2 \cdot u'_* \cdot R'} \quad (3.36)$$

Entonces:

$$RPRI2 = R' + \frac{FNRP}{DFNRP} \quad (3.37)$$

$$R = \frac{FNRP}{DFNRP} = RPRI2 - R' \quad (3.38)$$

$$R' = \begin{cases} R; & \text{si } R \leq 0.001 \\ RPRI2; & \text{si } R > 0.001 \end{cases} \quad (3.39)$$

El esfuerzo de corte de la Partícula en la base del canal:

$$\tau'_b = R' \cdot \rho_w \cdot S \quad (3.40)$$

$$\tau_b = y \cdot \rho_w \cdot S \quad (3.41)$$

$$\tau'_b = \begin{cases} \tau'_b; & \text{si } \tau'_b < \tau_b \\ \tau_b; & \text{si } \tau'_b \geq \tau_b \end{cases} \quad (3.42)$$

Entonces:

$$u'_* = \sqrt{\frac{\tau'_b \cdot g}{\rho_w}}; \text{ éste valor tiene que coincidir con el valor anterior de " } u'_* \text{ " } \quad (3.43)$$

La fuerza que ejerce la corriente sobre el fondo por unidad de área se denomina fuerza tractiva

°. El movimiento de las partículas constituyentes del lecho empieza cuando la fuerza tractiva es mayor que la fuerza tractiva crítica $(\tau_o)_c$. Se denomina fuerza tractiva crítica a la fuerza mínima necesaria para poner en movimiento las partículas constituyentes del lecho. Por lo tanto, para que haya movimiento de fondo se requiere que:

$$\tau_o > (\tau_o)_c \quad (3.44)$$

) Caso contrario, cuando $\tau_o < (\tau_o)_c$ el lecho no presenta movimiento y se comporta como si fuese un lecho rígido.

) Cuando la condición $\tau_o = (\tau_o)_c$ corresponde a la iniciación del movimiento de las partículas del fondo, definida en términos de la fuerza tractiva.

) $(\tau_o)'_c$, corresponde al valor de τ_o cuando las partículas se ponen en suspensión y viajen distribuidas en la sección transversal. Por tanto para que haya transporte de sólidos de fondo se requiere que:

$$(\tau_o)_c < \tau_o < (\tau_o)'_c \quad (3.45)$$

) Se denomina gasto sólido total (T_T) a la suma de ambos gastos sólidos (fondo más suspensión):

$$T_T = T_F + T_S \quad (3.46)$$

) En el siguiente cuadro presentamos resumidamente lo antes mencionado (para granulometría uniforme)

Condición	Transporte Sólido		
	Fondo	Suspensión	Total
$\sigma < (\sigma)_c$	0	0	0
$(\sigma)_c < \sigma < (\sigma)_c'$	TF	0	TF
$\sigma > (\sigma)_c'$	0	TS	TS

$$\text{Si } R = y; \quad RRP = \left(\frac{d_m}{R}\right)^{1.16667} \quad (3.47)$$

Dimensionamiento del Esfuerzo de Corte en el fondo del canal:

$$\tau_b^* = \frac{\tau_b'}{w \cdot (\sigma - 1) \cdot d_m} \quad (3.48)$$

$$\text{Entonces: } \tau_b^* = 0.647 \cdot \tau_b' + 0.0064 \quad (3.49)$$

$$\tau_b^* = \begin{cases} 0.02; & \text{si } \tau_b^* < 0.02 \\ \tau_b^*; & \tau_b^* \geq 0.02 \end{cases} \quad (3.50)$$

El Esfuerzo de Corte Crítico:

$$\tau_{cr} = \begin{cases} (\tau_b^* \cdot w \cdot (\sigma - 1) \cdot d_m); & \text{si } \tau_b^* < 0.05 \\ (0.039 \cdot w \cdot (\sigma - 1) \cdot d_m); & \tau_b^* > 0.05 \end{cases} \quad (3.51)$$

Parámetro de movilidad del Esfuerzo de Corte:

$$TFP = \frac{\tau_b'}{\tau_{cr}} - 1 \quad (3.52)$$

Velocidad de Caída "w":

Según la Ecuación de Use Rubey, Vanoni p. 169.

$$F1 = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36 \cdot \tau_b'^2}{g \cdot d_m^3 \cdot (\sigma - 1)}} - \sqrt{\frac{36 \cdot \tau_b'^2}{g \cdot d_m^3 \cdot (\sigma - 1)}} \quad (3.53)$$

$$\text{Entonces: } w = F1 \cdot \sqrt{(\sigma - 1) \cdot g \cdot d_m} \quad (3.54)$$

Relación de Velocidad de las Partículas:

$$SF = \frac{u'}{w} \quad (3.55)$$

$$\text{Entonces: } = \begin{cases} (7.04.10^{15} \cdot (SF)^{22.99}); & \text{si } SF < 0.225 \\ (40 \cdot SF); & \text{si } 0.225 < SF < 1 \\ (40 \cdot SF^{1.843}); & \text{si } SF > 1 \end{cases} \quad (3.56)$$

EL Transporte de Sedimento Q_s (ton/día):

$$Q_s = 0.432 \cdot \uparrow_w \cdot Q \cdot RRP \cdot TFP \cdot \varphi \quad (3.57)$$

CAPITULO IV

ESPECIFICACIONES TECNICAS DE MATERIALES PARA DEFENSAS RIBEREÑAS.

4.1 Introducción

Los Geotextiles son, como su nombre lo indica, textiles permeables sintéticos, en su gran mayoría resistentes a la tensión, al punzonamiento y con excelentes propiedades hidráulicas. Existen dos tipos de geotextiles: no tejidos y tejidos, cada uno especialmente fabricado con propiedades específicas que se ajustan a las diferentes aplicaciones dentro de cada proyecto.

Los principales usos de los geotextiles tejidos son la conformación de estructuras en suelo reforzado, la separación y estabilización de subrasantes en vías y cimentaciones, estructura flexibles como geocontenedores para protección de riveras de ríos y diques costeros; por su parte, los geotextiles no tejidos se utilizan en separación, drenaje y filtración, protección de geomembranas y repavimentación.

Los gaviones y colchones reno son estructuras flexibles que se adaptan perfectamente a las necesidades geotecnicas, hidráulicas y de protección ambiental que requieren las defensas ribereñas. Estas estructuras son construidas con elementos metálicos confeccionados con redes de malla hexagonal de doble torsión que son estructuras extremadamente ventajosas, desde el punto de vista técnico y económico, pues poseen un conjunto de características funcionales que no existen en otros tipos de estructuras.

Las defensas ribereñas mediante enrocado son eficientes frente al paso de los caudales máximos en épocas de avenidas, además el material es accesible porque se puede hallar en las riveras de los ríos, para lo cual sólo es necesario la verificación del cumplimiento de los requerimientos técnicos como: Peso específico, tamaño de la roca (diámetro medio D50), dureza, resistencia a la abrasión, resistencia al intemperismo y otros.

4.2 Estructuras para ríos de pequeña pendiente

4.2.1 Geotextiles tejidos y su aplicación a ríos

Los geotextiles existentes en el mercado pueden ser los no tejidos y los tejidos:

Geotextiles no tejidos

Se forman a partir de un entrelazado de fibras o filamentos de polipropileno mezclados aleatoriamente, conformando una capa textil con altas propiedades de filtración y drenaje.

Los geotextiles fabricados por este proceso tienen buenas características mecánicas manteniendo un espesor uniforme, el cual les confiere mayor estructura tridimensional, gran elongación (pueden estirarse desde un 40% hasta un 120% o más, antes de entrar en carga de rotura) lo que les proporciona muy buena adaptación a las irregularidades de los terrenos, unas excelentes propiedades para protección, (suele denominarse efecto colchón) y muy buenas funciones de filtración y separación.

Geotextiles tejidos

Son aquellos formados por cintas entrecruzadas en una máquina de tejer. Están conformados mediante cintas de polipropileno en sentido de urdimbre (sentido longitudinal) y de trama (sentido transversal), mediante la ejecución de un procedimiento textil. Es el tejido más simple y eficiente, conocido también como "uno arriba y uno abajo", dando como resultado una estructura plana.

Su resistencia a la tracción es de tipo biaxial (en los dos sentidos de su fabricación). Gracias a su estructura y las características de las cintas empleadas, se caracterizan por tener altas resistencias y bajas deformaciones, por lo que su aplicación está orientada al refuerzo de vías, muros, terraplenes, cimentaciones y proyectos hidráulicos.

Los tubos geotextiles son fabricados con geotextiles tejidos, los cuales son llenados con material sólido, que han sido de gran importancia en el desarrollo de proyectos hidráulicos para soluciones de rivera de ríos y el litoral costero, considerados como la aplicación de una filosofía blanda. Claramente se ha demostrado que la utilización de los geotextiles puede ser vista como

un elemento importante en la aplicación de diversas obras hidráulicas. Los contenedores con geotextiles son denominados, como “soft rock structures” (Estructuras de roca blanda), debido a que son una solución blanda que se adapta con facilidad frente a los requerimientos técnicos de las estructuras hidráulicas.

El tubo geotextil es fabricado con material de alta tenacidad, inerte a la degradación biológica y resistente a los ataques químicos (álcalis y ácidos).

La tecnología del tubo geotextil está basada en el entrelazamiento de los filamentos del geotextil tejido y en su alta resistencia mecánica. La apertura de los poros, garantizan el filtrado del material bombeado a través de la retención de la parte sólida y evacuación del líquido.

Los tubos geotextiles tienen diversos usos, entre los que se puede mencionar la protección costera, defensas ribereñas y la utilización para el confinamiento de residuos de procesos mineros, a fin de evitar impactos negativos en el medio ambiente.

Las propiedades principales de los geotextiles tejidos se presentan a continuación.

Tabla 4.1: Especificaciones técnicas geotextil PAVCO

	PROPIEDADES	NORMA	UNIDAD	VALOR TÍPICO ²
MECÁNICAS	Método Grab Resistencia a la Tensión Elongación	ASTM D 1682	N (lb) %	2090 (462) 14
	Método de la Tira Ancha Sentido Longitudinal Elongación	ASTM D 1595	kN / m %	56 29
	Sentido Transversal Elongación	ASTM D 4595	kN / m %	55 17
	Resistencia al Punzamiento	ASTM D 4833	N (lb)	1010(227)
	Resistencia al Punzamiento (CBR)	ASTM D 6241	kN	7.7
	Resistencia al Rasgado Trapezoidal	ASTM D 4533	N (lb)	685(154)
	Método Tullen / Curt Resistencia al Estallido	ASTM D 3786	Kpa (psi)	6210 (900)
HIDRÁULICAS	Tamaño de Abertura Aparente	ASTM D 1751	mm (No-Tamiz)	0.600 (30)
	Permeabilidad	ASTM D 1101	cm/s	0.1×10^{-2}
	Permitividad	ASTM D 4491	s ⁻¹	0.7
	Tasa de Flujo	ASTM D 4491	l/min (m ²)	2100
FÍSICAS	espesor	ASTM D 5199	mm	7.3
	Resistencia UV (% Rotación/500 hr)	ASTM D 1355	%	> 70
	Rollo Ancho	Medido	m	3.95
	Rollo Largo	Medido	m	100
Área	Calculado	m ²	395	

Fuente: Especificación internacional geotextil PAVCO TR3000

Beneficios de la tecnología del tubo geotextil:

- J Gran reducción del volumen de lodos y sedimentos
- J Puede operar con pequeños o grandes volúmenes de lodos y sedimentos
- J Reduce el espacio de almacenamiento del lodo o sedimento, pues permite el apilamiento de las unidades
- J Excelente relación costo/beneficio, comparado con las otras tecnologías
- J Fácil instalación y operación
- J Bajo mantenimiento
- J Reducida mano de obra y de bajo costo
- J Posibilita el reaprovechamiento de los sólidos
- J Alta velocidad de contención y deshidratación
- J Reduce la utilización de productos químicos
- J Reduce el consumo de energía eléctrica
- J Reduce la cantidad de Demanda Bioquímica de Oxígeno DBO
- J Clarifica el agua

4.2.2 Tamaño de apertura aparente

Tamaño de Abertura Aparente (TAA) – Es la propiedad que indica aproximadamente el tamaño máximo de la partícula que puede pasar efectivamente a través del geotextil. Esta propiedad también se conoce como AOS (Apparent Opening Size).

Existe el método estándar para la determinación del tamaño de apertura aparente de un geotextil (I.N.V. E – 907 – 07) - ASTM D 4751, que consiste en colocar un espécimen de geotextil en un marco de tamiz y sobre él se colocan unas partículas de cristal graduadas; el conjunto se agita enérgicamente para inducir el paso de las partículas a través del geotextil, repitiendo el procedimiento para el mismo espécimen con varios tamaños de partículas de cristal hasta determinar el Tamaño de Abertura Aparente (TAA).

4.2.3 Dimensiones estándares de los tubos geotextiles

Las dimensiones estándar de los tubos geotextiles pertenecientes a la línea maccaferri, denominados como geocontenedores, se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 4.2: Dimensiones estándares de tubos geotextiles

Tipo	Circunferencia ¹ (m)	Ancho (m)	Largo ² (m)	Alto ³ (m)	Puertas de entrada	Volumen (m ³)
P18XL60	18,20	8,60	60,00	2,30	3	880,00
P18XL31	18,20	8,60	31,00	2,30	2	440,00
P13XL60	13,70	6,00	60,00	2,10	3	578,00
P13XL31	13,70	6,00	31,00	2,10	2	289,00
P13XL15	13,70	6,00	15,00	2,10	2	140,00
P09XL28	9,10	4,00	28,00	2,00	2	139,00
P09XL22	9,10	4,00	22,00	2,00	2	110,00
P09XL15	9,10	4,00	15,00	2,00	2	75,00
P09XL09	9,10	4,00	9,00	2,00	1	47,00
P09XL07	9,10	4,00	7,00	2,00	1	38,00
P06XL07	6,90	2,00	7,00	1,60	1	20,00
P06XL05	6,90	2,00	5,00	1,60	1	15,00
P04XL05	4,57	1,20	5,00	1,00	1	7,50
P04XL02	4,57	1,20	2,00	1,00	1	3,00
P01XL01	-	1	1	2	1	1,00

Fuente: Especificaciones técnicas de la línea Maccaferri

4.2.4 Resistencia del geotextil tejido

Para la determinación de la resistencia a la rotura del geotextil, existe el MÉTODO PARA LA DETERMINACIÓN DE LA CARGA DE ROTURA Y LA ELONGACIÓN DE GEOTEXTILES (MÉTODO GRAB) ASTM D-4632, INV E – 901.

Esta norma consiste en aplicar a muestras de geotextiles Tejidos y No Tejidos una carga que se incrementa continuamente en sentido longitudinal, hasta alcanzar la rotura. Los valores para la carga de rotura (tensión Grab) y la elongación (elongación Grab) del espécimen de ensayo se obtienen de las escalas o diales de las máquinas, de diagramas de registro autográficos o de computadores interconectados. Esta norma determina una propiedad índice.

La norma incluye los procedimientos para medir la carga de rotura y la elongación mediante el método Grab, tanto en estado seco como en estado húmedo; sin embargo, el ensayo normalmente se realiza en seco a menos que se especifique de otra manera.

El equipo requerido para realizar el ensayo es el siguiente:

1. Máquina para el ensayo de Tracción: la máquina de ensayo debe estar dotada de un dispositivo para medir longitudes de alargamiento de las probetas, debe garantizar que la velocidad de separación se mantenga constante con el tiempo y consta de un par de mordazas entre las cuales se coloca el geotextil que va a ser ensayado.

2. Mordazas: las mordazas deben tener superficies de ajuste planas, paralelas y aptas para evitar el deslizamiento del espécimen durante un ensayo. Cada mordaza debe tener una superficie de 25.4 mm por 50.8 mm, con la dimensión más larga paralela a la dirección de aplicación de la carga. Las superficies de las mordazas deben ser iguales y estar alineadas, una respecto de la otra.

El número de muestras necesario para realizar el ensayo es de 10.

Procedimiento

1. Se ajusta la distancia entre las mordazas al comienzo del ensayo a 75 ± 1 mm. Se selecciona la escala de carga de la máquina de ensayo de manera que el valor máximo se presente entre 10% y 90% de la escala total de carga. Se ajusta la máquina para que opere a una velocidad de 300 ± 10 mm/min.

2. Se asegura el espécimen en las mordazas de la máquina de ensayo, teniendo cuidado que la dimensión larga esté lo más paralela posible a la dirección de aplicación de la carga. Se debe asegurar que la tensión en el espécimen sea uniforme a través del ancho sujetado por las mordazas. Se inserta el espécimen en las mordazas de tal manera que, aproximadamente, la longitud de la tela que se extienda por detrás de la mordaza sea la misma en cada extremo. Se ubican las mordazas en la mitad y en dirección del ancho.

3. Si el espécimen se desliza de las mordazas, si se rompe en el borde de las mordazas o en éstas, o si por cualquier razón atribuida a una falla de operación el resultado desciende notablemente por debajo del promedio del grupo de especímenes, se descarta el resultado y se

toma otro espécimen. Se continúa este procedimiento hasta obtener el número requerido de roturas aceptables.

4. Se enciende la máquina de ensayo de tracción y el dispositivo de medición de área (si se utiliza) y se continúa efectuando el ensayo hasta producir la rotura. Se detiene la máquina y se reajusta en la posición de calibración inicial. Se registran e informan los resultados para cada dirección en forma separada.

5. Para evitar el deslizamiento del espécimen en las mordazas, se pueden hacer las siguientes modificaciones:

(1) Las mordazas pueden ser forradas o recubiertas; (2) la tela puede ser protegida bajo el área de la mordaza o (3) la superficie de la mordaza puede ser modificada. En ningún caso se pueden modificar las dimensiones establecidas. Si se realiza una de las modificaciones mencionadas, se debe registrar en el informe.

6. Para medir la elongación del espécimen, tanto la longitud inicial como la elongación medida dependen de la tensión previa aplicada al colocar el espécimen en las mordazas de la máquina. En este caso se asegura el espécimen con una mordaza de la máquina y se aplica una tensión previa aproximadamente de 0.5% de la carga de rotura, o una carga inicial especificada para el material en cuestión, antes de sujetar el espécimen con la otra mordaza.

7. A menos que se especifique de otra manera, se mide la elongación del geotextil con la carga establecida mediante un dispositivo autograficador, y al mismo tiempo se determina la resistencia a la rotura. Se mide la elongación desde el punto donde la curva deja el eje de la carga cero, establecido después de aplicar la precarga, hasta el punto de la fuerza correspondiente en milímetros.

Tabla 4.3: Resistencia en función al tipo de geotextil tejido

Geotextiles tejidos		Resistencia										Comentarios	
Marzo 2011		Propiedades	Norma	UNIDAD	T 1050	T 1400	T 1700	T 2100	T 2400	TI 3000	TI 4000	TI 5000	Comentarios
Mecánicas	Módulo Geotextil Resistencia a la Tracción Elongación	ASTM D 4852	Nlb	660 (148) 19	1000 (225) 20	1200 (270) 22	1300 (293) 20	1560 (351) 20	2050 (462) 19	2520 (579) 22	2800 (630) 22	95 19 25 29 65 17	ASTM American Society for Testing and Materials MA No Aplica Módulos Geotextiles, se basan en el diseño de modo 604, los valores de acceso que cambian, mientras se para garantizar la máxima integridad y funcionalidad de sus productos.
	Módulo Tiro Ancho Santitas Longitudinal Elongación	ASTM D 4595	%	16 17	25 24	28 17	37 22	40 22	56 29	75 29	95 19		
	Santitas Transversal Elongación	ASTM D 4595	%	17 14	25 15	30 17	38 25	43 16	53 17	65 17	95 18		
	Resistencia al Puncionamiento	ASTM D 4833	Nlb	390 (82)	540 (122)	690 (155)	710 (160)	780 (176)	1010 (227)	1240 (279)	1045 (235)		
	Módulo CBR Resistencia al Puncionamiento Tropocobol	ASTM D 6341	MM	2,5	3,8	4,3	5,2	6,2	7,7	10,0	11,4		
	Módulo Módulo Base Resistencia al cavilado	ASTM D 4533	Nlb	300 (67)	270 (61)	400 (90)	460 (103)	570 (126)	685 (154)	810 (182)	1520 (342)		
	Módulo Módulo Base Resistencia al cavilado	ASTM D 3788	kg/cm ²	227 (5100)	324 (370)	303 (690)	448 (690)	514 (745)	627 (900)	759 (1080)	779 (1130)		
	Tamaño de Abertura Aparente	ASTM D 4751	mm	0,600 (30)	0,300 (15)	0,300 (15)	0,425 (42)	0,600 (20)	0,600 (20)	0,625 (40)	0,625 (40)		
	Poroosidad	ASTM D 4491	cm ²	0,8 x 10 ⁻⁵	3,0 x 10 ⁻⁵	0,8 x 10 ⁻⁵	8,3 x 10 ⁻⁵	1,2 x 10 ⁻⁵	0,1 x 10 ⁻⁵	7,8 x 10 ⁻⁵	7,0 x 10 ⁻⁵		
	Permeabilidad	ASTM D 4401	s-1	0,20	0,17	0,29	0,7	1,0	0,7	0,6	0,6		Los Geotextiles son impermeables, los impermeables no los equivalentes, es posible por los cambios y se deben revisar de nuevo en forma adecuada.
Físicas	Espesor	ASTM D 5199	mm	0,4	0,6	0,7	0,9	1,2	1,3	1,3	1,3	0,6	
	Peso Un/a 200 Hueso	ASTM D 4252	%	70	70	70	70	70	70	70	70	70	
	Rolls Ancho Rolls Largo Rolls Área	Módulo Módulo Cálculo	m m m ²	3,05 200 770	3,05 140 616	3,05 320 462	3,05 100 385	3,05 100 385	3,05 100 385	3,05 100 385	3,05 100 385	3,05 100 385	0,6 70 3,75 100 375
Función del Geotextil	Separación Estabilización Refuerzo												

Para asesoría en diseño, proceso constructivo e instalación, favor contactar al Departamento Técnico de Mexichem Geotextiles al correo electrónico: geotextiles@mexichem.com

Geotextiles tejidos

Marzo 2011

Un producto **PAVCO**

Mexichem Soluciones Integrales S.A. de C.V.
 Blvd. San Juan 1933, Fracc. Américas 20793, Toluca, México, Tel: 055 2549 4000 Ext. 43344 (24x7) 1544110
 Sede de país: (52) 55 2549 4000, (52) 55 2549 4000, (52) 55 2549 4000, (52) 55 2549 4000

mexichem.
SOLUCIONES INTEGRALES

Fuente: Manual de diseño con geosintéticos (pavco)

4.2.5 Material de relleno

El material para el llenado del tubo geotextil normalmente debe consistir de arena fina obtenida mediante dragado de un sitio de préstamo previamente definido. El material no debe tener más de 15% de la fracción que pasa el tamiz No 200. En caso de que durante el llenado se detecte exceso de finos, se debe desviar el flujo hacia fuera del tubo geotextil hasta que se ubique un nuevo sitio de préstamo de calidad aceptable. El exceso de finos ocasiona subsidencia del tubo geotextil luego del llenado.

En el caso de tener definitivamente materiales de llenado de naturaleza orgánica ó con alto contenido de finos, se requerirán varias operaciones de llenado para alcanzar la altura propuesta. Por lo anterior, durante cada una de las operaciones de llenado, debe tenerse extremo cuidado para evitar sobre esfuerzos en el geotextil, distorsiones excesivas y deformaciones por creep.

Se deberán practicar ensayos de gradación al material de llenado de acuerdo con la norma de ensayo INV E 123 (ASTM D 422) Las muestras deben tomarse de la tubería de descarga de la draga, antes de ser introducida en el puerto de llenado. Como mínimo debe practicarse un ensayo de gradación cada 300 m de tubo geotextil. Para tubos de gran tamaño, en caso de observarse variaciones en las características del material, debe incrementarse el número de ensayos de gradación.

4.2.6 Presión residual de bombeo en la parte superior del geocontenedor

La tubería de descarga también debe tener un indicador de presión para monitorear la presión dentro del tubo. El indicador de presión puede estar permanentemente instalado sobre la tubería de descarga u ocasionalmente cuando los excesos de presión sean obvios. Debe tenerse en cuenta que la presión interna y el esfuerzo en el geotextil puede variar a lo largo del perímetro del tubo, por lo tanto, la falla por sobreesfuerzos en las juntas y puerto de llenado no son detectables por el simple monitoreo de la presión de descarga.

La presión de descarga en el puerto de llenado no debe ser mayor a 5 psi (35 kPa).

Como regla general, el diámetro de la tubería de descarga debe limitarse a 10 plg (250 mm), esto debido a que a medida que se aumenta el diámetro de la tubería de descarga, la tasa de flujo bombeado se incrementa sensiblemente, aumentando la posibilidad de sobre esforzar el tubo. Tuberías de descarga con diámetros menores a 6 plg (150 mm) generalmente resultan muy pequeñas para llenar adecuadamente el tubo geotextil hasta la altura requerida.

La tubería de descarga debe estar libre de salientes ó rugosidades que puedan rasgar el geotextil del puerto de llenado. Como práctica general se acepta apoyar la tubería de descarga sobre el puerto de llenado, en forma tal que se reduzca el esfuerzo en las costuras del puerto de llenado. En caso de utilizarse un difusor en el extremo de la tubería, su diámetro exterior no puede ser mayor al de la tubería misma. En caso de requerirse el llenado de tramos de tubo muy largos, se recomienda hacerlo a través de múltiples puertos de llenado a lo largo del tubo para reducir el esfuerzo en cada puerto y el riesgo de apilamientos locales.

4.3 Estructuras para ríos de mediana pendiente

4.3.1 Gaviones y colchones

Los gaviones son paralelepípedos rellenos con piedras y utilizados en aplicaciones geotécnicas, hidráulicas y de protección ambiental, en sustitución a grandes bloques de piedra que son difíciles de transportar y manejar.

Estas estructuras son construidas con elementos metálicos confeccionados con redes de malla hexagonal de doble torsión que son estructuras extremadamente ventajosas, desde el punto de vista técnico y económico, pues poseen un conjunto de características funcionales que no existen en otros tipos de estructuras.

La malla hexagonal metálica, presenta las siguientes características principales:

-) Elevada resistencia mecánica

) Elevada resistencia a la corrosión

) Buena flexibilidad

) No es fácil de destejer

El tipo de malla metálica que cumple estos requisitos es aquella del tipo hexagonal de doble torsión, producidas con alambres de bajo contenido de carbono, revestidos con aleación de 95% de zinc, 5% de aluminio y tierras raras (Zn 5Al MM = Galfan®), con revestimiento plástico.

Características técnicas y funcionales de los gaviones

Estructuras armadas resistentes

Los alambres están diseñados para resistir esfuerzos de tracción y corte, además tiene la función de distribuir uniformemente los esfuerzos de tracción a los que son sometidos

Estructuras monolíticas

Trabajan como un único elemento, puesto que son gaviones unidos entre sí a través de amarres ejecutados a lo largo de las aristas en contacto, resultando un bloque homogéneo.

Estructuras flexibles

Pueden absorber asentamientos del terreno sin perder estabilidad y eficiencia, permiten deformaciones y movimientos del terreno, por lo que cabe la posibilidad de construir en terrenos con baja capacidad portante evitando profundas cimentaciones.

Estructuras permeables

Reducen el empuje hidrostático en las obras de contención porque son autodrenantes, permitiendo aliviar por completo el empuje hidropático sobre la estructura. En las obras hidráulicas eliminan la sub- presión, no interfieren en el ecosistema.

Estructuras prácticas

De construcción extremadamente simple, no requieren de mano de obra calificada.

No requieren de herramientas o equipos especiales.

Pueden ser aprovechadas, donde sea posible, las piedras disponibles en el lugar de la obra.

Estructuras versátiles

Permiten la construcción manual o mecanizada.

De construcción rápida y funcionamiento inmediato.

Permiten la construcción en agua y bajo cualquier condición climática

Permiten la construcción en lugares de difícil acceso

Posibilitan la construcción por etapas y las modificaciones posteriores

Impacto social

Utilizan mano de obra disponible en el lugar de la construcción

Pueden utilizar un gran número de trabajadores (construcción "social")

Estructuras ecológicas

Son estructuras de bajo Impacto Ambiental, porque se integran rápidamente al medio circundante, posibilitando que el ecosistema anterior se recupere casi totalmente.

Estructuras económicas

Menor costo en relación a otras soluciones como enrocado, concreto ciclópeo o concreto armado, pudiendo construirse por etapas en función a la capacidad económica del proyecto.

Estructuras de larga duración por:

La malla hexagonal de doble torsión

El recubrimiento GALFAN del alambre

El revestimiento adicional en PVC

La consolidación natural de la estructura en el tiempo

Tipos de Gaviones

Gavión Tipo Caja

Este tipo de gavión, es una estructura metálica en forma de un paralelepípedo, producida a partir de un único paño de malla hexagonal de doble torsión, que forma la base, la tapa y las paredes frontal y trasera.

Las dimensiones de los gaviones caja son estandarizadas:

-) El largo, siempre múltiplo de 1m, varía de 1 m@4 m, con excepción del gavión de 1.50 m
-) El ancho es siempre 1 m
-) El alto puede ser de 0.5 m o 1 m

Se puede realizar gaviones caja de diferentes medidas a las estandarizadas, solicitando, con medidas especificadas.

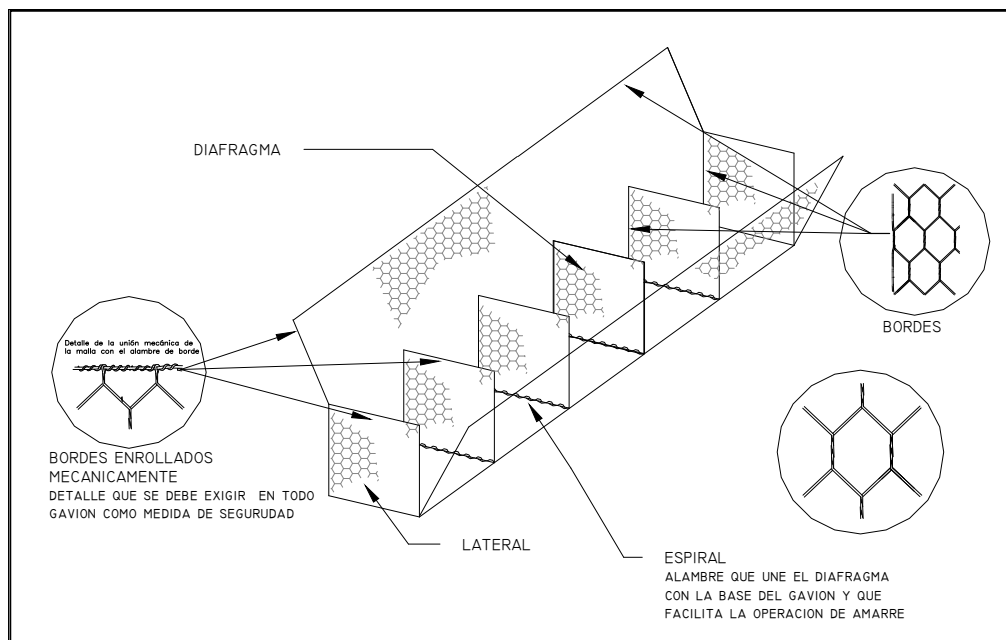


Figura. Nº 4.1: Elementos constituyentes de los Gaviones Tipo Caja.

Gavión tipo Caja Fuerte

La red es de malla hexagonal de doble torsión, obtenida entrelazando los alambres por tres veces media vuelta, de acuerdo con las especificaciones de la NBR 10514 y NB 710-00. Las dimensiones de la red son 10x12cm.

El diámetro del alambre utilizado en la fabricación de la red de los 3 paños que forman respectivamente la base, pared posterior, tapa, una de las paredes laterales y diafragmas son de 2.7 mm y de 3.4 mm para los bordes.

El diámetro del alambre utilizado en la fabricación de la red del paño que forma la pared frontal y una de las paredes laterales, así como para el borde inferior, debe ser de 3.4 mm y 3.4 mm (plastificado*) para el borde superior.

(*) PVC de color plomo para identificar mejor las paredes reforzadas

Cada gavión caja fuerte con largo mayor que 1,50 m debe ser dividido en celdas por diafragmas colocados a cada metro.

Las dimensiones de los gaviones caja fuerte son estandarizadas:

-) El largo varía de 2 m @ 5 m
-) El ancho es siempre 1 m
-) El alto es 1 m

Principales aplicaciones de los gaviones

-) Defensas hidráulicas
-) Muros de encauzamiento
-) Canalizaciones
-) Diques
-) Espigones
-) Apoyos y protección de puentes
-) Muros de contención
-) Diques marinas y muelles

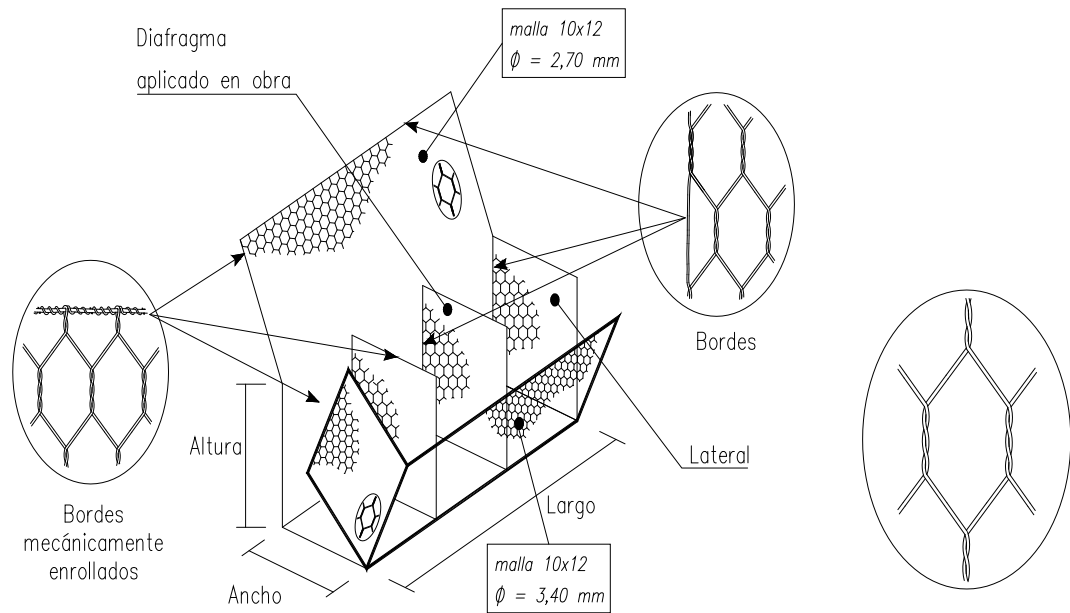


Figura. N° 4.2: Elementos constituyentes de los Gaviones Tipo Caja Fuerte.

Tipos de colchones

Colchón Reno®.

Estos gaviones son de estructura metálica, en forma de paralelepípedo de gran área y pequeño espesor. Es formado por dos elementos separados, la base y la tapa, ambos producidos con malla hexagonal de doble torsión.

Las dimensiones del colchón Reno® son estandarizadas:

-)] Su longitud siempre es múltiplo de 1 m, varía entre 3 m y 6 m
-)] El ancho siempre es de 2 m
-)] El espesor puede variar entre 0.17 m, 0.23 m y 0.30 m.

Se puede realizar gaviones tipo colchón reno® de diferentes medidas a las estandarizadas, solicitando con medidas especificadas.

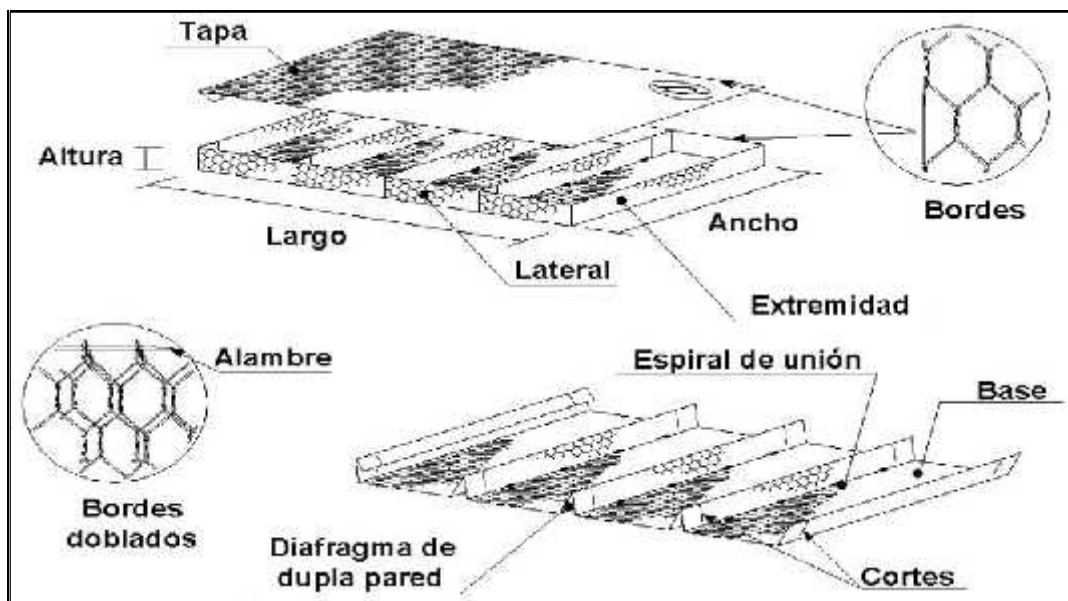


Figura N° 4.3: Elementos constituyentes de los Colchones Reno®

Colchón Reno Fuerte.

La red es de malla hexagonal de doble torsión, obtenida entrelazando los alambres por tres veces media vuelta, de acuerdo con las especificaciones de la NBR 10514 y NB 710-00. Las dimensiones de la malla de la base serán del tipo 10x12cm.

El diámetro del alambre utilizado en la fabricación de la malla de la base, paredes laterales y diafragmas deben ser de 2,7 mm y de 3,4 mm para los bordes.

El diámetro del alambre utilizado en la fabricación de la malla de la tapa debe ser de 3,4 mm y 3,4 mm (plastificado*) para los bordes.

(*) PVC es de color plomo para identificar mejor las paredes reforzadas.

La tapa también es fabricada en un único paño de red en malla tipo 10x12.

Las dimensiones del colchón Reno fuerte son estandarizadas:

-)] Su longitud siempre es múltiplo de 1 m, varía entre 3 m y 6m
-)] El ancho siempre es de 2 m
-)] El espesor puede variar entre 0.30 m y 0.50 m.

Se puede realizar gaviones tipo colchón reno fuerte de diferentes medidas a las estandarizadas, solicitando con medidas especificadas.

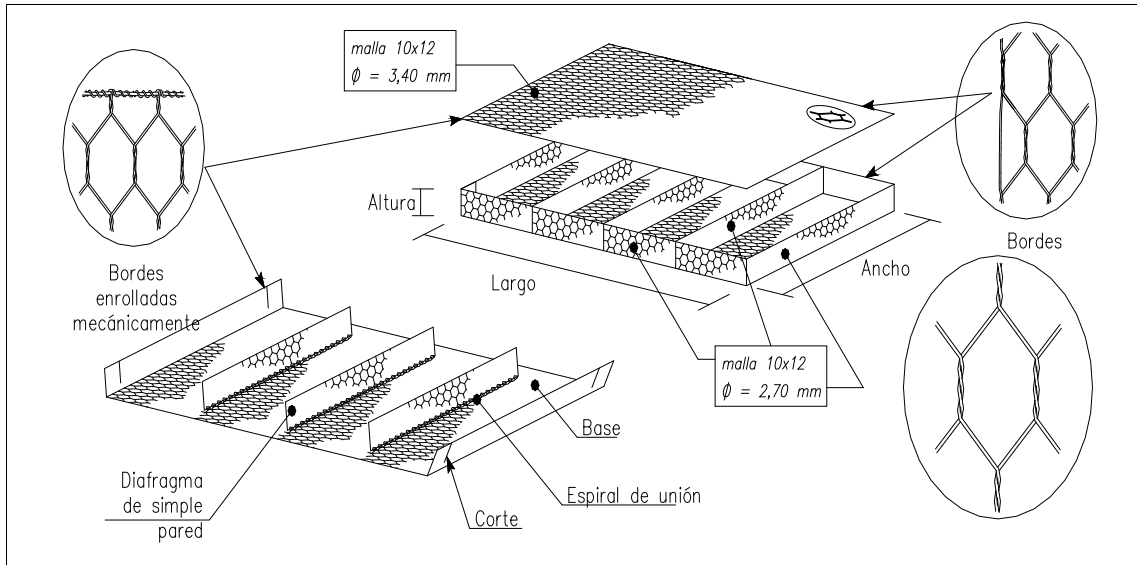


Figura N° 4.4: Elementos constituyentes de los Colchones Reno Fuerte

Principales aplicaciones de los colchones Reno

-) Protecciones hidráulicas
-) Revestimiento de taludes
-) Plataformas de deformación
-) Canalizaciones
-) Protección de taludes

4.3.2 Composición del alambre

Todo el alambre utilizado en la fabricación del gavión caja - Fuerte y en las operaciones de amarre y atirantamiento durante su construcción, debe ser de acero dulce recocido de acuerdo con las especificaciones NBR 8964, ASTM A641M-98 y NB 709-00, esto es, el alambre deberá tener una tensión de ruptura media de 38 a 48 kg/mm².

Está compuesto de acero con bajo contenido de carbono

GALFAN®

Recubrimiento de Zinc / 5% Aluminio + Tierras Raras por inmersión en caliente según la Norma ASTM A 856 "Mischmetal Alloy Coated Carbon Steel"

Cantidad mínima de zinc según las Normas BS 443 y ASTM A 641 Clase 3

El GALFAN[®] mejora la resistencia a la corrosión del acero por:

- J La mejor estructura de la aleación
- J La mejor "pasivación" del aluminio
- J Se aprovechan las características buenas del zinc y del aluminio

4.3.3 Diámetro del alambre

El diámetro del alambre para los gaviones caja y colchones es:

Diámetros de 2.00 hasta 3.00 mm.

Galfan 2.70 mm.

Galfan + pvc 3.40 mm.

Resistencia a la tracción de 3,800 a 5,000 kg/cm²

Elongación mayor a 12%

Tolerancia en el diámetro \pm 2.5%

4.3.4 Dimensiones de la malla

Las dimensiones de las mallas para gavión caja y colchón es: Malla: 10 x 12 cm.

4.3.5 Revestimiento con PVC

El alambre con revestimiento de Zn 5 Al MM deberá ser recubierto con una camada de compuesto termoplástico a base de PVC (Polivinil Cloruro), con características iniciales de acuerdo con las especificaciones de la norma NBR 10514, esto es:

Espesor mínimo: 0.40 mm;

Espesor nominal: 0.50mm

Masa específica: 1.30 a 1.35 kg/dm³; Dureza: 50 a 60 Shore D;

Resistencia a tracción: mayor que 210 kg/cm²;

Elongación de ruptura: mayor que 250%;

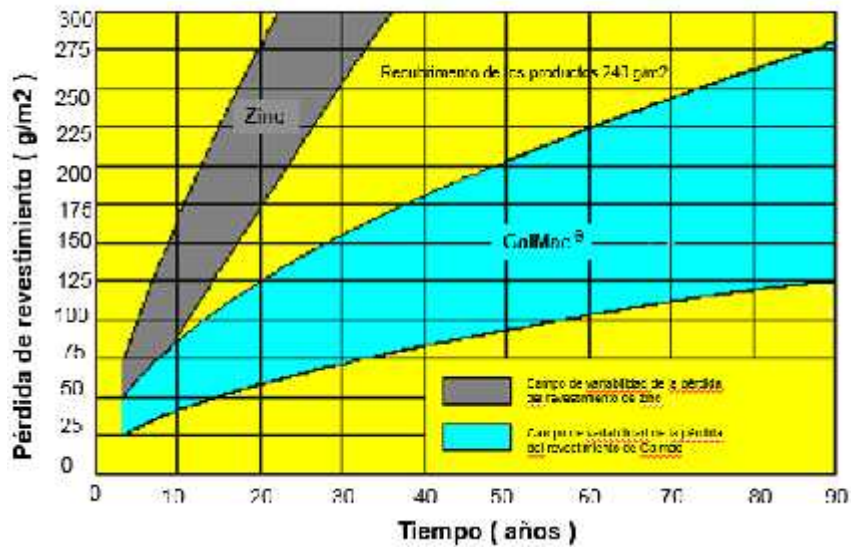


Figura Nº 4.5: Vida útil del recubrimiento de PVC

4.3.6 Dimensiones de las cajas

Las dimensiones estándares de los gaviones caja son las siguientes:

- J LARGO 1.5 - 2.0 - 5.0 m.
- J ANCHO 1.0 - 1.5 m.
- J ALTO 0.5 - 1.0 m.

Las dimensiones estándares de los colchones reno son las siguientes:

- J LARGO 4.0 - 5.0 m.
- J ANCHO 2.0m.
- J ALTO 0.17 m, 0.23 m y 0.30 m.

4.4 Estructuras para ríos de fuerte pendiente

4.4.1 Propiedades de los materiales para enrocado

-) Tamaño adecuado
-) Alta resistencia al intemperismo
-) Alta resistencia al impacto
-) Alta resistencia a la abrasión
-) Gran dureza
-) Densidad de alta a moderada
-) Gran durabilidad

4.4.2 Tamaño de la roca

La estabilidad de una partícula de enrocado está en función de su tamaño, expresados en términos de su peso o el diámetro equivalente. En las siguientes secciones, se presentan las relaciones de evaluación del tamaño de la partícula del enrocado necesario para resistir la erosión de las fuerzas hidráulicas.

Para la obtención del tamaño de la roca en la protección de riveras mediante enrocado, existen diferentes métodos que se describen en los capítulos siguientes

La falla del enrocado se da debido a que el tamaño de la roca D50 no es del diámetro requerido para resistir el esfuerzo cortante del río.

4.4.3 Gradación de la roca

Es muy importante además considerar la gradación de los enrocados, para lograr una buena adherencia entre las unidades individuales.

La gradación de la roca en una protección de escollera tiene una gran influencia en la resistencia de ésta frente a la erosión. Los tamaños de piedra empleados en la protección deben estar razonablemente bien graduados. Las especificaciones en cuanto a gradación se refiere deben proveer dos curvas límites entre las cuales se debe seleccionar el tamaño de la piedra. En la

tabla N° 4.4 se incluyen unas directrices para el establecimiento de límites de graduación, y en la tabla N° 4.5 se presentan 6 clases de graduación basadas en las especificaciones de AASHTO.

Tabla 4.4: Límites de graduación de las piedras del revestimiento

Rango del tamaño	Rango del peso	Porcentaje de graduación <
1:5 D50 a 1:7 D50	3:0 W50 a 5:0 W50	100
1:2 D50 a 1:4 D50	2:0 W50 a 2:75 W50	85
1:0 D50 a 1:4 D50	1:0 W50 a 1:5 W50	50
0:4 D50 a 0:6 D50	0:1 W50 a 0:2 W50	15

Fuente: Especificaciones AASHTO, para protección de terraplenes

Tabla 4.5: Clases de graduación de enrocado.

Clase de enrocado	Tamaño de piedra ¹ (m)	Tamaño de piedra ² (m)	% de enrocado <
Revestido	0.40	91	100
	0.29	34	50
	0.12	2.3	10
Aligerado	0.55	227	100
	0.40	91	50
	0.12	2.3	10
0.23 Toneladas metricas	0.68	454	100
	0.55	227	50
	0.29	34	10
0.45 Toneladas metricas	0.87	907	100
	0.68	454	50
	0.55	227	5
0.91 Toneladas metricas	1.10	1814	100
	0.87	907	50
	0.68	454	5
1.81 Toneladas metricas	1.37	3629	100
	1.10	1814	50
	0.87	907	5

¹ Asumiendo una gravedad específica de 2.65

² Basado en las especificaciones de AASHTO para carreteras

Fuente: Especificaciones de AASHTO para carreteras.

4.4.4 Peso específico de la roca

El peso específico de la roca depende de su densidad, éste a su vez de su composición mineralógica. El peso específico de la roca depende de su origen de formación geológica que puede ser del tipo sedimentario, ígneo o metamórfico.

El peso y volumen de la roca son parámetros importantes en el diseño de enrocados, puesto que en base a estos se determina una adecuada clasificación de la graduación de las rocas. La resistencia de la roca al movimiento bajo el agua, depende de su peso específico.

CAPITULO V

CRITERIOS DE DISEÑO DE MATERIALES PARA DEFENSAS RIBEREÑAS.

5.1 Introducción

Es importante definir los criterios de diseño para cada uno de los materiales a utilizar en los ríos de pequeña, mediana y fuerte pendiente. Para el caso de los ríos de pequeña pendiente, únicamente se encontrará arena en los banco de inundación, así como en el lecho del rio, los mismos que pueden ser bombeados como una mezcla de arena y agua (dragado), dentro de los tubos geotextiles de tal forma de contar con una estructura resistente al paso de la máxima avenida, los mismos que apilados logren contener el máximo tirante alcanzado.

En ríos de pequeña pendiente, en cuyo lecho se encuentran guijarros y cantos rodados, los mismos que pueden utilizarse para rellenar gaviones caja y colchones reno, formando así estructuras flexibles, de los cuales tiene que estudiarse sus criterios de diseño, de tal forma de contar con la velocidad critica de iniciación de movimiento del material en función al espesor del colchón reno y así contar con una estructura al pie de la Defensa Ribereña que proteja la estructura vertical de gaviones.

En ríos de fuerte pendiente se encontrarán bloques de gran tamaño, los mismos que pueden ser utilizados para formar un enrocado o riprap, para lo cual se debe estudiar los criterios de diseño que permitan dimensionar el espesor del enrocado, el área de protección de la base del enrocado en función a la profundidad de socavación, la granulometría del enrocado cuyo D50 debe poseer una velocidad critica de iniciación de movimiento mayor a la velocidad máxima del rio en épocas de avenidas, de tal forma que la estructura sea estable. También se puede considerar estructuras mixtas: enrocado – gaviones.

5.2 Estructuras para ríos de pequeña pendiente

En el caso de ríos de pequeña pendiente, donde solamente se encontrará partículas de tamaño máximo como arenas, se utilizará como protección de sus riberas tubos geotextiles, como se muestra en la Figura 5.1

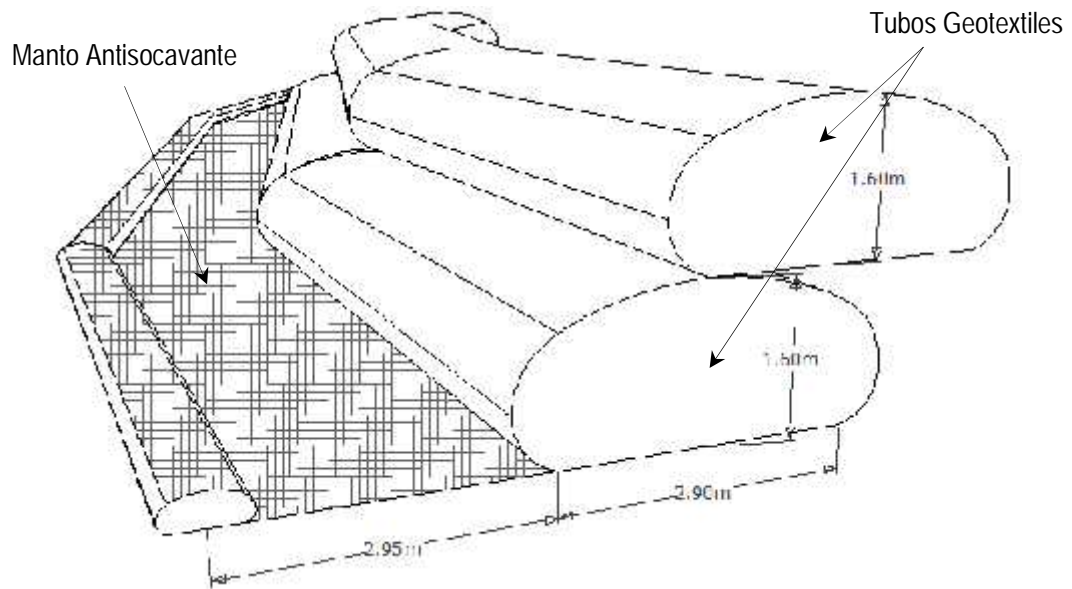


Figura 5.1: Defensa ribereña mediante tubos geotextiles

Los criterios de diseño, para el dimensionamiento de tubos geotextiles, son los que a continuación se indican:

1. Determinar en campo el peso específico de la mezcla agua más sedimentos, es decir del dragado que se realizará para llenar los tubos geotextiles.
2. Asumir la longitud del perímetro del tubo geotextil, considerando la Tabla dada por el fabricante, en la cual se encontrará valores aproximados de la forma del tubo geotextil, para realizar un primer predimensionamiento, correspondiente a: Ancho máximo (W), Ancho en contacto con la base (B), Altura del tubo geotextil (H), Tensión circunferencial (T), Presión residual en la parte superior del tubo geotextil (P_o), Presión en la parte baja del tubo geotextil (P), Perímetro del tubo geotextil (L). En la Figura 5.2, se observa las variables antes descritas.

Tabla 5.1: Dimensiones estándares de tubos geotextiles

Tipo	Circunferencia ¹ (m)	Ancho (m)	Largo ² (m)	Alto ³ (m)	Puertas de entrada	Volumén (m ³)
P18XL60	18,20	8,60	60,00	2,30	3	880,00
P18XL31	18,20	8,60	31,00	2,30	2	440,00
P13XL60	13,70	6,00	60,00	2,10	3	578,00
P13XL31	13,70	6,00	31,00	2,10	2	289,00
P13XL15	13,70	6,00	15,00	2,10	2	140,00
P09XL28	9,10	4,00	28,00	2,00	2	139,00
P09XL22	9,10	4,00	22,00	2,00 </td <td>2</td> <td>110,00</td>	2	110,00
P09XL15	9,10	4,00	15,00	2,00	2	75,00
P09XL09	9,10	4,00	9,00	2,00	1	47,00
P09XL07	9,10	4,00	7,00	2,00	1	38,00
P06XL07	6,90	2,00	7,00	1,60	1	20,00
P06XL05	6,90	2,00	5,00	1,60	1	15,00
P04XL05	4,57	1,20	5,00	1,00	1	7,50
P04XL02	4,57	1,20	2,00	1,00	1	3,00
P01XL01	-	1	1	2	1	1,00

Fuente: Especificaciones técnicas de geocontenedores-Maccaferri

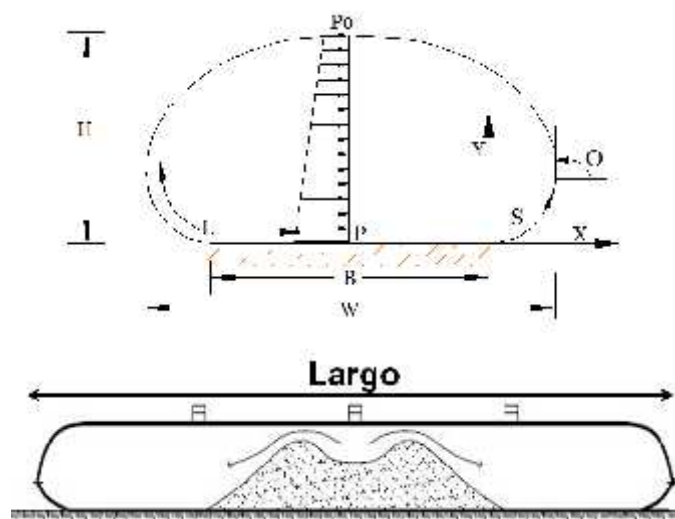


Figura 5.2: Variables utilizadas en tubos geotextiles.

3. Diseñar el tubo geotextil, teniendo en cuenta la altura de diseño (H), el peso específico del dragado, Perímetro del tubo geotextil (L), Gravedad específica de los sólidos a ser bombeados, Peso específico del lodo deshidratado, a partir del cual se determinará la presión residual de bombeo (Po), tensión circunferencial (T), Área transversal del tubo geotextil (A), presión en la base del tubo geotextil (P), Factor de Seguridad, el mismo que tendrá que ser mayor a 3.5, Altura después de la consolidación, para lo cual se utilizará el programa MacFORM 1.0, como se ve en la Figura 5.3.

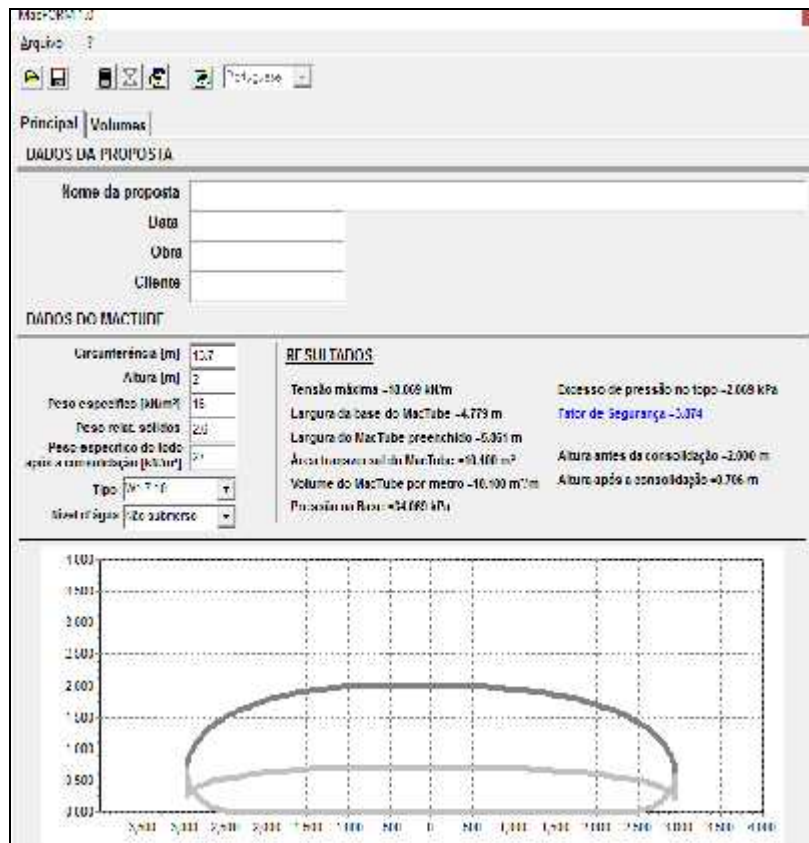


Figura 5.3: Dimensiones del tubo geotextil obtenidos con MacFORM 1.0.

- Determinar la protección al pie de la estructura mediante la instalación de un manto antisocavante o instalación de tubos geotextiles, a partir de la determinación de la profundidad de socavación, para lo cual se considerará un factor de seguridad comprendido entre 1.5 a 2.0.



Figura 5.4: Manto Antisocavante.

- Definir la altura de protección, teniendo en cuenta el apilamiento de tubos geotextiles, de tal forma que alcancen una altura superior por lo menos en 1 m mayor que el tirante máximo alcanzado cuando transita el caudal de máximas avenidas.



Figura 5.5: Apilamiento de tubos geotextiles y borde libre para contener el máximo tirante.

5.3 Estructuras para ríos de mediana pendiente

En ríos de pequeña pendiente, aprovechando la gran cantidad de guijarros y cantos rodados, se puede utilizar gaviones y colchones reno, que son estructuras que al ser rellenas con piedras del río forman una estructura flexible, como se muestra en la Figura 5.6.

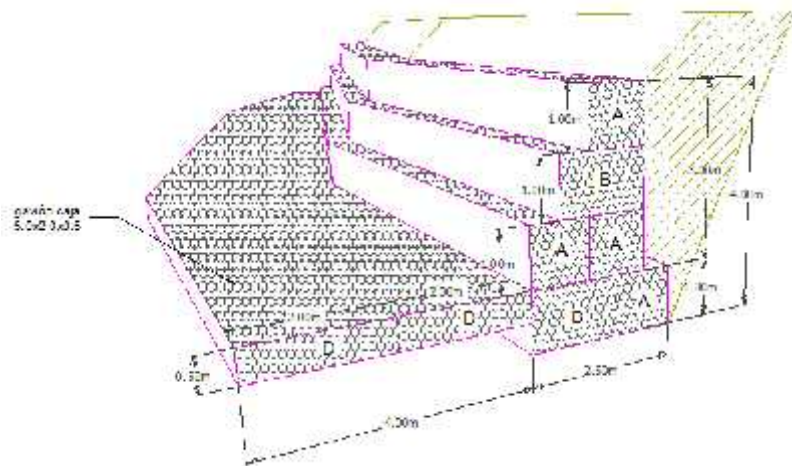


Figura 5.6: Estructura mediante gaviones caja y colchones reno.

Para el dimensionamiento de este tipo de estructura flexible, mediante gaviones caja y colchones reno, se seguirá los siguientes criterios de diseño para el dimensionamiento del colchón reno, que representa el elemento más importante de la Defensa Ribereña:

1. Dimensionar el espesor del colchón reno, teniendo en cuenta dos criterios: Velocidad crítica de iniciación de movimiento del material en función a su espesor (Tabla 5.2).

A partir de esta tabla, elegir el espesor del colchón reno, teniendo en cuenta la velocidad máxima en el canal principal del río en estudio.

Tabla 5.2: Velocidad crítica y velocidad límite para gaviones y colchones reno

Tipo	Espesor [m]	Piedras de relleno		Velocidad crítica [m/s]	Velocidad límite [m/s]
		Dimensiones [mm]	d ₅₀ [m]		
Colchón Reno®	0,17	70 a 100	0,085	3,5	4,2
		70 a 150	0,110	3,8	4,5
	0,23	70 a 100	0,085	3,7	4,5
		70 a 150	0,110	4,1	4,9
	0,30	70 a 120	0,100	4,0	4,7
		100 a 150	0,125	4,3	5,0
Gavión caja	0,50	100 a 200	0,150	4,9	5,8
		120 a 250	0,190	5,5	6,4

Fuente: Manual de diseño con gaviones - Maccaferri

De igual forma se puede utilizar el esfuerzo de corte crítico de iniciación de movimiento en función a su espesor (Tabla 5.3), a partir del cual se dimensionará el colchón reno, teniendo en cuenta el esfuerzo de corte máximo registrado en el tramo del río en estudio.

Tabla 5.3: Esfuerzo de corte crítico para gaviones y colchones reno

Tipo	Espesor [m]	Piedras de relleno		τ de arrastre		
		Dimensiones [mm]	d ₅₀ [m]	Crítica [N/m²]	Experimental [N/m²]	Máxima admisible [N/m²]
Colchón Reno®	0,17	70 a 100	0,085	136,00	155,00	163,20
		70 a 150	0,110	178,00	200,00	211,20
	0,23	70 a 100	0,085	138,00	155,00	163,20
		70 a 150	0,110	178,00	200,00	211,20
	0,30	70 a 120	0,100	160,00	175,00	192,00
		100 a 150	0,125	200,00	230,00	240,00
Gavión caja	0,50	100 a 200	0,150	240,00	280,00	288,00
		120 a 250	0,190	304,00	370,00	364,80

Fuente: Manual de diseño con gaviones - Maccaferri

2. Debido a las velocidades registradas en un río, el colchón reno puede deformarse, como se muestra en la Figura 5.7.

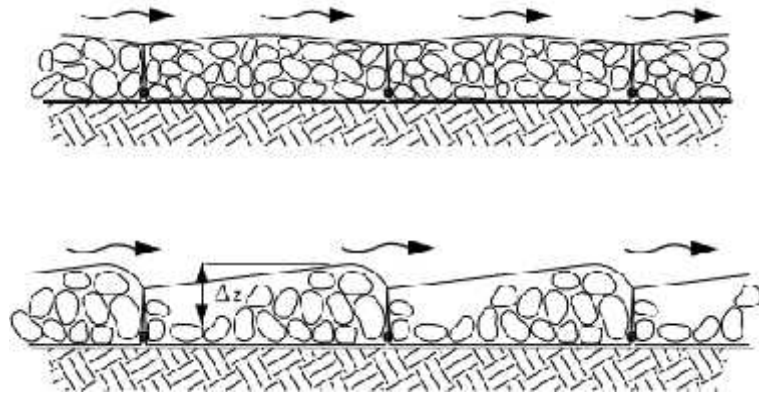


Figura 5.7: Esquema del movimiento de las piedras en el interior de colchones reno.

Es necesario verificar las deformaciones en el colchón reno a través de la siguiente ecuación:

$$\frac{\Delta z}{d_m} \leq \left(\frac{t}{d_m} - 1 \right) \quad (5.1)$$

Donde:

d_m : Diámetro medio de las partículas que forman parte del colchón reno (m).

t : Espesor del colchón reno.

3. Determinar la velocidad debajo del colchón reno, a través de la siguiente ecuación:

$$v_b = \frac{1}{n_f} \left(\frac{d_m}{2} \right)^{2/3} i^{1/2} \quad (5.2)$$

Donde:

v_b : Velocidad en las interfaces colchón reno, fondo (m/s).

n_f : Coeficiente de rugosidad del fondo.

d_m : Diámetro medio de las partículas que forman parte del colchón reno (m).

i : Pendiente del fondo del lecho del río.

La velocidad V_b debe ser menor que la velocidad crítica de iniciación de movimiento V_c , del fondo, de tal forma que el suelo sea estable, caso contrario debe utilizarse un filtro de grava o un geotextil no tejido.

$$V_c = 10,1 \cdot d_m^{1/2} \quad (5.3)$$

(5.3)

Para que sea estable el fondo del colchon reno, se debe cumplir que $V_b < V_c$.

5.4 Estructuras para ríos de fuerte pendiente

En ríos de fuerte pendiente se puede instalar dos tipos de estructuras, solamente enrocado o mixto: enrocado – gaviones, como se muestra en la Figura 5.8

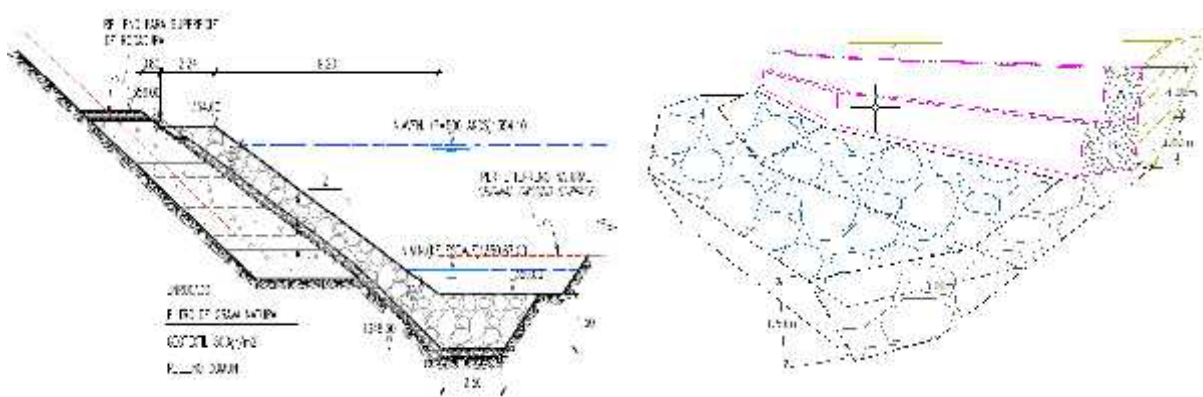


Figura 5.8: Estructura mediante enrocado y enrocado - gavión.

Para el dimensionamiento del riprap o enrocado, se seguirá los siguientes criterios de diseño:

1. Determinar el D50, de las rocas que formarán parte del enrocado o riprap, a partir de las siguientes formulaciones numéricas:

METODO DEL HEC-11

Se considera la siguiente formulación numérica:

$$D_{50} = \frac{0.00594V^3}{(Y^{0.5}K_1^{1.5})} \quad (5.4)$$

Dónde:

D50: Tamaño medio del enrocado (m).

V: Velocidad (m/s).

Y: Tirante (m).

K1: Factor de corrección.

$$K_1 = \left[1 - \frac{\text{sen}^2 \theta}{\text{sen}^2 \phi} \right]^{0.5} \quad (5.5)$$

Dónde:

θ : Angulo del banco con la horizontal.

ϕ : Angulo de reposo del enrocado.

Se debe ajustar el D50, a partir de dos coeficientes de seguridad:

$$C_{sg} = \frac{2.12}{(S_s - 1)^{1.5}} \quad (5.6)$$

Donde:

Ss: Gravedad específica de la roca.

$$C_{sf} = \left(\frac{SF}{1.2} \right)^{1.5} \quad (5.7)$$

SF: Factor de seguridad obtenido a partir de la Tabla 5.4.

Estos coeficientes de seguridad se unen finalmente para formar el Coeficiente de corrección del D50:

$$C = C_{sg} * C_{sf} \quad (5.8)$$

Tabla 5.4: Pautas para la selección de los Factores de Seguridad.

Condición	Rango del Factor de Estabilidad SF
Flujo Uniforme; Tramo recto o medianamente curvo (radio de la curva/ancho del canal > 30); El impacto de la acción de ondas y escombros flotantes es mínimo; Poco o ninguna incertidumbre en la determinación de los parámetros de diseño.	1.0 – 1.2
Flujo gradualmente variado; Curvatura moderada (30 > radio de la curva/ancho del canal > 10); Impacto de ondas o escombros flotantes moderado.	1.3 – 1.6
Aproximación de flujo rápidamente variado; Curvatura cerrada (10 > radio de la curva/ancho del canal); Impacto potencial significativo de escombros flotantes y/o hielo; Vientos significativos y/o ondas generadas por botes (0.30 – 0.61 m); Flujo de alta turbulencia; Incertidumbre significativa en la determinación de los parámetros de diseño.	1.6 – 2.0

Fuente: HEC-11. Federal highway of administration 1989

METODO DE PILARCZYK.

$$D_{50} = \frac{\phi}{\Delta} \frac{0.035}{\psi_{cr}} K_T K_h K_s^{-1} \frac{V^2}{2g} \quad (5.9)$$

Dónde:

D_{50} : Diámetro medio de la protección (m).

ϕ : Factor de corrección de la estabilidad.

Δ : Densidad relativa del revestimiento.

ψ_{cr} : Factor de estabilidad.

V : Velocidad media local del flujo (m/s).

K_T : Factor de turbulencia.

$K_T = 1.0$ para una turbulencia normal en ríos.

$K_T = 1.50 - 2.00$ para zonas de alta turbulencia.

K_h : Factor de profundidad.

En zonas de alta turbulencia es probable que el perfil de velocidad no se desarrolle totalmente y por lo tanto se sugiere el uso de la siguiente ecuación:

$$K_h = \left(\frac{D_{50}}{y}\right)^{0.20}, \text{ siendo } y: \text{tirante del flujo.} \quad (5.10)$$

K_s : Factor de talud.

Se define como el producto de un término de cara de talud (K_d) y un talud longitudinal K_l .

$$K_s = K_d \cdot K_l \quad (5.11)$$

Con:

$$K_d = \cos\alpha \sqrt{\left[1 - \left(\frac{\operatorname{tg}\alpha}{\operatorname{tg}\phi}\right)^2\right]} \quad (5.12)$$

$$K_l = \frac{\operatorname{sen}(\phi - \beta)}{\operatorname{sen}\phi} \quad (5.13)$$

Dónde:

α : Talud de la orilla.

ϕ : Angulo de rozamiento interno.

β : Angulo del perfil longitudinal del canal con la horizontal.

METODO DE SIMONS Y SENTURK.

Este método considera que la estabilidad de una sola partícula o piedra es función de las características geométricas y sedimentológicas de la partícula en consideración.

$$SF = \frac{\cos\theta \tau_g \phi}{\eta' \tau_g \phi + \text{sen}\theta \cos\beta} \quad (5.14)$$

$$\eta = \frac{21\tau_s}{(S_s - 1)\gamma_a D_{su}} \quad (5.15)$$

$$\beta = \arctg \left[\frac{\cos\lambda}{\frac{2\text{sen}\theta}{\eta \tau_g \phi} + \text{sen}\lambda} \right] \quad (5.16)$$

$$\eta' = \eta \left[\frac{1 + \text{sen}(\lambda + \beta)}{2} \right] \quad (5.17)$$

Dónde:

τ_s : Esfuerzo cortante.

λ : Angulo que forma el vector velocidad con la horizontal, medido sobre el plano del talud.

θ : Angulo que forma el talud, con el plano horizontal.

ϕ : Angulo de fricción interna de las rocas.

2. Seleccionar el espesor del enrocado en el talud del terraplén formado, como 2D50 o D100. La gradación de la roca se considera teniendo en cuenta la Tabla 5.5.

Tabla 5.5: Límites de gradación de rocas del enrocado.

Rango de tamaño de rocas (m)	Rango de peso de rocas (Kg)	Porcentaje de gradación más pequeño que
1.5 D50 a 1.7 D50	3.0 W50 a 5.0 W50	100
1.2 D50 a 1.4 D50	2.0 W50 a 2.75 W50	85
1.0 D50 a 1.4 D50	1.0 W50 a 1.5 W50	50
0.4 D50 a 0.6 D50	0.1 W50 a 0.2 W50	15

Fuente: Elaboración propia

- Definir la extensión de protección longitudinal, en tramos en curva, teniendo en cuenta la Figura 5.9.

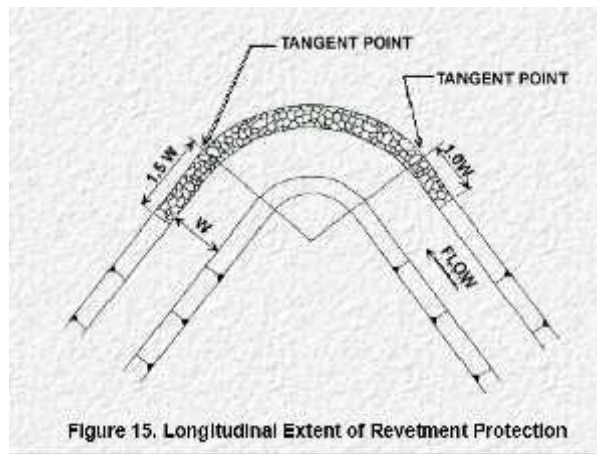


Figura 5.9: Extensión longitudinal de protección con enrocado.

- Definir la extensión de protección vertical, teniendo en cuenta la determinación de la profundidad de socavación, así como la siguiente ecuación:

$$Rq = ds(\text{sen}\theta)^{-1}(T)(1.5) \quad (5.18)$$

Dónde:

Rq: Cantidad de enrocado requerido (pie²).

ds: Socavación total (pies).

θ : Angulo del banco con la horizontal.

T: Espesor de la capa de enrocado (pies).

- Para diseñar el filtro, se debe tener en cuenta la interface enrocado – suelo, a partir de la siguiente ecuación:

$$\frac{D_{15}[\text{coarser layer}]}{D_{85}[\text{Finer Layer}]} < 5 < \frac{D_{15}[\text{coarser layer}]}{D_{15}[\text{finer layer}]} < 40 \quad (5.19)$$

Dónde, capa mas gruesa sería considerada a la granulometria del enrocado y capa mas fina a la granulometria del suelo.

CAPITULO VI

APLICACIONES DE DISEÑO DE DEFENSAS RIBEREÑAS PARA DIFERENTES PENDIENTES

6.1 Introducción.

En este capítulo se desarrolla el análisis de simulación hidráulica, correspondiente a pendientes de ríos de pequeña, mediana y fuerte pendiente, teniendo en cuenta el capítulo II, en el que se ha considerado los aspectos hidráulicos para interpretar adecuadamente los resultados en este capítulo, en lo que respecta a comportamiento de flujo subcrítico para ríos de pequeña pendiente y flujo supercrítico para ríos de mediana y fuerte pendiente. Así mismo se tomará en cuenta los materiales a considerar tales como tubos geotextiles para ríos de pequeña pendiente y sus criterios de diseño, teniendo en cuenta la aplicación práctica al río Tumbes - Tumbes. En el caso de ríos de pequeña pendiente, cuya aplicación práctica se desarrolla en el río Rímac - Lima, entre el puente Girasoles y el puente Ñaña, para el cual se toma en cuenta los criterios de diseño de cajas de gaviones y gaviones tipo colchón, este último debe poseer una velocidad crítica de iniciación de movimiento superior a la del río en épocas de máximas avenidas. Finalmente, en casos de ríos de fuerte pendiente, con aplicación al río Callayuc - Cajamarca, se recomienda revestir los bancos y fondo del lecho del río con enrocado, teniendo en cuenta que el diámetro de las rocas a determinar mediante formulaciones descritas en el capítulo correspondiente a criterios de diseño.

6.2 Ríos de pequeña pendiente

6.2.1 Río Tumbes-Tumbes

6.2.1.1 Introducción

Todos los años el río Tumbes, ocasiona problemas de inundación a terrenos agrícolas asentados en ambas márgenes, razón por la cual es necesaria la instalación de una defensa ribereña que permita contener la máxima avenida, mediante la instalación de tubos geotextiles, y así de esta manera evitar que se pierdan terrenos agrícolas en explotación.

Se ha previsto la instalacion de tubos geotextiles en el tramo comprendido entre 2.00 Km aguas abajo del puente Panamericano Tumbes, que cruza el rio Tumbes, hasta 1.78 Km aguas abajo, teniendo en cuenta la instalacion intermitente de estructuras de tubos geotextiles con una longitud de 150 m, espaciadas cada 100 m.

Se realizará la simulacion hidraulica a traves del programa HEC-RAS, para determinar las características hidraulicas de cada una de las secciones transversales, teniendo en cuenta las características más importantes, que permitan determinar tirante, velocidad, ancho del espejo de la superficie libre de agua, cuando se transita el caudal de maximas avenidas de 1800 m³/s, que permitan diseñar la altura de la estructura de proteccion, comparar el esfuerzo cortante que genera el rio con respecto a la resistencia del geotextil tejido de alta tenacidad, determinar tambien la profundidad de socavacion, para definir la longitud de proteccion al pie de la estructura.

6.2.1.2 Objetivo General

Diseñar la estructura de proteccion en ambas margenes del rio Tumbes, para evitar la inundacion de terrenos agricolas, mediante la instalacion de tubos geotextiles, teniendo en cuenta el transito del caudal de maximas avenidas de diseño de 1800 m³/s.

6.2.1.3 Objetivos Secundarios

- J Determinar la forma geometrica del tubo geotextil, en función al peso especifico del material a bombear (dragado del rio Tumbes) y la altura del diseño del tubo geotextil.
- J Determinar la tensión en el geotextil (esfuerzo circunferencial), de tal forma que posea un factor de seguridad, con respecto al dado por el fabricante de 4.0.
- J Determinar la presión residual de bombeo de incorporacion de lodo liquido (dragado del rio Tumbes).

- J) Determinar las características hidráulicas, cuando se transita el caudal de máximas avenidas de diseño, que permitan definir la altura de la defensa ribereña.

6.2.1.4 Antecedentes

Para el desarrollo del dimensionamiento de la defensa ribereña, se cuenta con el levantamiento topográfico, a partir del cual se han determinado las secciones transversales en cada una de las cuales, se determinará las características hidráulicas de diseño.

En la Figura 6.1, se tiene el tramo de estudio, obtenido del Google Earth.

Se han proyectado aguas arriba de la zona de estudio la ejecución de una defensa ribereña, mediante geoceldas, las mismas que han fallado, razón por la cual se opta por la instalación de tubos geotextiles, debido a que el río Tumbes, es un río de pequeña pendiente, el mismo que tiene en sus playas arena, los mismos que junto con el agua del río pueden ser directamente bombeadas a los tubos geotextiles y generar una protección segura en el tiempo.

En la Figura 6.2 y 6.3, se muestra la defensa ribereña mediante geoceldas que previa a su culminación, hay zonas de rotura del material, lo cual lo hace vulnerable e inestable al paso de la máxima avenida en el río Tumbes,



Figura 6.1: Ubicación de la defensa ribereña en ambas margenes del río Tumbes.



Figura 6.2: Ubicación de zonas de rotura de la geocelda en talud del rio Tumbes.



Figura 6.3: Zonas de rotura de geocelda.

6.2.1.5 Diseño Hidráulico

6.2.1.5.1 Tránsito Hidráulico

Se ha realizado el tránsito hidráulico a través de las 90 secciones transversales, distantes unas a otras 20 m, a partir del caudal de diseño de 1800 m³/s. Las secciones transversales ingresadas

al programa HEC-RAS, se muestra en la Figura 6.4, en el que también se ha incluido los coeficientes de rugosidad de Manning igual a 0.028, por tratarse de un lecho arenoso.

A partir del tránsito se ha determinado las características hidráulicas de diseño, como velocidad, esfuerzo cortante, tirante sobre la línea del thalweg, área hidráulica, entre otros, que permitirán realizar el diseño de la protección del terraplén, obtenidas a partir de una simulación de flujo permanente unidimensional gradualmente variado.

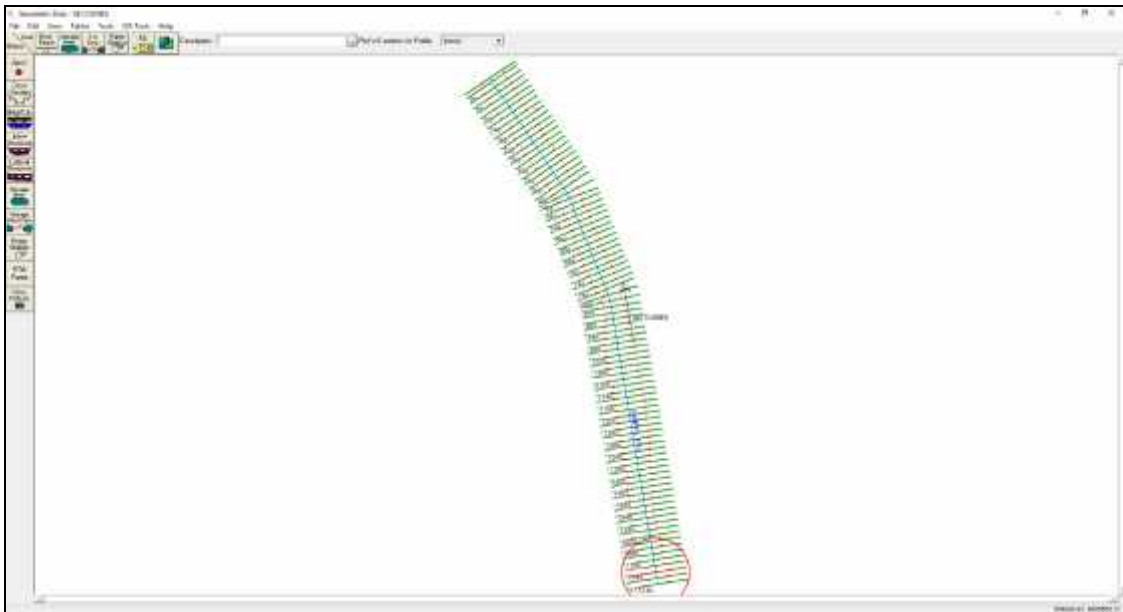


Figura 6.4: Distribución en planta de secciones transversales.

Las condiciones de borde consideradas para la simulación corresponden a tirante normal aguas arriba en la primera sección y aguas abajo, en la última sección, asumiendo que se presenta un flujo subcrítico, considerando que la pendiente promedio del tramo en estudio es de 0.008.

El perfil de la superficie libre de agua, se muestra en la Figura 6.5, donde se puede observar que el tirante de flujo gradualmente variado es mayor que el tirante crítico, lo cual demuestra que en el tramo de estudio se presenta un flujo subcrítico.

En la Tabla 6.1, se muestran las características hidráulicas del tramo de estudio, obtenidas a través del programa HEC-RAS v. 4.1, mediante una simulación de flujo permanente gradualmente variado unidimensional.

En esta Tabla, se pueden observar el tirante máximo alcanzado, la velocidad máxima generada, el área hidráulica, el ancho del espejo de la superficie libre de agua, el esfuerzo cortante en el banco de inundación derecho e izquierdo y el número de Froude.

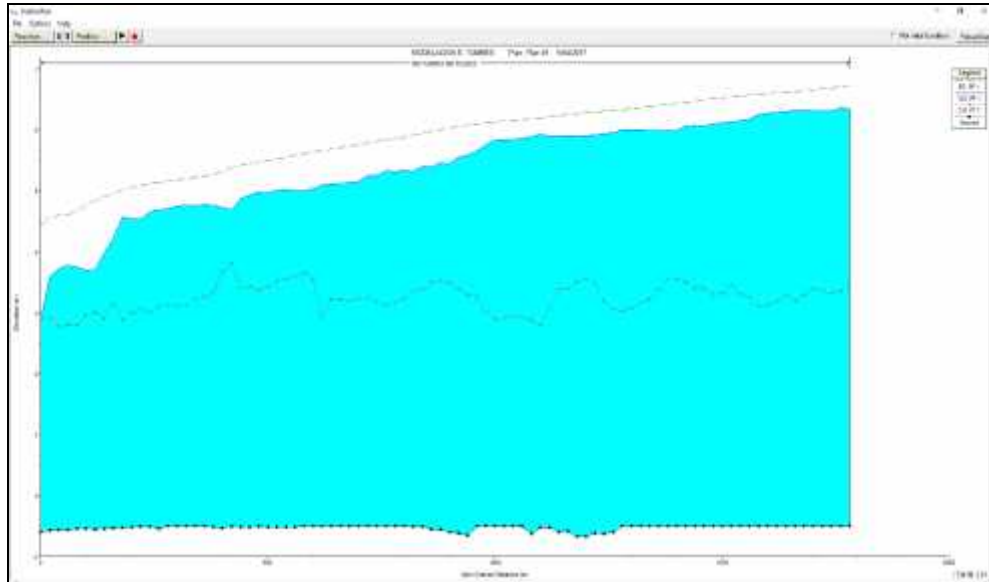


Figura 6.5: Perfil de superficie libre de agua en el río Tumbes.

Tabla 6.1: Características hidráulicas del tramo de estudio.

Sección	Q (m ³ /S)	Y (m)	V (m/s)	A (m ²)	W (m)	Esf. Cort. (N/m ²)	Esf. Cort. (N/m ²)	# F
1773.55	1800	6.85	2.4	751.06	200	11.45	9.02	0.37
1760	1800	6.85	2.34	769.84	200	10.8	8.23	0.35
1740	1800	6.81	2.48	726.92	182.24	11.51	7.78	0.36
1720	1800	6.81	2.41	747.09	200	10.65	6.55	0.36
1700	1800	6.81	2.38	757.46	200	10.27	7.52	0.36
1680	1800	6.82	2.28	788.57	200	9.12	8.09	0.34
1660	1800	6.82	2.24	803.61	200	8.32	7.01	0.33
1640	1800	6.8	2.27	791.29	200	9.47	7.69	0.34
1620	1800	6.79	2.27	793.97	200	8.61	6.79	0.33
1600	1800	6.78	2.27	791.83	200	8.93	6.75	0.33
1580	1800	6.76	2.29	787.1	200	9.46	7.28	0.34
1560	1800	6.67	2.49	722.95	200	11.52	7.58	0.38
1540	1800	6.66	2.5	721.28	200	11.07	8.02	0.38
1520	1800	6.62	2.54	708.82	200	12.67	9.08	0.39
1500	1800	6.62	2.53	712.77	200	13.16	7.38	0.39

1480	1800	6.61	2.49	722.08	200	10	8.36	0.38
1460	1800	6.55	2.68	670.54	169.15	13.64	9.83	0.4
1440	1800	6.58	2.47	729.13	200	11.53	9.32	0.38
1420	1800	6.56	2.49	724.34	200	13.71	9.38	0.39
1400	1800	6.49	2.62	687.95	200	12.96	9.46	0.41
1380	1800	6.49	2.61	689.72	200	12.55	8.82	0.4
1360	1800	6.5	2.51	717.09	200	11.04	8.21	0.38
1340	1800	6.5	2.46	731.57	200	11.23	6.37	0.37
1320	1800	6.51	2.39	754.24	200	11.23	6.51	0.36
1300	1800	6.51	2.35	767.41	200	10.43	5.75	0.35
1280	1800	6.51	2.29	785.84	200	10.55	6.47	0.34
1260	1800	6.55	2.42	744.32	200	10.49	6.32	0.36
1240	1800	6.57	2.43	740.52	200	11.08	6.51	0.36
1220	1800	6.54	2.49	722.29	200	14.29	7.99	0.39
1200	1800	6.58	2.49	722.48	200	14.6	7.91	0.39
1180	1800	6.58	2.46	731.17	200	14.55	8.36	0.38
1160	1800	6.49	2.37	758.73	200	13.95	8.39	0.37
1140	1800	6.5	2.37	760.88	200	13.22	7.52	0.36
1120	1800	6.43	2.33	773.6	176.72	13.39	9.95	0.34
1100	1800	6.46	2.09	863.28	200	8.39	8.11	0.31
1080	1800	6.52	2.18	825.07	200	8.74	8.55	0.32
1060	1800	6.37	2.24	803.8	200	8.08	9.29	0.33
1040	1800	6.37	2.22	811.05	200	10.15	8.92	0.33
1020	1800	6.34	2.23	806.27	200	8.25	9.29	0.33
1000	1800	6.33	2.25	801.52	200	8.33	9.01	0.33
980	1800	6.26	2.41	746.4	200	9.07	8.65	0.36
960	1800	6.16	2.62	686.02	200	11.21	10.54	0.41
940	1800	6.25	2.75	653.65	200	10.56	11.15	0.43
920	1800	6.17	2.78	647.14	200	12.61	13.48	0.45
900	1800	6.05	2.96	608.93	200	11.17	17.6	0.48
880	1800	6.02	2.85	631.13	200	11.54	19.6	0.47
860	1800	5.95	2.94	611.39	200	14.26	19.62	0.49
840	1800	5.91	2.85	632.11	200	13.21	18.18	0.47
820	1800	5.82	3.1	580.32	162.45	15.84	18.35	0.49
800	1800	5.85	2.88	624.36	200	9.37	15.53	0.46

780	1800	5.82	2.87	626.74	200	10.23	14.65	0.46
760	1800	5.83	2.8	643.5	200	8.84	13.76	0.44
740	1800	5.76	2.92	615.71	200	9.63	13.18	0.46
720	1800	5.76	2.85	630.98	200	10.2	13.69	0.45
700	1800	5.65	3.05	589.83	200	11.78	10.66	0.49
680	1800	5.63	3.05	589.8	200	10.48	12.01	0.49
660	1800	5.63	2.99	601.4	200	9.43	15.91	0.48
640	1800	5.61	2.97	605.39	200	9.61	15.29	0.48
620	1800	5.6	2.96	608.64	200	9.35	20.1	0.48
600	1800	5.53	3.06	589.12	200	9.28	23.41	0.51
580	1800	5.52	3.04	592.69	200	9.9	25.63	0.51
560	1800	5.53	3	599.46	200	7.48	23.96	0.49
540	1800	5.54	2.88	625.04	200	9.05	23.27	0.47
520	1800	5.54	2.86	629.11	200	7.91	24.41	0.47
500	1800	5.49	2.91	619.01	200	10.25	22.57	0.48
480	1800	5.49	2.78	647.94	200	10.27	22.33	0.46
460	1800	5.45	2.86	629.45	200	10.17	23.38	0.48
440	1800	5.4	2.94	613.01	200	10.66	23.81	0.49
420	1800	5.2	3.33	541	200	12.96	34.35	0.59
400	1800	5.27	3.09	581.59	200	13.02	30.55	0.54
380	1800	5.29	2.84	634.84	200	10.22	21.91	0.47
360	1800	5.28	2.74	656.76	200	10.12	21.11	0.45
340	1800	5.26	2.74	657.18	200	9.9	21.19	0.45
320	1800	5.26	2.68	672.67	200	9.11	21.51	0.44
300	1800	5.25	2.68	672.33	200	9.06	21.3	0.44
280	1800	5.2	2.74	657.78	200	9.81	22.31	0.45
260	1800	5.24	2.73	659.89	200	9.07	20.94	0.45
240	1800	5.16	2.77	648.98	200	9.05	20.97	0.46
220	1800	5.04	3	599.87	200	9.7	20.63	0.5
200	1800	5.06	2.94	611.52	200	5.83	23.48	0.48
180	1800	5.11	2.79	645.64	165.6	10.73	26.78	0.44
160	1800	4.75	3.45	521.44	200	8.45	27.38	0.6
140	1800	4.53	3.78	476.06	200	18.46	16.35	0.67
120	1800	4.27	4.37	411.57	187.75	18.46	13.29	0.76
100	1800	4.25	4.25	423.26	158.71	22.58	23.2	0.74

80	1800	4.3	3.9	461.96	200	13.97	12.18	0.67
60	1800	4.35	3.81	471.93	145.26	24.08	17.3	0.63
40	1800	4.28	3.79	475.24	200	21.62	11.01	0.67
20	1800	4.17	3.88	464.05	200	24.27	19.67	0.71
0	1800	3.48	5.28	340.94	122.26	57.38	67.84	0.98

Fuente: Elaboración propia

Como se va a instalar los tubos geotextiles en ambas margenes del rio Tumbes, se tienen esfuerzos cortantes como promedio iguales a 12 N/m² en la margen derecha y 15 N/m² en la izquierda, los mismos que deben compararse con la resistencia del geotextil tejido.

6.2.1.5.2 Dimensionamiento de la defensa riverena

6.2.1.5.2.1 Proteccion mediante tubos geotextiles

A continuacion se dimensionará el tubo geotextil, como defensa ribereña en ambas margenes del rio Tumbes, para lo cual se utilizará una longitud de la circunferencia igual a 9.10 m y el largo de 15 m. El dimensionamiento se realizará teniendo en cuenta la verificacion de la tension circunferencial, asi como se determinará las dimensiones del Tubo Geotextil y la presion residual de diseño en su parte superior.

El analisis se realizará con un Tubo Geotextil, que tiene una resistencia transversal igual a 70.1 KN/m, el mismo que comparado con la tension generada en la tela del Tubo Geotextil, cuando se bombea el lodo liquido (dragado del rio Tumbes), debe poseer un FS igual o mayor a 4.

Los tubos geotextiles pueden apilarse, de tal forma que generen una altura aceptable, para que asi contenga el tirante de máximas avenidas, como se muestra en la Figura 6.6.



Figura 6.6: Apilamiento de tubos geotextiles.

6.2.1.5.2.2.1 Dimensiones estandares de tubos geotextiles

Las dimensiones estándares de los Tubos Geotextiles, se muestran en la Tabla 6.2, tomando en cuenta la nomenclatura de Figura 6.7.

Tabla 6.2: Dimensiones estandares de tubos geotextiles

Tipo	Circunferencia ¹ (m)	Ancho (m)	Largo ² (m)	Alto ³ (m)	Puertas de entrada	Volumén (m ³)
P18XL60	18,20	8,60	60,00	2,30	3	880,00
P18XL31	18,20	8,60	31,00	2,30	2	440,00
P13XL60	13,70	6,00	60,00	2,10	3	578,00
P13XL31	13,70	6,00	31,00	2,10	2	289,00
P13XL15	13,70	6,00	15,00	2,10	2	140,00
P09XL28	9,10	4,00	28,00	2,00	2	139,00
P09XL22	9,10	4,00	22,00	2,00	2	110,00
P09XL15	9,10	4,00	15,00	2,00	2	75,00
P09XL09	9,10	4,00	9,00	2,00	1	47,00
P09XL07	9,10	4,00	7,00	2,00	1	38,00
P06XL07	6,90	2,00	7,00	1,60	1	20,00
P06XL05	6,90	2,00	5,00	1,60	1	15,00
P04XL05	4,57	1,20	5,00	1,00	1	7,50
P04XL02	4,57	1,20	2,00	1,00	1	3,00
P01XL01	-	1	1	2	1	1,00

Fuente: Especificaciones técnicas de la línea Maccaferri

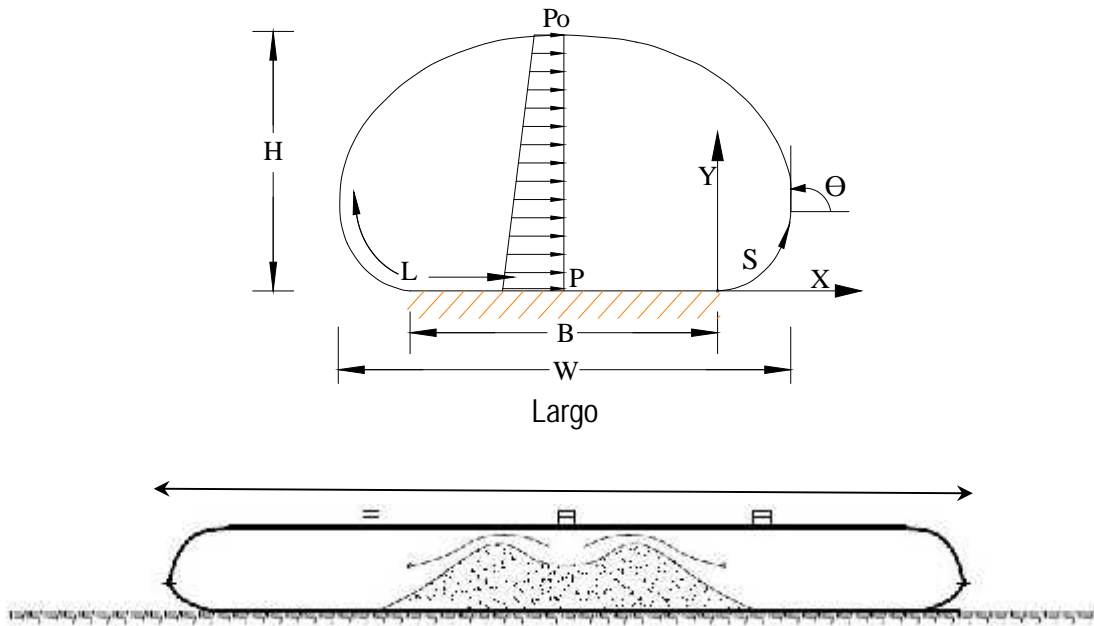


Figura 6.7: Dimensiones de los Tubos Geotextiles.

6.2.1.5.2.2 Diseño del tubo geotextil

Las características del lodo a tratar tiene las siguientes características, correspondientes al dragado del río Tumbes:

-) Densidad inicial = 14.00 KN/m³.
-) Densidad final = 24.00 KN/m³.
-) Gravedad Especifica = 2.60

Los tubos geotextiles, se diseñaron, con la ayuda del software MACFORM 1.0, el mismo que permite la determinación de sus características geométricas, la tensión máxima de diseño en el geotextil, la presión en la parte superior del tubo geotextil, así como el factor de seguridad, que resulta de la división entre la tensión dada por el fabricante y la tensión obtenida mediante cálculos.

En la Figura 6.8, se muestran los resultados, de la forma geométrica del tubo geotextil, así como su factor de seguridad igual a 7.34, valor aceptable. Así mismo la altura de diseño fue de 1.50 m.

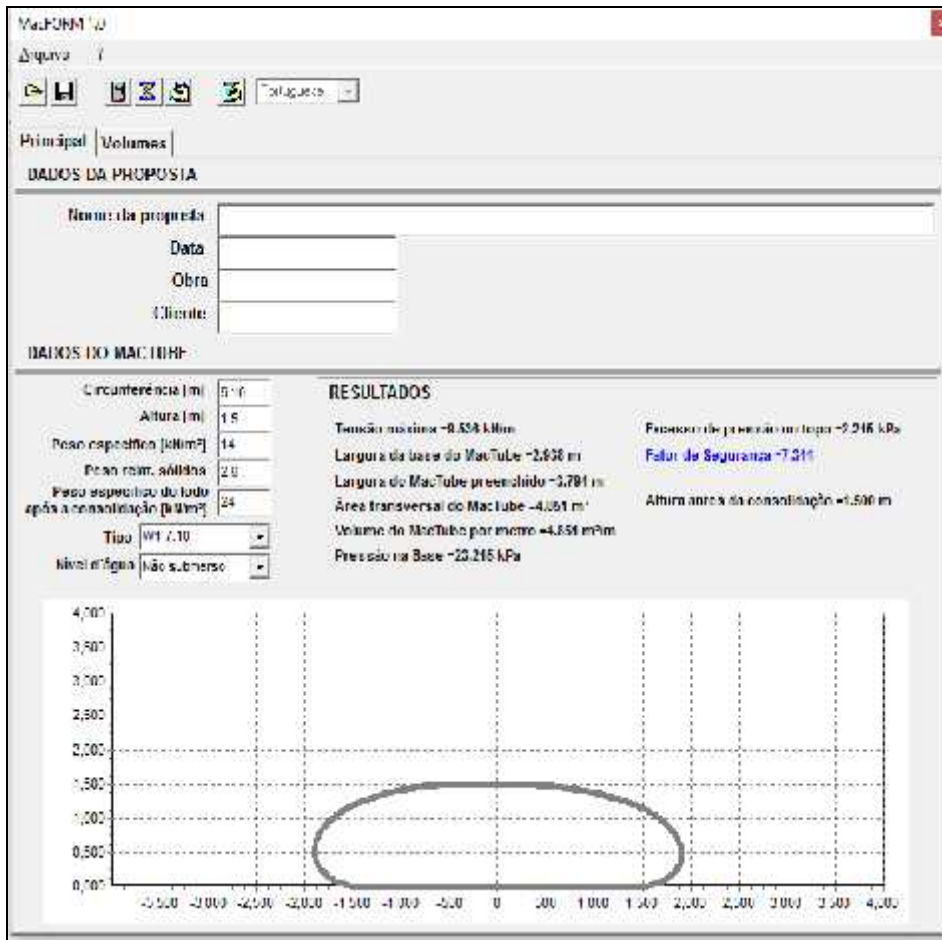


Figura 6.8: Dimensiones del Tubo Geotextil.

Para el diseño del Tubo Geotextil, se tubo en cuenta la siguiente nomenclatura, mostrada en la Figura 6.9.

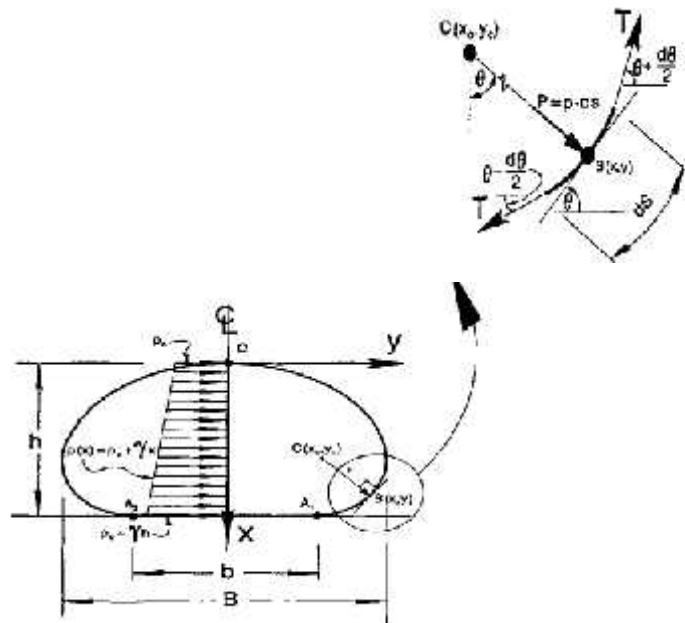


Figura 6.9: Vista de la sección transversal del tubo geotextil.

T: Esfuerzo circunferencial (KN/m).

h: Altura de diseño (m).

Po: Presion residual de bombeo en la parte superior (KPa).

b: Ancho en contacto con la base (m).

B: Ancho maximo (m).

Mediante la aplicación del programa MACFORM 1.10, se tienen los siguientes resultados, mostrados en la Tabla 6.3.

Tabla 6.3: Resultados de tensiones, geometria del Tubo Geotextil.

L (m)*	h (m)	Tmax (KN/m)	B (m)	b (m)	A (m2)	Po (KPa)	Densidad final (Tn/m3)	Volumen (m3)	Peso (Tn)
9.10	1.50	9.54	3.79	2.94	4.85	2.22	2.40	72.75	174.6

Fuente: Elaboracion propia

L: Longitud del perimetro del MacTube.

A: Area de la seccion transversal.

FS: Factor de Seguridad = $70.1/9.54 = 7.34 > 4.00$.

Luego del proceso de deshidratacion, la altura llega a un valor de 0.43 m, como se observa en la Figura 6.10.

6.2.1.5.2.2.3 Cálculo de la profundidad de socavación

A partir de la socavacion maxima generalizada, obtenida mediante la formula de Lischtván Lebediev, se determinó la longitud de La proteccion al pie de la defensa ribereña.

$$Y_s \times \frac{r Y_o^{5/3}}{0.68 S d_m^{0.28}} \frac{1}{\Gamma X} \quad (6.1)$$

Dónde:

$$x \times 0.0068 d_m^2 \quad Z 0.036 d_m \quad \Gamma 0.4283; \quad 0.05 \text{ } ^{\text{TM}} d_m \quad \Phi 2.5 \text{mm}$$

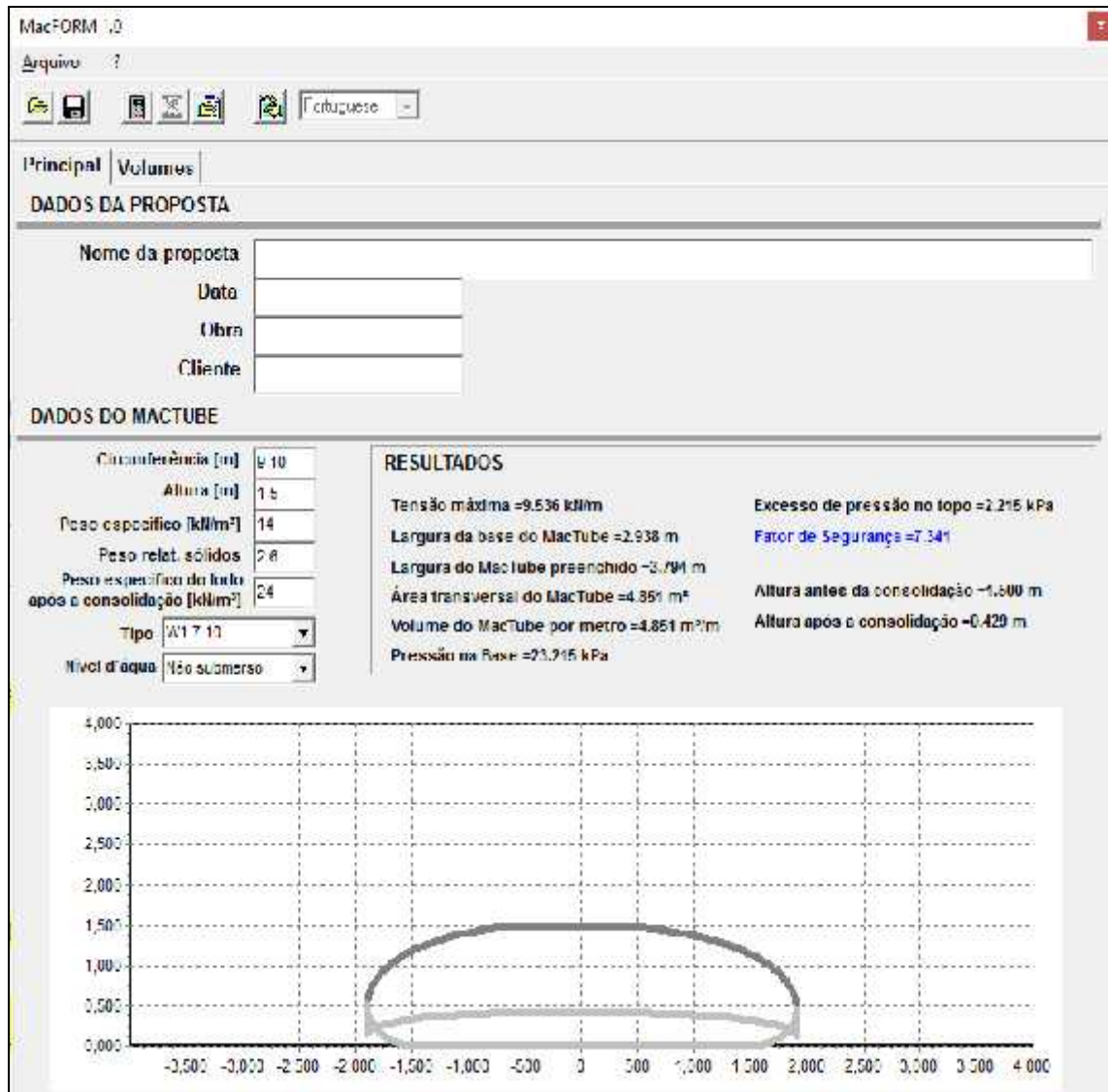


Figura 6.10: Altura de desidratación del lodo líquido dentro del Tubo Geotextil.

$$x \times 0.4101 \times 0.0298 \ln(d_m) \quad 2.50 \text{ } ^{\text{TM}}d_m \text{ } \Phi 60.0\text{mm}$$

$$x \times 10^{\text{ZZ}} d_m^2 \text{ } 2 \times 10^{\text{ZZ}} d_m \text{ } \Gamma 0.3004 \quad d_m \text{ } | \text{ } 60.0\text{mm}$$

d_m : Diámetro medio (mm) de los granos de fondo.

$$r \times \frac{Q_d}{Y_m^{5/3} B_e u} \quad (6.2)$$

Donde:

$$Y_m \times \frac{A}{B_e} \quad (\text{Tirante medio de la sección}) \quad (6.3)$$

ϕ : Coeficiente que depende de la frecuencia con que se repite la avenida en estudio, igual a 1 para el $Tr = 100$ años.

El resultado de la socavación generalizada se presenta a continuación en la Tabla 6.4, considerado únicamente la sección crítica del tramo de estudio, teniendo en cuenta el diámetro medio de la arena igual a 0.8 mm. Así mismo también se ha considerado el tirante, área hidráulica y ancho del espejo de agua.

Tabla 6.4: Resultados de socavación generalizada en seccion típica.

dm (mm)	x	Tr (años)	Punto	Q_d (m3/s)	A (m2)	B_e (m)	Y_m (m)	S	Y_0 (m)	ϕ	Y_s (m)	Socavación (m)
0.8	0.30024	100	1	1800.00	863.28	180.00	4.796	0.733	5.90	1.00	10.817	4.917
0.8	0.30024	100	2	1800.00	863.28	180.00	4.796	0.733	5.90	1.00	10.817	4.917
0.8	0.30024	100	3	1800.00	863.28	180.00	4.796	0.733	5.90	1.00	10.817	4.917
0.8	0.30024	100	4	1800.00	863.28	180.00	4.796	0.733	5.90	1.00	10.817	4.917

Fuente: Elaboracion propia

El resultado final de la socavacion generalizada es igual a 4.92 m, y considerando un factor de seguridad de 1.5, se tiene finalmente que considerarse una longitud de proteccion al pie de la defensa ribereña de 7.50 m

En la Figura 6.11: se muestra la seccion transversal de diseño de la defensa ribereña, mediante tubos geotextiles.

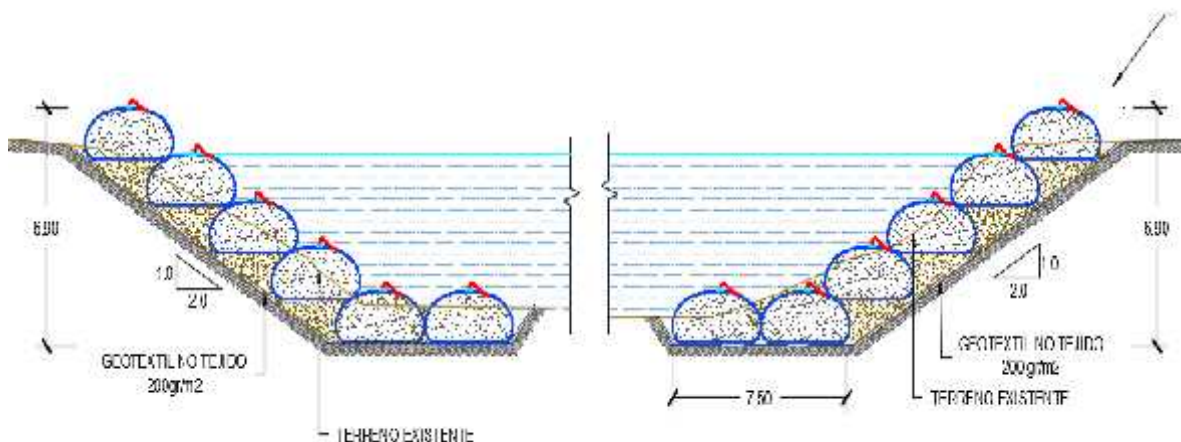


Figura 6.11: Defensa ribereña mediante tubos geotextiles.

6.3 Ríos de mediana pendiente

6.3.1 Río Rímac- Lima

6.3.1.1 Estudio Hidráulico

6.3.1.1.1 Introducción

Esta parte de la investigación permitirá determinar el perfil de la superficie libre de agua sobre la línea del thalweg, teniendo en cuenta la distribución en planta del canal principal y los bancos de inundación de planicies izquierdo y derecho, de cada una de las secciones transversales, formadas en el tramo de estudio entre 60 m aguas arriba del puente Girasoles y 100 m aguas abajo del puente Ñaña, que permitan determinar las características hidráulicas para el dimensionamiento de la defensa ribereña sobre la margen izquierda del río Rímac en el tramo mencionado líneas arriba.

Para el desarrollo del estudio hidráulico en el tramo de análisis, es necesario transitar el caudal de máximas avenidas igual a 406.31 m³/s, para un periodo de retorno de 100 años, obtenido en la etapa hidrológica, a partir del cual se obtendrá las características hidráulicas en cada una de las 200 secciones transversales perpendiculares a la línea del thalweg, considerando para ello tres coeficientes de rugosidad de Manning: canal principal y bancos de inundación izquierdo y derecho. Estos coeficientes de rugosidad serán obtenidos teniendo en cuenta la granulometría existente en cada una de las tres zonas, los mismos que nos permitirán encontrar la altura del nivel de agua alcanzado, así como las velocidades, para realizar un predimensionamiento de la estructura hidráulica a instalar, como protección del Boulevard a instalarse en la margen izquierda del río Rímac entre el puente Girasoles y el puente Ñaña, a partir de un análisis de flujo permanente gradualmente variado unidimensional.

Para el diseño se utilizará las velocidades encontradas en el canal principal, cuando se instale la defensa ribereña, teniendo en cuenta la reducción de la sección transversal.

Finalmente, para la realización de esta etapa se utilizará el programa HEC RAS v. 4.1, a nivel de flujo permanente gradualmente variado unidimensional, a partir del cual, se determinará las características hidráulicas de diseño.

6.3.1.1.2 Determinación de los coeficientes de rugosidad de Manning en secciones transversales.

La determinación de los coeficientes de rugosidad de Manning es una etapa muy importante en todo estudio Hidráulico, debido a que a partir de este número, se podrá definir la altura a la cual llega la superficie de agua, luego de transitar el caudal de máximas avenidas de diseño, presentándose en el tramo en estudio una gran variabilidad de rugosidades, teniendo en cuenta que el lecho del río Rímac, en el tramo de estudio, se encuentra acorazado.

Los coeficientes de rugosidad de Manning fueron determinados teniendo en cuenta la granulometría inherente en cada una de las tres zonas, en las cuales se ha dividido cada una de las 201 secciones transversales inmersas dentro del tramo de estudio. Se ha realizado mediciones de partículas existentes en el canal principal y ambos bancos de inundación del río Rímac, dentro del tramo de estudio, en diferentes progresivas, cuyo diámetro máximo corresponde a 24 plg, considerando un $D_{50} = 8$ plg, como se observa en la Figura 6.12.



Figura 6.12: Guijarros en canal principal y banco de inundación izquierdo.

Para el cálculo del coeficiente de rugosidad de Manning, se ha utilizado la formulación matemática propuesta por ABT S.R. (1987), (Roughness of loose rock RIPRAP on steep slopes - Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 124 N° 2), la misma que se describe a continuación:

$$n = 0.0456(D_{50}S)^{0.159}, \text{ límite de aplicación: } 0.01 < S \leq 0.20 \quad (6.4)$$

Dónde:

S_0 : Pendiente del río.

D_{50} : Diámetro medio de las partículas del fondo del lecho (plg).

La pendiente promedio del río Rímac, en el tramo en estudio es igual a 1.80% y los diámetros D50, varían de acuerdo a la granulometría propia de cada una de las secciones transversales encontradas en el tramo en estudio, inclusive en algunas se presenta enrocado (mayormente en la margen derecha) y árboles, variando el coeficiente de rugosidad de Manning.

Aplicando la fórmula de Abt, para diferentes tramos, según la granulometría existente en las secciones transversales, se obtienen los coeficientes de rugosidad de Manning, como se muestra en la Tabla 6.5, para el caso sin defensa ribereña.

Tabla 6.5: Coeficientes de rugosidad de Manning para el caso sin defensa ribereña.

Progresiva	Coeficientes de rugosidad de Manning		
	BII	Canal principal	BID
0+000 @ 0+300	Desmonte n = 0.032	Gujarros grandes D50 = 10" n = 0.035	Escombros D50 = 0.40 m y desmorte n = 0.037
0+300 @ 0+600	Árboles dispersos n = 0.035	Gujarros grandes D50 = 10" n = 0.035	Escombros D50 = 0.40 m y desmorte n = 0.037
0+600 @ 0+920	Roca D50 = 0.80 m y desmorte n = 0.042	Gujarros grandes D50 = 10" n = 0.035	Enrocado D50 = 1.50 m. n = 0.046
0+920 @ 1+300	Roca D50 = 6", árboles n = 0.035	Gujarros grandes D50 = 10" n = 0.035	Enrocado D50 = 1.50 m n = 0.046

1+300 @ 1+760	Roca D50 = 6", árboles n = 0.035	Guijarros grandes D50 = 10" n = 0.035	Guijarros grandes D50 = 8" n = 0.034
1+760 @ 2+400	Desmonte n = 0.032	Guijarros grandes D50 = 10" n = 0.035	Guijarros grandes D50 = 8" n = 0.034
2+400 @ 3+200	Desmonte n = 0.032	Guijarros grandes D50 = 10" n = 0.035	Guijarros grandes D50 = 8" n = 0.034
3+200 @ 4+000	Desmonte n = 0.032	Guijarros grandes D50 = 10" n = 0.035	Guijarros grandes D50 = 8" n = 0.034

BII: Banco de inundación izquierda; BID: Banco de inundación derecha. Desmonte: Observar fotografías que describen este material.

Fuente: Elaboración propia

NOTA: Los coeficientes de rugosidad de Manning presentados en la Tabla anterior son promedios dentro de las progresivas consideradas, teniendo en cuenta que estos varían según la sección transversal a cada 20 m, encontrada en el campo, según la visita realizada por el Consultor del estudio.

A continuación se presentan algunas fotografías que muestran la granulometría existente en cada uno de los tramos considerados:

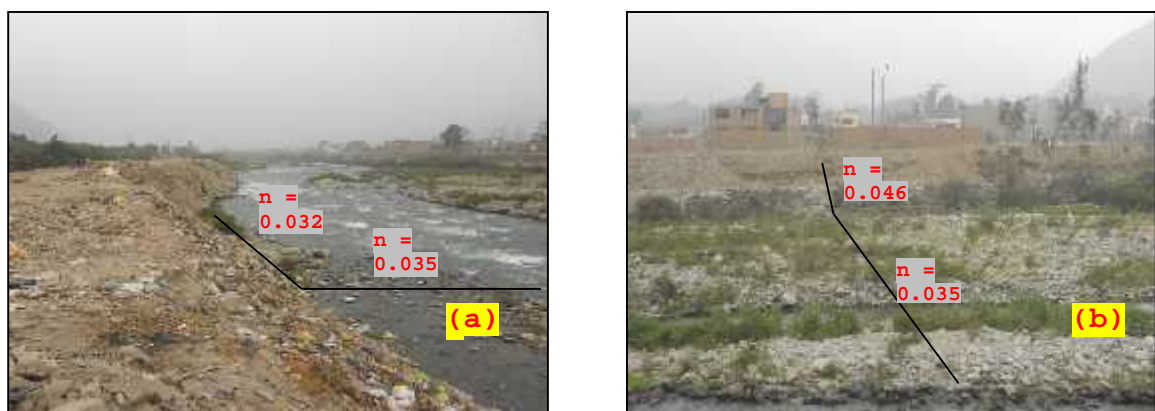


Figura 6.13: Coeficientes de rugosidad de Manning: (a) Desmonte y guijarros. (b) Guijarros y Enrocado – margen derecha.

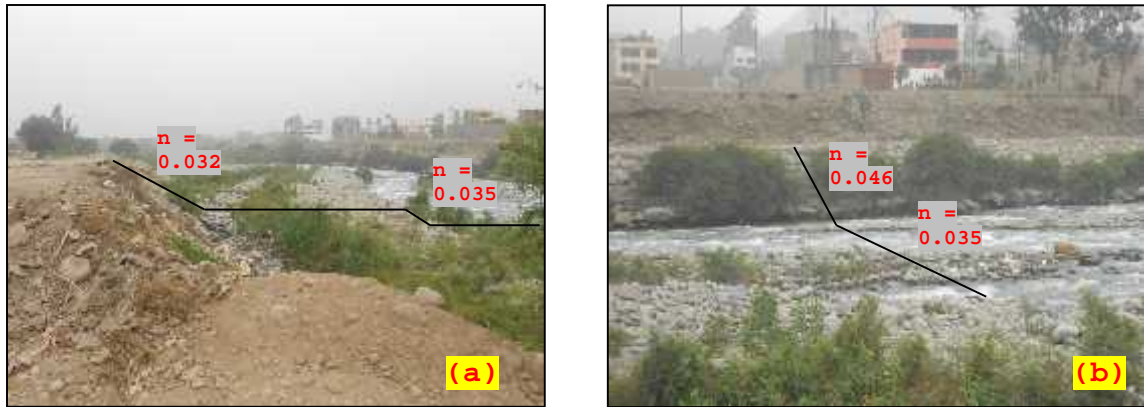


Figura 6.14: Coeficientes de rugosidad de Manning: (a) Desmonte en la margen izquierda y Guijarros grandes $D_{50} = 10''$. (b) Enrocado en la margen derecha.



Figura 6.15: Coeficientes de rugosidad de Manning: (a) Arboles dispersos. (b) Guijarros grandes $D_{50} = 6''$.

6.3.1.1.3 Simulación de flujo permanente gradualmente variado a través del tramo de estudio sin defensa ribereña.

Para la simulación hidráulica mediante flujo permanente gradualmente variado unidimensional, para el caso sin defensa ribereña, se utilizará el programa HEC RAS v. 4.1, a partir de haber ingresado las 201 secciones transversales, así como los coeficientes de rugosidad de Manning, descritos en la Tabla 6.5. La base de datos gráfica de secciones naturales y coeficientes de rugosidad de Manning fueron ingresados al software, las mismas que se muestran en la Figura 6.16, donde se puede apreciar, el espaciamiento entre secciones naturales distantes cada una en 20 m.

Para la determinación de las características hidráulicas: velocidad, tirante, entre otros parámetros, se ha dibujado la línea del thalweg, de acuerdo al comportamiento actual del río en el momento de realizar la topografía, con su incidencia real ya sea en el banco izquierdo o derecho del cauce, para finalmente tener en cuenta la actuación del río en la defensa ribereña.

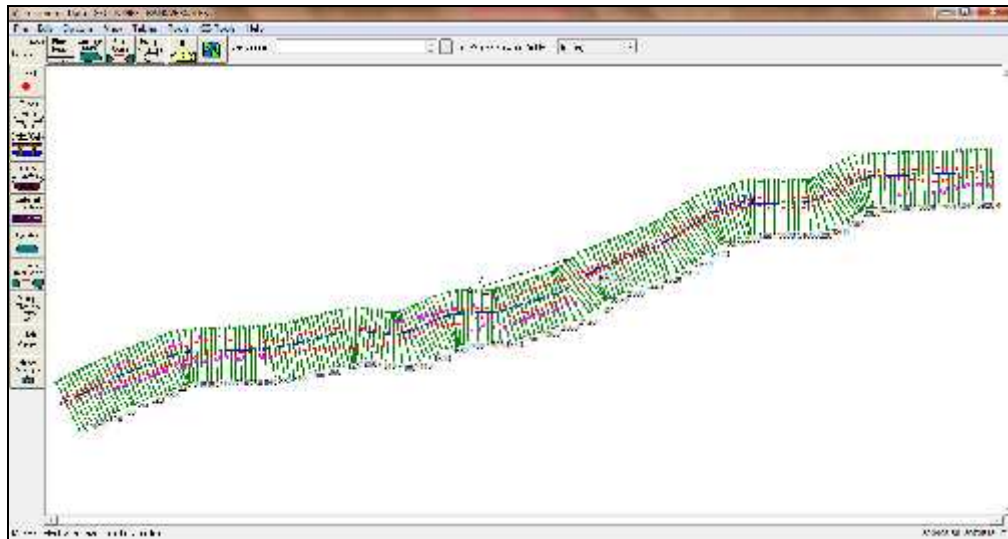


Figura 6.16: Distribución en planta de las secciones transversales.

Luego de realizada la simulación hidráulica, se presenta los resultados a partir de la solución de la ecuación de energía mediante el método del paso estándar para el caso de flujo mixto, asumiendo este comportamiento debido a que la pendiente promedio del tramo de estudio es igual a 1.8%, y también pueda incluir resaltos hidráulicos a lo largo del tramo de estudio. Así mismo se ha considerado dos condiciones de borde, aguas arriba y aguas abajo del tramo de estudio, considerando el tirante normal, obtenido a partir de la ecuación de Manning.

Luego de la simulación hidráulica, se presentan ciertas imperfecciones, propias del levantamiento topográfico, en lo que respecta a la geometría, de cada una de las secciones transversales, así como trabajar con un lecho rígido, sobre el cual, se transita el caudal de máximas avenidas, para determinar el perfil de la superficie libre de agua para cuyo caso, se hace uso del software HEC-RAS v. 4.1. Cuando se realiza la simulación hidráulica mediante el método mixto, es decir a partir de las condiciones de borde aguas arriba y aguas abajo, que permitirán incluir resaltos hidráulicos en el tramo de estudio, se encuentran tirantes críticos,

iguales al tirante del perfil de la superficie libre de agua, lo cual no es correcto, y fue necesario realizar una interpolación entre secciones transversales con una distancia de 10m, a partir del cual se mejora los resultados en el tramo de estudio.

Al evaluar los resultados obtenidos para el caso de simulación hidráulica sin defensa ribereña, se pueden encontrar a lo largo del tramo de estudio velocidades por debajo de 5m/s y eventualmente velocidades que superan los 6m/s, únicamente en zonas donde la pendiente es alta, cuyo thalweg viaja adyacente a la margen derecha, no teniendo incidencia en la margen izquierda donde se instalará la defensa ribereña, este es el caso de las secciones 2940 – 2860, en HEC RAS, cuyas progresivas en el plano en planta, corresponden a 1+060 – 1+140.

Los tirantes máximos generados en cada una de las secciones transversales, no superan los 3m, muchos de estos viajan sobre la línea del thalweg adyacente a la margen derecha. Teniendo en cuenta el anterior valor, se ha considerado la altura de la defensa ribereña en 3 m. De igual forma a partir de las velocidades registradas, cuyos valores con incidencia en la margen izquierda no superan los 5.5 m/s, permiten definir el espesor del colchón reno, igual a 0.50 m.

En la Figura 6.17, se muestra el espejo de agua para el caudal de diseño, vista en una distribución en 3D.

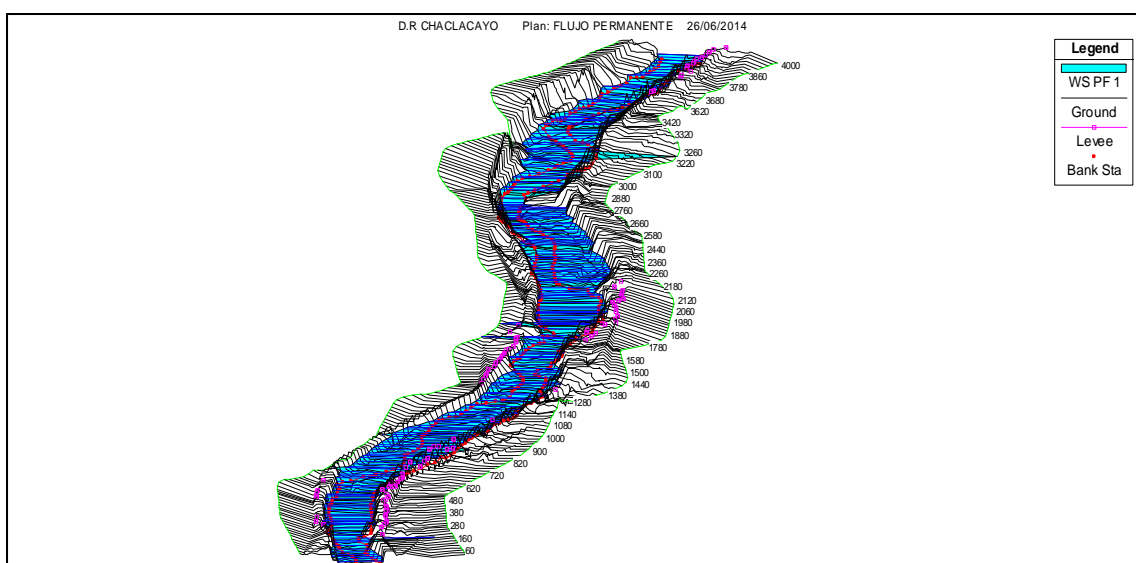


Figura 6.17: Distribución de las secciones transversales y espejo en 3D, para el caso de la simulación hidráulica sin defensa ribereña.

6.3.1.1.4 Simulación de flujo permanente gradualmente variado a través del tramo de estudio con defensa ribereña.

Teniendo en cuenta los valores obtenidos en la simulación hidráulica sin defensa ribereña, correspondientes al tirante y velocidad, se tiene la sección transversal ingresada en cada una de las secciones transversales de estudio, de 3 m de altura, con base de colchones reno en los lugares alejados del canal principal, y en aquellos donde la línea del thalweg viaja adyacente a la margen izquierda del río Rímac, es necesario la colocación de rocas de un diámetro tal que posea una velocidad crítica de iniciación de movimiento, superior a la que trae el río, cuando transita el caudal de máximas avenidas de diseño. Cabe mencionar que el coeficiente de rugosidad de los gaviones corresponde a un valor de 0.028.

Luego de la simulación hidráulica para el caso con defensa ribereña, se muestra los tirantes máximos alcanzados, los mismos que se encuentran contenidos dentro de la defensa ribereña, así como las velocidades generadas puede ser soportado por los colchones reno, y en algunos casos, fue necesario el dimensionamiento de las rocas, de tal forma soporten las velocidades que viajan adyacente a la margen izquierda del río Rímac, las mismas que poseen un diámetro que soporta estas velocidades. En la Figura 6.18, se presenta el tránsito del caudal máximo de diseño en 3D, en el que se incluye la defensa ribereña.

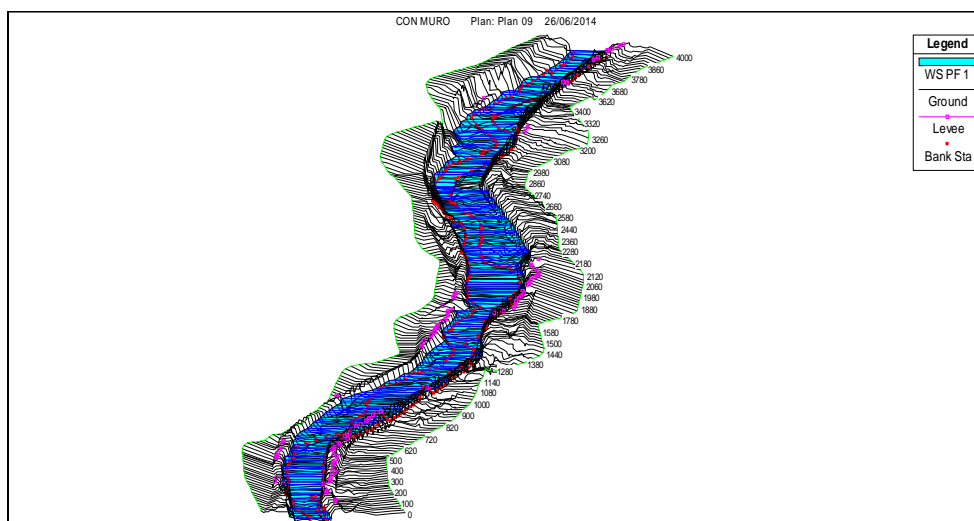


Figura 6.18: Distribución de las secciones transversales y espejo en 3D, para el caso de la simulación hidráulica con defensa ribereña.

6.3.1.1.5 Características hidráulicas de los tramos de estudio.

A continuación, luego de la visita insitu realizada al río Rímac, en el tramo de estudio, se han identificado tramos no vulnerables y críticos, de acuerdo al comportamiento actual de la línea del thalweg, en cada una de las cuales, se analizará las características hidráulicas donde transita el caudal, para lo cual se ha discretizado el tramo de análisis en las siguientes progresivas, conformando 04 tramos:

6.3.1.1.5.1 Progresivas 0+000 @ 0+600.

Dentro de este tramo de estudio, luego de la visita realizada, se puede mencionar que la sección transversal no es vulnerable, inclusive existe una banco de material de arrastre de río, con partículas de hasta 24", que se encuentran protegiendo la margen izquierda, entre las progresivas 0+300 @ 0+600. La línea del thalweg viaja adyacente a la margen derecha del río Rímac.

A continuación en la Tabla 6.6, se presenta el resumen de resultados de este tramo, donde se muestra, la velocidad, esfuerzo de corte del canal, tirante y espejo de agua, para el caso de simulación hidráulica que incluye la defensa ribereña en la margen izquierda del tramo de estudio.

Tabla 6.6: Parámetros principales de simulación hidráulica – Progresivas 0+000 @ 0+600 con defensa ribereña.

Sección	Velocidad del canal princ. (m/s)	Esfuerzo de corte canal princ. (N/m ²)	Tirante canal princ. (m)	Ancho espejo (m)
0+000	4.77	244.75	1.93	65.29
0+020	4.36	191.21	2.19	57.93
0+040	4.76	230.71	1.66	56.57
0+060	5.42	307.45	1.52	54.53
0+080	4.98	250.83	1.69	50.84
0+100	5.35	292.24	1.68	49.66
0+120	5.74	344.91	1.63	50.69
0+140	5.32	295.03	1.84	52.62
0+160	5.40	306.26	1.70	51.13
0+180	5.40	307.95	1.88	52.92
0+200	5.57	335.41	1.84	55.12

0+220	4.38	197.55	2.25	61.04
0+240	4.48	215.02	1.87	67.59
0+260	5.12	297.46	1.74	65.71
0+280	5.12	273.42	2.10	56.61
0+300	4.54	199.7	2.39	56.91
0+320	5.85	355.99	2.01	58.68
0+340	3.32	100.24	2.74	67.4
0+360	3.67	131.87	2.04	73.6
0+380	4.06	169.49	1.82	70.37
0+400	5.31	311.96	1.46	71.65
0+420	4.31	206.66	1.56	73.84
0+440	5.51	328.04	1.48	76.21
0+460	5.57	326.02	2.02	77.66
0+480	3.61	126.6	2.29	80.42
0+500	3.45	118.3	2.03	81.46
0+520	2.87	82.69	2.01	83.88
0+540	3.40	124.99	1.65	84.33
0+560	3.68	149.98	1.33	88.68
0+580	5.23	330.61	1.68	87.28
0+600	4.94	274.54	1.78	94.89

Fuente: Elaboración propia

Como se puede observar de la Tabla 6.6, existen únicamente dos velocidades puntuales altas, en las progresivas 0+120 y 0+320. Cabe mencionar que se ha instalado el colchón reno en este tramo, por debajo de la línea del thalweg, y como esta línea viaja adyacente a la margen derecha, se ha formado un barra en la margen izquierda, la misma que se eliminará para instalar la defensa ribereña, aumentando el área de la sección transversal y por ende disminuyendo la velocidad. Así mismo la velocidad del flujo de 5.85 m/s, en la progresiva 0+320, viaja adyacente a la margen derecha, no teniendo incidencia en la margen izquierda donde se encontrará instalada la defensa ribereña.

En la Figura 6.19, se puede observar la distribución de velocidades en la sección 0+220 para la sección transversal natural del río y en la Figura 6.20, se muestra la distribución de velocidades en la sección transversal, incluyendo la defensa ribereña.

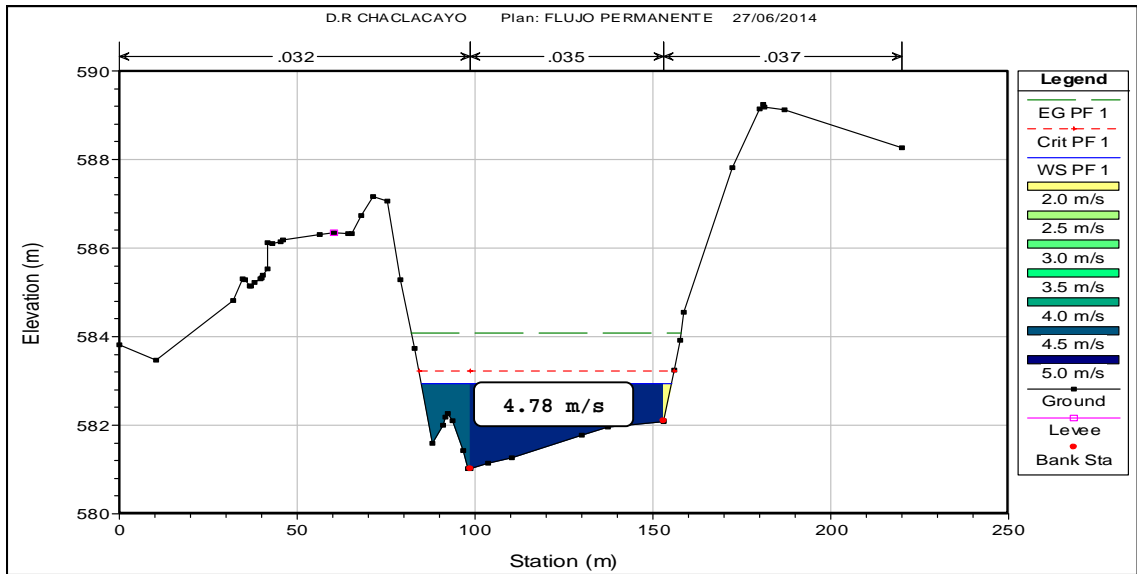


Figura 6.19: Distribución de velocidades, sección natural 0+220.

En la Figura 6.20 se puede observar que la velocidad disminuye, debido a que existe un aumento de la sección transversal, cuando se instala el colchón reno por debajo de la línea del thalweg y por lo tanto una disminución de la velocidad en el canal principal.

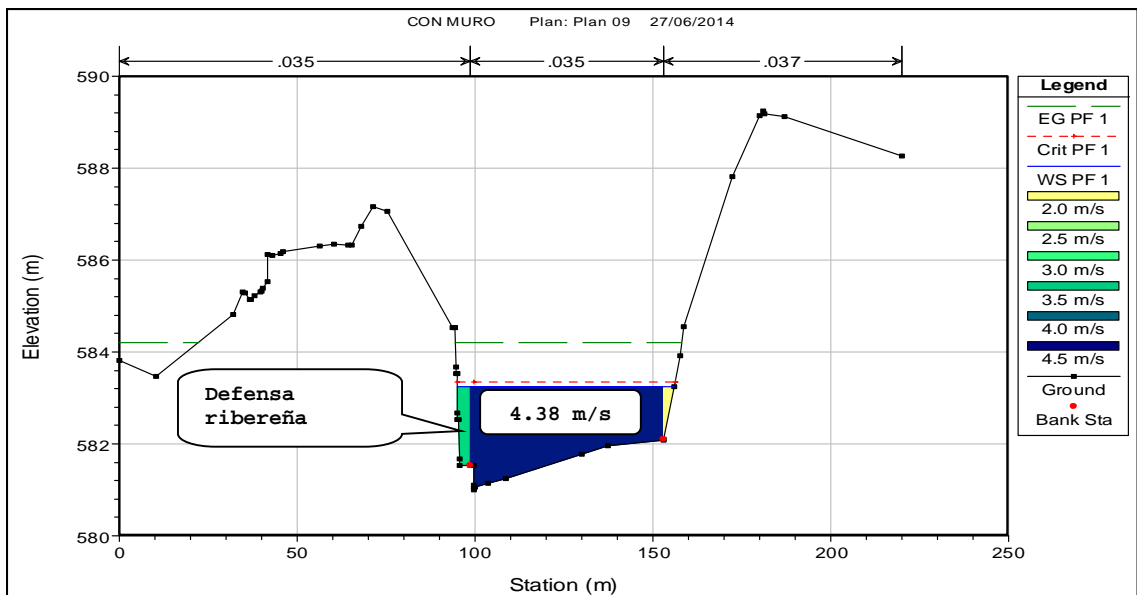


Figura 6.20. Distribución de velocidades: 0+220 – Secciones natural con defensa ribereña.

Se considera un tramo no vulnerable, siendo aceptable instalar una estructura mediante cajas de gaviones y colchones reno.

6.3.1.1.5.2 Progresivas 0+600 @ 1+000.

En este tramo de estudio, el flujo de agua impacta directamente como se puede observar en los planos de distribución en planta. Por versión de los pobladores de la zona, el río Rímac en este tramo erosionó el desmonte acumulado y generó inundación de las viviendas asentadas en este tramo, razón por la cual y además de observar que la línea del thalweg viaja adyacente a la margen izquierda, haciendo vulnerable este tramo, se ha decidido instalar una estructura que permita proteger las erosiones generadas por el río Rímac, así como instalar una estructura que posea velocidad crítica de iniciación de movimiento superior a la que trae el río en épocas de avenidas.

En la Tabla 6.7, se muestra el resumen de las características hidráulicas más importantes, para el caso con defensa ribereña, de las que se puede observar una velocidad máxima igual a 5.63 m/s, con la que tendrá que diseñarse el enrocado de protección de la defensa ribereña longitudinal.

Así mismo se presentan tirante máximo de 2.41 m, el mismo que quedará contenido dentro de la estructura hidráulica planteada de 3.00 m de altura.

Tabla 6.7: Parámetros principales de simulación hidráulica – Progresivas 0+600 @ 1+000 con defensa ribereña.

Sección	Velocidad del canal princ. (m/s)	Esfuerzo de corte canal princ. (N/m ²)	Tirante canal princ. (m)	Ancho espejo (m)
0+600	4.94	274.54	1.78	94.89
0+620	5.63	343.63	1.39	89.44
0+640	4.81	253.36	1.44	97.42
0+660	4.67	269.12	1.10	99.19
0+680	4.29	203.73	2.05	98.34
0+700	4.70	258.2	1.80	94.21
0+720	3.58	130.93	2.24	94.44
0+740	4.26	187.57	2.24	91.73
0+760	5.18	264.37	2.22	87.3
0+780	5.27	273.41	2.39	86.63
0+800	5.24	273.4	2.06	83.25
0+820	4.16	164.86	2.41	89
0+840	5.40	320.67	1.96	81.9

0+860	4.51	215.64	2.16	75.06
0+880	4.71	234.02	1.80	65.58
0+900	5.17	302.1	1.40	70.93
0+920	4.89	263.74	1.42	73.77
0+940	4.27	191.67	1.82	75.68
0+960	5.34	311.88	1.40	75.29

Fuente: Elaboración propia

En la Figura 6.21, se puede observar la distribución de velocidades en la sección 0+760 para la sección transversal natural del río y en la Figura 6.22, se muestra la distribución de velocidades en la sección transversal, incluyendo la defensa ribereña. Se puede observar que existe una disminución de la velocidad en el canal principal, debido a que la defensa ribereña permite aumentar el área hidráulica de la sección transversal, y cuando transita el caudal de máximas avenidas a nivel permanente genera una velocidad ligeramente menor.

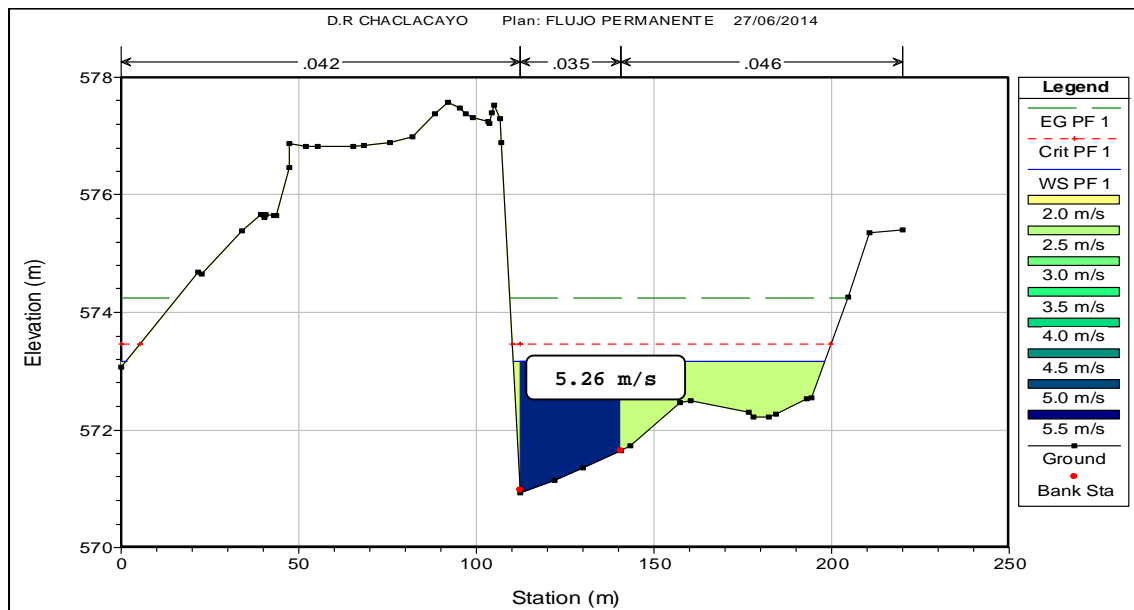


Figura 6.21. Distribución de velocidades, sección natural 0+760.

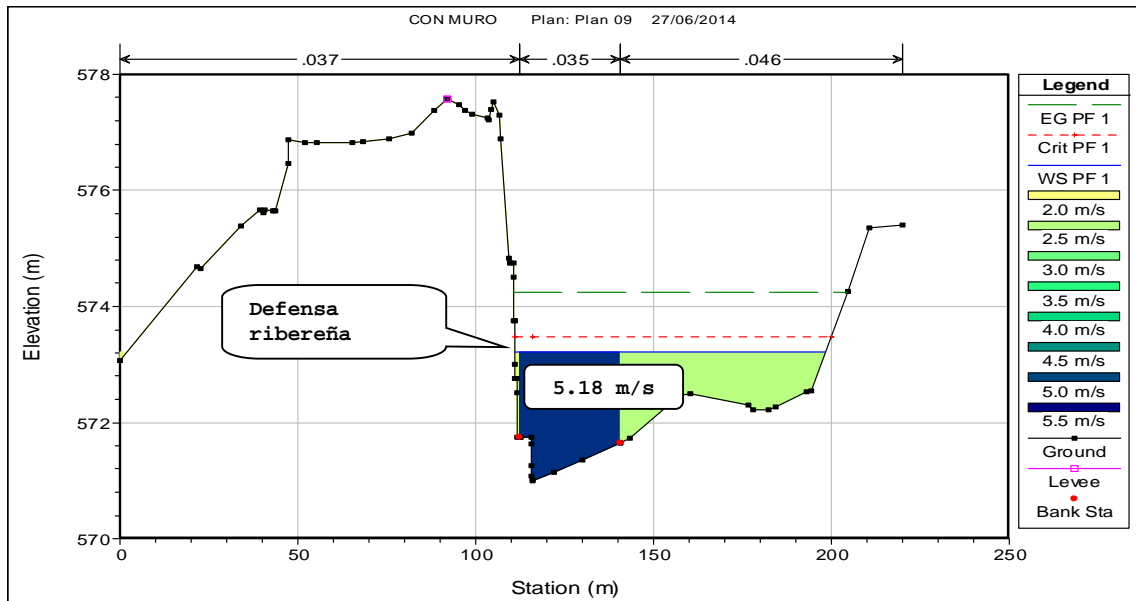


Figura 6.22. Distribución de velocidades: 0+760 – Secciones natural con defensa ribereña.

Se considera este tramo como crítico, en la que es necesario instalar enrocado al pie de la estructura mediante gaviones. El diámetro de las rocas se determinará teniendo en cuenta tres metodologías: HEC-11, Pilarczyk y Simons – Senturk, en función a las características hidráulicas determinadas.

6.3.1.1.5.3 Progresivas 1+000 @ 1+780.

A lo largo de todo este tramo, se puede observar que la línea del thalweg viaja adyacente a la margen derecha, habiéndose formado un banco en la margen izquierda, que protegería la defensa ribereña a instalarse, como se puede observar en las progresivas correspondientes a los planos del anexo de Hidráulica.

En la Tabla 6.8, se muestra el resumen de las características hidráulicas más importantes como velocidad, esfuerzo cortante, tirante y ancho del espejo de agua, notando que la velocidad máxima registrada corresponde a 7.44 m/s, velocidad muy alta debido a que se tiene confinada el canal principal con su línea del thalweg, como se muestra en la Figura 6.23. En esta Figura, también se puede observar el banco formado en la margen izquierda, que protegería la defensa ribereña a instalarse en esta margen, para protección del Boulevard.

Tabla 6.8: Parámetros princ. de simulación hidráulica – Prog. 1+000 @ 1+780 con defensa ribereña.

Sección	Velocidad del canal princ. (m/s)	Esfuerzo de corte canal princ. (N/m ²)	Tirante canal princ. (m)	Ancho espejo (m)
0+960	5.34	311.88	1.40	75.29
0+980	4.29	177.29	1.97	77.03
1+000	5.74	342.97	1.56	78.29
1+020	4.27	178.03	1.90	78.19
1+040	4.37	174.85	2.35	79.06
1+060	6.81	436.91	2.22	34.26
1+080	7.44	519.79	2.13	31.15
1+100	6.65	404.25	2.30	32.47
1+120	5.78	298.27	2.68	48.92
1+140	6.42	378.26	2.42	29.49
1+160	4.25	149.43	2.22	82.64
1+180	4.05	144.05	2.70	87.03
1+200	4.16	152.42	2.57	87.11
1+220	5.28	268.19	1.99	86.15
1+240	4.99	250.75	1.80	86.94
1+260	3.78	142.97	1.85	87.82
1+280	4.03	166.97	1.67	87.72
1+300	4.42	241.66	0.98	86.33
1+320	3.24	122.98	1.42	85.76
1+340	4.18	191.66	1.34	87.86
1+360	3.34	128.5	1.50	90.01
1+380	3.93	173.18	1.57	88.42
1+400	4.67	256.93	1.59	79.99
1+420	3.78	153.46	1.90	79.68
1+440	1.96	39.66	1.82	98.84
1+460	3.4	116.35	1.88	89.62
1+480	3	103.58	1.51	92.71
1+500	3.09	114.15	1.39	95.85
1+520	5.29	335.27	1.13	76.26
1+540	4.28	210.27	1.26	93.78
1+560	3.99	193.26	1.01	94.61
1+580	4.17	206.81	1.28	91.11
1+600	4.14	213.67	1.29	95.81
1+620	3.97	197.97	1.03	96.34
1+640	3.04	129.17	1.07	99.24
1+660	3.41	150.29	1.02	100.5
1+680	3.14	126.33	1.04	100.35
1+700	3.01	118.41	1.08	100.71
1+720	3.08	120.79	1.22	98.98
1+740	2.93	117.4	1.05	95.87

Fuente: Elaboración propia

Se considera este tramo no vulnerable, debido a que el canal principal, se encuentra viajando con su línea del thalweg adyacente a la margen derecha, pudiendo instalar una defensa ribereña mediante gaviones y colchones reno, de tal forma de garantizar la no erosión de la ribera del río cuando se presenta la máxima avenida, reduciendo de esta manera los costos, debido a que se cuenta con una granulometría de cantos rodados en el mismo lecho del río que podrían utilizarse en el llenado de la estructura flexible.

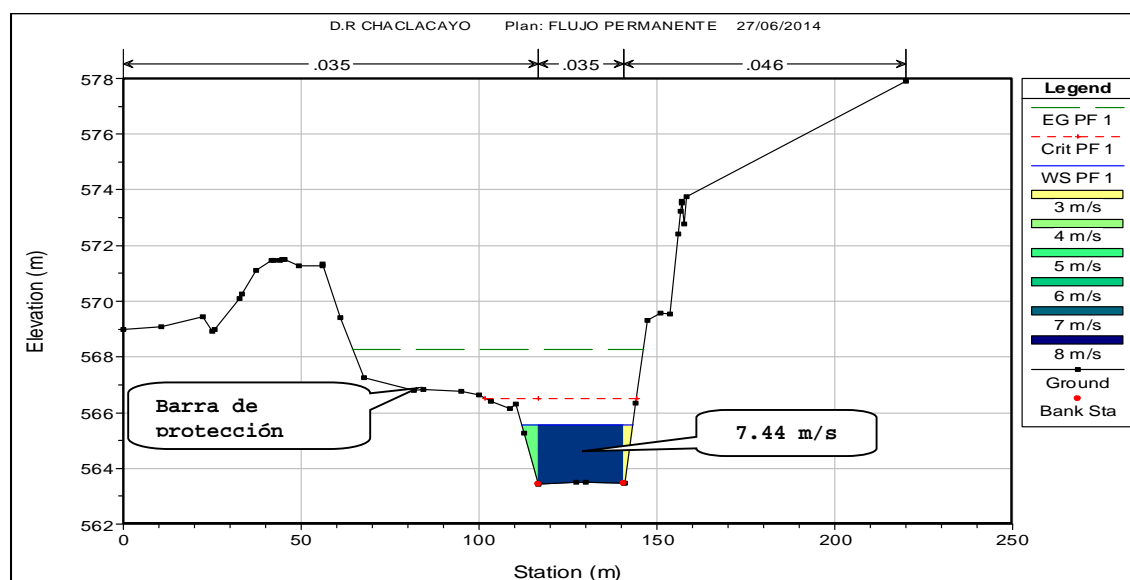


Figura 6.23. Distribución de velocidades – Sección 1+080.

En la Tabla 6.8, también se muestra un tirante máximo de 2.70 m, lo mismo que se encontrará contenido dentro de los 3.00 m de altura de la defensa ribereña considerada en el presente estudio. Cabe resaltar que en este tramo no se presentará mayor problema, debido a que la línea del thalweg, viaja adyacente a la margen derecha del río Rímac.

En las Figuras 6,24 y 6,25, se muestran la distribución de velocidades en la sección 1+040, en la que se puede observar que la velocidad del canal principal, se reduce de 4.47 m/s a 4.37 m/s, este debido a que se instala la defensa ribereña, cuyo colchón reno, se encuentra por debajo de la línea del thalweg, aumentando la sección hidráulica y por ende disminuyendo la velocidad.

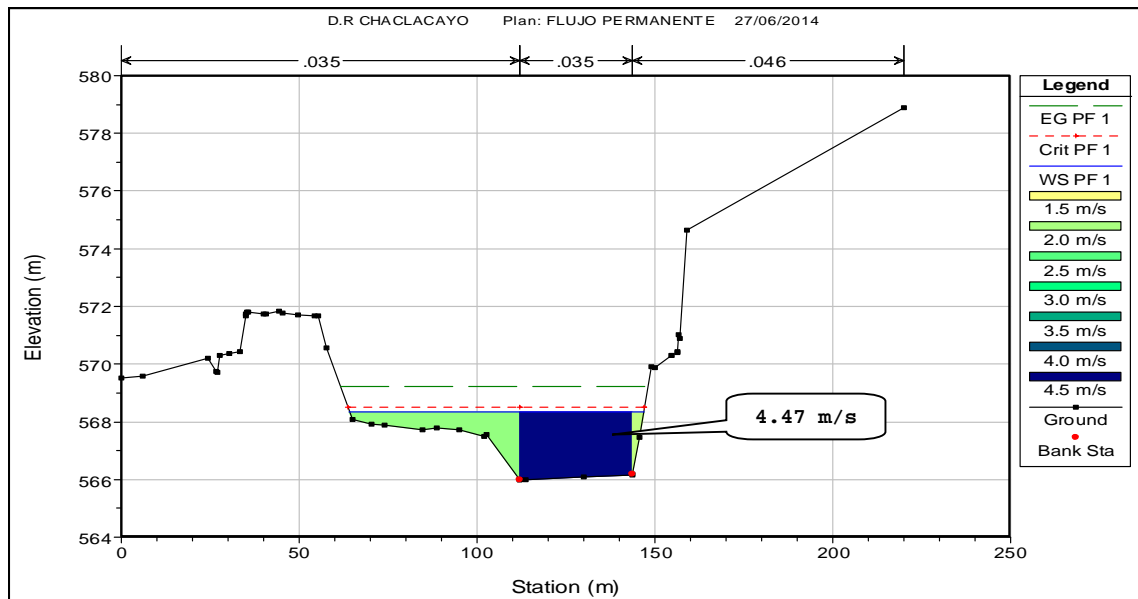


Figura 6.24: Distribución de velocidades, sección natural 1+040.

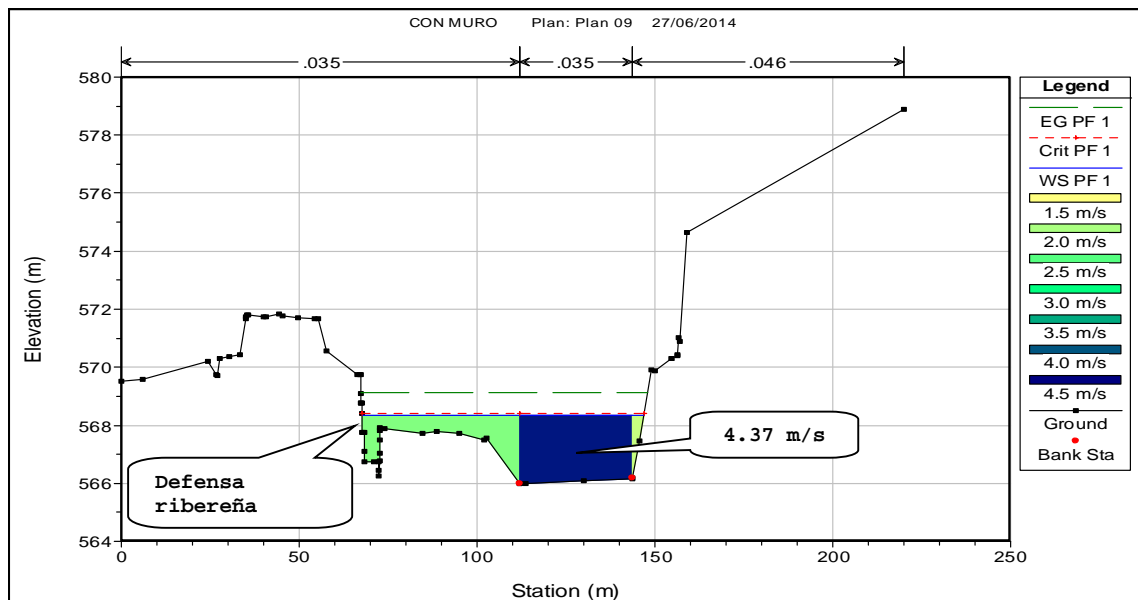


Figura 6.25: Distribución de velocidades: 1+040 – Secciones natural con defensa ribereña.

6.3.1.1.5.4 Progresivas 1+780 @ 4+160.

En este tramo, como se puede observar en el plano en planta, la línea del thalweg viaja adyacente a la margen izquierda, haciendo vulnerable la estabilidad del relleno instalado a lo largo de esta longitud de 2.38 Km.

En la Tabla 6.9, se muestra el resumen de las características hidráulicas obtenidas, a partir de la simulación hidráulica con defensa ribereña. En esta Tabla se puede observar que la velocidad máxima corresponde a 5.86 m/s, en la progresiva 2+200, que se presenta en forma puntual, no

siendo continuo en todo el tramo de estudio, también se pudo observar una velocidad promedio del orden de 4.34 m/s, siendo necesario la instalación de enrocado en la parte baja de la estructura fluvial.

Así mismo, se puede observar un tirante máximo de 2.85 m, el mismo que queda contenido en la altura de 3 m, como estructura propuesta mediante gaviones, colchones reno y enrocado.

Tabla 6.9: Parámetros principales de simulación hidráulica – Progresivas 1+780 @ 4+160 con defensa ribereña.

Sección	Velocidad del canal princ. (m/s)	Esfuerzo de corte canal princ. (N/m ²)	Tirante Canal princ. (m)	Ancho espejo (m)
1+740	2.93	117.4	1.05	95.87
1+760	2.72	83.93	1.38	98.17
1+780	2.73	88.98	1.60	90.87
1+800	5.05	301.78	1.25	83.85
1+820	4.69	250.67	1.21	82.17
1+840	4.39	216.73	1.30	80.9
1+860	3.73	153.53	2.35	83.55
1+880	2.98	90.77	2.67	84.63
1+900	3.49	134.99	2.56	86.86
1+920	4.65	267.55	0.97	88.53
1+940	4.87	297.98	0.93	89.46
1+960	3.76	162.7	1.19	92.03
1+980	4.03	191.99	2.37	92.11
2+000	2.48	60.06	2.73	88.88
2+020	2.36	53.23	2.85	87.62
2+040	3.15	103.07	2.71	84.88
2+060	2.93	84.7	2.80	81.14
2+080	3.77	151.69	2.52	77.11
2+100	4.32	201.58	2.19	70.03
2+120	3.30	103.98	2.48	72.49
2+140	3.13	95.4	2.74	71.03
2+160	4.38	188.92	1.94	57.38
2+180	5.36	300.58	2.07	52.57
2+200	5.86	359.65	1.61	56.1
2+220	4.24	170.67	2.47	65.22
2+240	4.29	182.48	2.11	60.47
2+260	4.82	239.87	1.70	56.49
2+280	4.37	191.3	1.79	56.48
2+300	4.72	229.35	2.64	55.97
2+320	5.38	314.66	2.25	56.56
2+340	5.07	278.87	2.19	58.16

2+360	5.21	298.02	1.96	61.45
2+380	5.14	288.2	1.59	62.01
2+400	4.14	173.02	1.97	60.46
2+420	5.24	277.72	1.83	55.49
2+440	5.63	311.11	1.91	54.04
2+460	5.46	295.23	1.88	55.83
2+480	5.52	317.89	1.56	61.68
2+500	5.46	321.71	1.45	69.64
2+520	5.36	323.96	1.39	76.31
2+540	4.50	249.5	1.01	80.33
2+560	3.79	160.7	1.43	84.87
2+580	3.96	181.47	1.32	83.54
2+600	4.03	193.89	1.17	84.06
2+620	5.29	333.32	1.49	83.66
2+640	3.89	163.42	1.92	82.61
2+660	4.17	194.47	1.85	80.67
2+680	3.97	174.01	2.07	76.41
2+700	4.32	208.81	1.99	75.86
2+720	4.79	267.85	1.43	77.89
2+740	3.73	151.37	2.24	80.09
2+760	4.18	197.93	1.99	79.64
2+780	4.48	231.69	1.70	81.32
2+800	3.62	143.41	2.01	86.01
2+820	4.19	204.22	1.82	88.03
2+840	4.23	207.98	1.80	88.24
2+860	4.13	197.81	1.83	89.45
2+880	3.65	147.46	2.19	87.36
2+900	4.05	188.56	2.20	93.93
2+920	4.21	208.07	2.10	101.03
2+940	3.60	149.42	2.27	101.88
2+960	3.58	161.49	2.13	110.5
2+980	2.98	111.34	2.19	107.92
3+000	3.41	144.95	2.14	104.41
3+020	3.88	174.23	2.16	107
3+040	3.94	187.79	2.04	109.14
3+060	4.13	203.83	1.91	109.05
3+080	3.64	145.37	2.06	109.15
3+100	4.04	179.12	2.01	107.5
3+120	4.51	238.61	1.77	104.88
3+140	4.14	201.41	1.78	102.17
3+160	3.73	159.75	1.97	100.16
3+180	3.81	156.18	2.11	97.39
3+200	4.58	232.17	1.87	94.47
3+220	4.66	235.32	1.42	91.85
3+240	4.50	224.39	1.37	89.46

3+260	4.03	172.23	1.99	87.92
3+280	4.36	219.27	1.82	86.11
3+300	4.18	192.01	1.96	83.63
3+320	3.87	159.78	2.09	73.94
3+340	4.05	176.2	2.27	71.88
3+360	4.58	226.92	2.27	63.07
3+380	4.87	251.23	1.89	59.58
3+400	4.14	170.64	2.04	59.43
3+420	4.51	208.33	2.03	59.35
3+440	4.65	227.28	1.73	60.32
3+460	4.95	263.44	1.66	60.88
3+480	3.99	163.76	1.88	64.93
3+500	4.67	233.07	1.50	64.38
3+520	4.07	168.27	1.84	65.66
3+540	4.57	222.54	1.89	64.73
3+560	4.79	249.26	1.86	66.18
3+580	4.46	213.02	1.99	66.36
3+600	4.88	265.5	1.76	65.87
3+620	5.10	286.03	1.62	64.96
3+640	4.81	245.91	1.70	64.05
3+660	5.00	268.28	1.64	63.78
3+680	5.06	281.19	1.63	63.65
3+700	2.71	64.57	2.76	67.17
3+720	4.04	166.22	2.44	65.47
3+740	5.54	350.06	1.61	65.73
3+760	4.14	171.69	1.89	59.33
3+780	5.15	283.82	1.47	56.83
3+800	4.53	198.14	2.17	51.02
3+820	5.41	300.97	1.94	49.96
3+840	4.77	225.16	2.25	46.17
3+860	4.87	225.55	2.43	44.75
3+880	5.40	286.75	2.32	45.32
3+900	5.80	353.16	2.06	50.78
3+920	4.34	183.28	2.74	56.03
3+940	5.31	283.17	2.44	57.26
3+960	4.81	222.89	2.69	59.5
3+980	5.13	251.74	2.63	54.42
4+000	5.57	311.25	2.46	56.4

Fuente: Elaboración propia

En la Figura 6.26 y 6.27, se muestran la distribución de velocidades para la sección natural y con defensa ribereña, observando una reducción de esta, debido a que la estructura permite

encauzar la ribera haciendo que se forme una estructura vertical que permite que aumente el área de la sección transversal.

Este tramo se considera crítico, debido a que la línea del thalweg viaja adyacente a la margen izquierda, donde se prevé la instalación de la defensa ribereña, siendo necesario también para este caso, la colocación de rocas que posean una velocidad crítica de iniciación de movimiento, superior a la que trae el río en épocas de máximas avenidas.

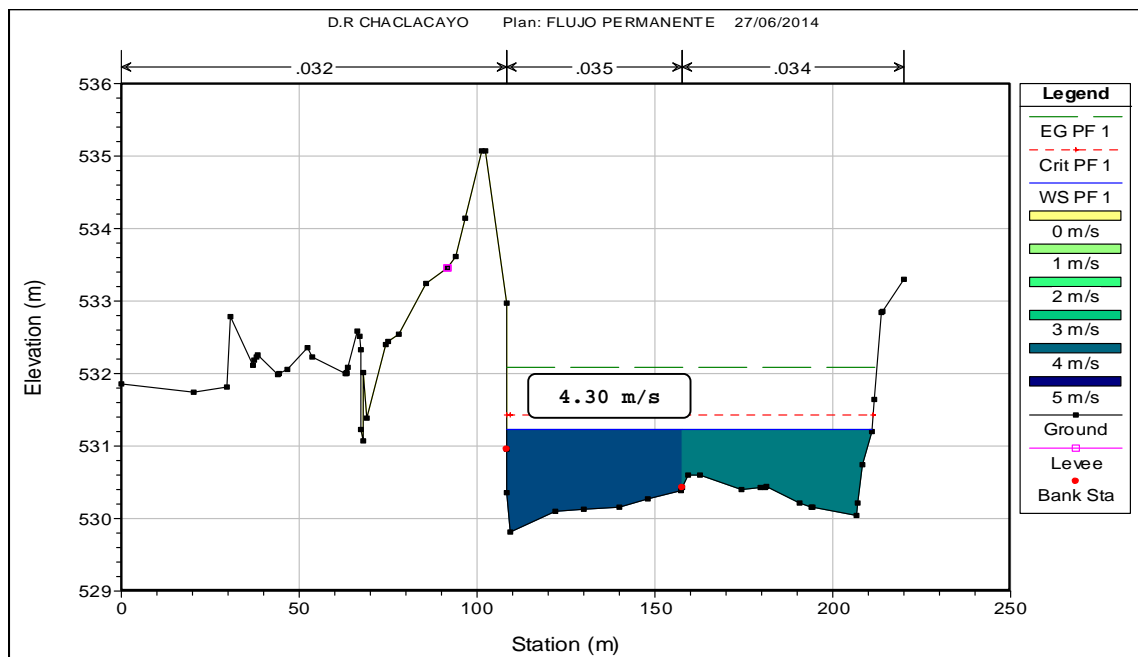


Figura 6.26: Distribución de velocidades, sección natural 3+140.

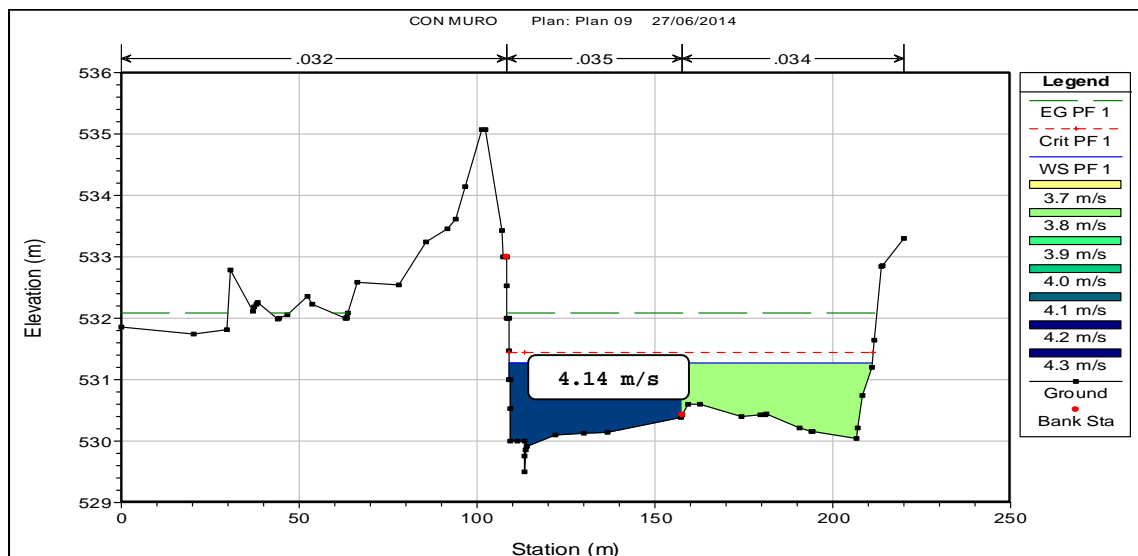


Figura 6.27: Distribución de velocidades: 3+140 – Secciones natural con defensa ribereña.

6.3.1.1.6 Predimensionamiento de la estructura hidráulica en la margen izquierda del río Rímac.

En base al análisis de los resultados mostrados en las tablas anteriores, con respecto a las propiedades hidráulicas obtenidas: tirante máximo alcanzado, para definir la altura de la defensa ribereña, y la velocidad máxima registrada para determinar el espesor del colchón reno y el diámetro de las piedras que forman parte de la defensa ribereña o el diámetro de rocas al pie de la estructura fluvial, si fuera el caso de instalar un enrocado, cuando se tenga el tramo crítico y sea vulnerable el tramo estudiado, frente a la incidencia del flujo. Así mismo a partir de las características hidráulicas, se podrá determinar las profundidades de socavación que permitan determinar la protección al pie de la estructura fluvial. A continuación, se describirá los tramos de defensa ribereña considerada, en cada uno de los cuales, se ha propuesto la defensa ribereña, teniendo en cuenta la incidencia de la línea del thalweg. Así mismo se realizará una comparación técnica entre dos propuestas de diseño: Enrocado y Defensa mixta, para lo cual, se determinará la granulometría de las rocas y la sección transversal, para analizar su viabilidad en los tramos críticos de estudio.

6.3.1.1.6.1 Progresivas 0+000 @ 0+600.

Este es un tramo recto, cuyo banco de inundación izquierdo se encuentra libre de flujo en la actualidad, viajando la línea del thalweg, hacia el centro del canal principal, como se observa en la Figura 6.28.

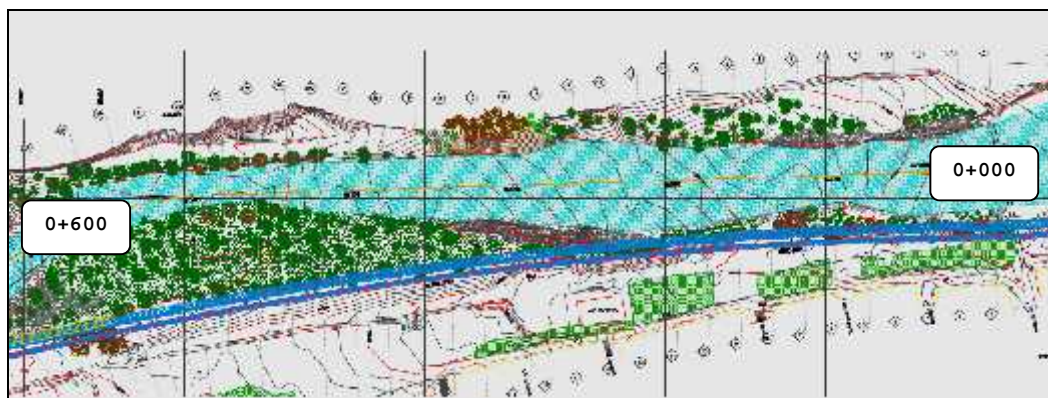


Figura 6.28: Línea del thalweg, viaja alejado del banco de inundación izquierdo.

Así mismo en la Figura 6.29, se observa, la sección transversal propuesta, donde se ha previsto una estructura mediante muro de gaviones y colchones reno, para el cual se ha considerado una altura total de 3.00 m, que logra contener el máximo tirante para el periodo de retorno de diseño de 100 años, así como el espesor del colchón reno igual a 0.50 m, con diámetro de piedras de 6" a 10", que posee una velocidad de 5.5m/s (Ver Tabla 6.10), que logra superar la velocidad del río en épocas de avenida de diseño de 4.70 m/s, como promedio del tramo de estudio, como se muestra en la Tabla 6.6.

Tabla 6.10: Velocidades críticas de iniciación de movimiento para diferentes espesores de colchón reno y gaviones caja.

Tipo	Espesor [m]	Piedras de relleno		Velocidad crítica [m/s]	Velocidad límite [m/s]
		Dimensiones [mm]	d_{50} [m]		
Colchón Reno®	0,17	70 x 100	0,095	3,6	4,2
		70 x 150	0,110	3,6	4,5
	0,25	70 x 100	0,095	3,7	4,5
		70 x 150	0,110	4,1	4,8
	0,30	70 x 120	0,100	4,0	4,7
		100 x 150	0,125	4,5	5,0
Gavión caja	0,50	100 x 200	0,150	4,8	5,8
		150 x 250	0,140	5,5	6,1

Fuente: Revestimiento de canales y cursos de agua – Manual Técnico Maccaferri

Para el caso de la longitud del colchón reno, será necesario realizar un análisis de las profundidades de socavación alcanzada en el canal principal donde viaja la línea del thalweg, para determinar esta profundidad y luego determinar la longitud del colchón reno, considerando para aquello, una longitud igual a 1.5 a 2 veces, la profundidad máxima de socavación.

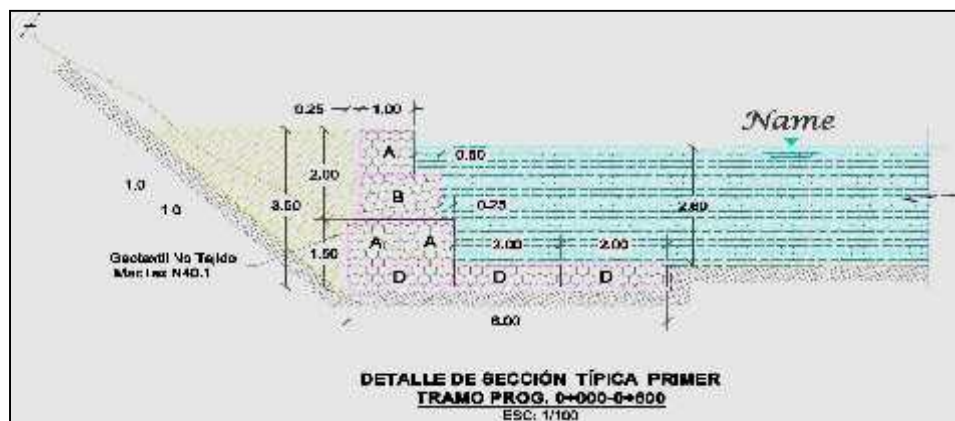


Figura 6.29: Sección transversal propuesta para el tramo 0+000 a 0+600.

En la parte superior de la estructura hidráulica de defensa ribereña, se ha previsto instalar únicamente como propuesta un sistema terramesh verde de tal forma de generar un impacto visual aceptable y lograr una mejor estabilidad del relleno a instalarse en esta zona.

6.3.1.1.6.2 Progresivas 0+600 @ 1+000.

En este tramo, luego de la visita realizada insitu, se observa la incidencia en época de estiaje de la línea del thalweg, considerándose, como un tramo crítico. Así mismo por versión de los pobladores, el río Rímac en este tramo, erosionó el talud de relleno (desmonte), e inundó las viviendas, poniendo en peligro las viviendas. Teniendo en cuenta la Tabla 6.7, se observa que el tirante máximo corresponde a 2.41 m, el mismo que queda contenido, dentro de los tres metros de altura de defensa ribereña propuesta. De esta misma Tabla 6.7, se tiene que la velocidad promedio corresponde a 4.80 m/s y la máxima, es igual a 5.63 m/s, siendo necesario para este caso colocar un enrocado al pie de la estructura hidráulica, debido a la incidencia del flujo. El D50 de las rocas, debe tener una velocidad crítica de iniciación de movimiento superior a la velocidad del río en épocas de avenidas, dispuestas hasta la altura de socavación y volumen requerido, obtenido a partir del HEC-11. En la Figura 6.30, se observa la incidencia del flujo en este tramo, así como en la Figura 6.31, se muestra la sección transversal propuesta.

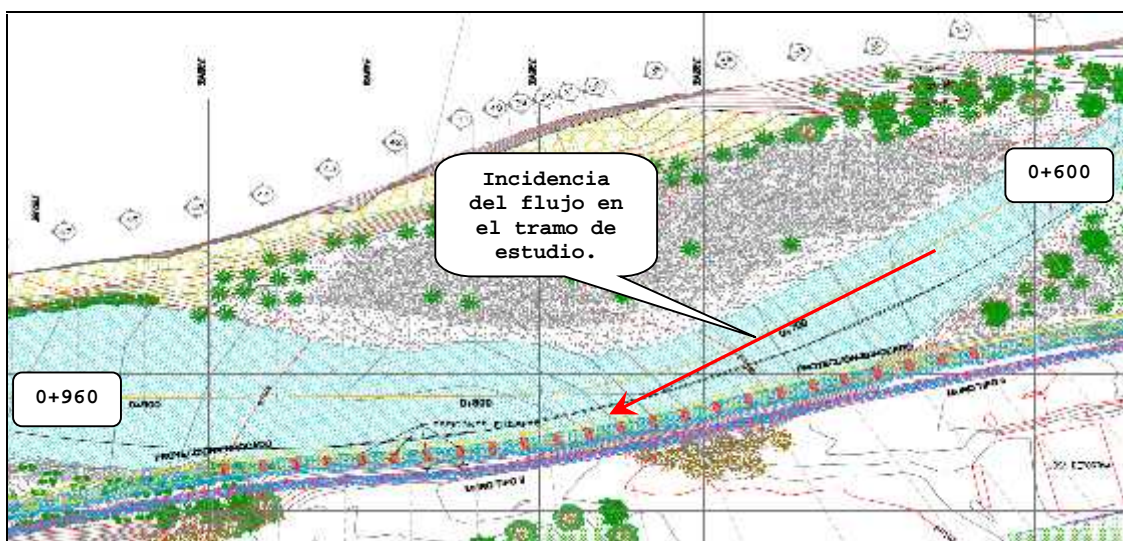


Figura 6.30: Línea del thalweg viaja adyacente al tramo de estudio.

En la Figura 6.31, se puede observar la propuesta de la estructura al pie de la defensa ribereña, mediante rocas, que deben soportar una velocidad promedio de 4.80 m/s y como máximo un valor de 5.63 m/s, para un periodo de retorno de 100 años.

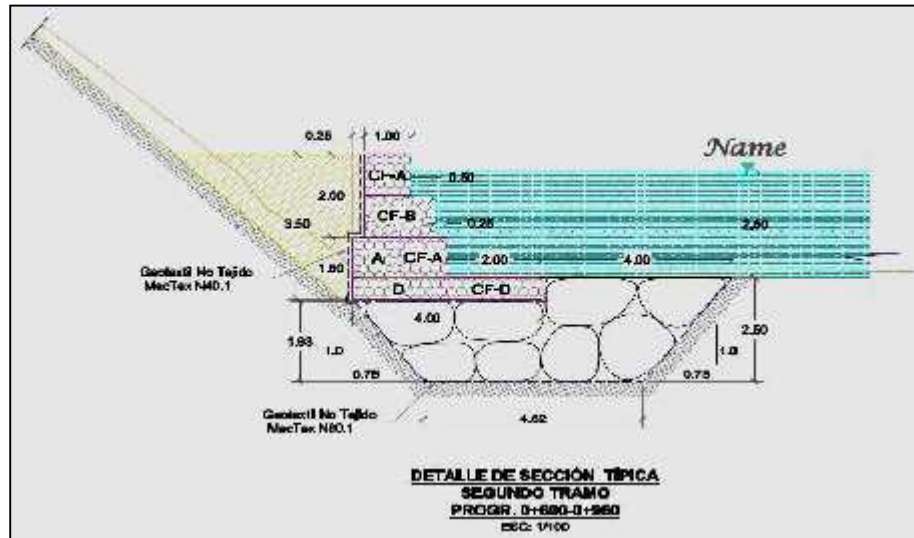


Figura 6.31: Sección transversal propuesta para el tramo 0+600 a 1+000.

Se ha considerado adicionalmente instalar el colchón reno en la parte superior del enrocado, para garantizar la uniformidad de la estructura. Así mismo cabe resaltar que la extensión del enrocado, obedece a la determinación del volumen requerido de roca al pie de la estructura fluvial, así como la profundidad de socavación prevista al pie de la estructura.

6.3.1.1.6.3 Progresivas 1+000 @ 1+780.

Se observa claramente que este tramo no es vulnerable, manteniendo un banco de material de arrastre de partículas depositadas que protegerían la defensa ribereña, encontrándose el canal principal, viajando con la línea del thalweg adyacente a la margen derecha, haciéndola vulnerable, frente al paso de la avenida de diseño, transportando como máximo una $V = 7.44$ m/s. Este tramo presenta una velocidad promedio del orden de 4.30 m/s, como se observa en la Tabla 6.8, siendo aceptable la colocación de un colchón reno de 0.50 m, con diámetros de piedras del orden de 6" a 10", obtenido de la Tabla 6.10, que soporta una velocidad de 5.5 m/s. En la Figura 6.32, se muestra el tramo en estudio en planta, donde se puede observar que existe una gran barra asentada en la margen izquierda, que protegería la defensa ribereña. El tirante

máximo alcanzado sobre la línea del thalweg es igual a 2.70 m, que quedaría contenido dentro de la altura de la defensa ribereña de 3.00 m.

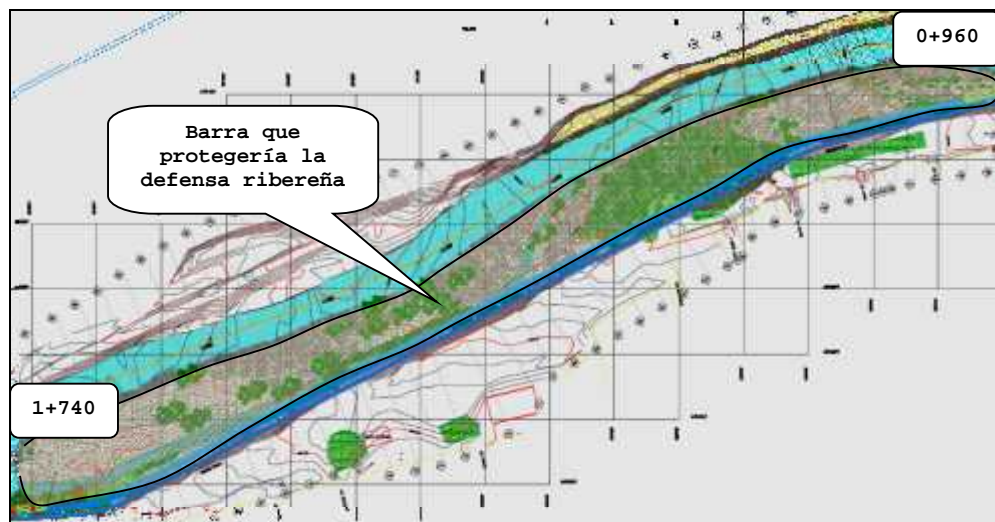


Figura 6.32. Línea del thalweg viaja adyacente al tramo de estudio.

En la Figura 6.33, se muestra la sección transversal típica, mediante gaviones y colchones reno.

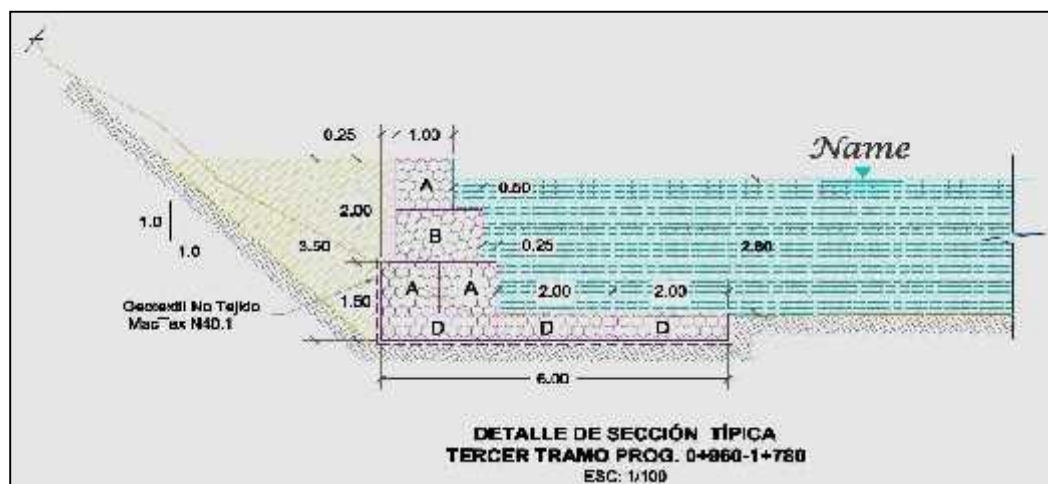


Figura 6.33. Sección transversal propuesta para el tramo 0+960 a 1+740.

6.3.1.1.6.4 Progresivas 1+780 @ 4+160.

El tramo de estudio dentro de estas progresivas es también crítico, debido a que la línea del thalweg, viaja adyacente a la margen izquierda, donde se encontrará instalada la defensa ribereña. Habiendo tomado en cuenta el análisis de la simulación hidráulica, con la inclusión de la defensa ribereña, se obtiene como velocidad promedio en el tramo de estudio, un valor igual a 4.34 m/s, y como valor máximo un valor igual a 5.86 m/s, para el tránsito de la máxima avenida para el periodo de retorno de diseño, siendo necesario en este tramo instalar una defensa ribereña mediante enrocado al pie de la estructura, de tal forma de garantizar la estabilidad de esta.

En la Figura 6.34, se observa el tramo en planta desde la progresiva 1+780 @ 2+940, donde se puede mostrar la incidencia de la línea del thalweg, en el tramo en estudio.

Así mismo en la Figura 6.35, se muestra el plano en planta entre las progresivas 2+940 @ 4+160, donde también se puede mostrar como viaja la línea del thalweg, adyacente a la margen izquierda, siendo necesaria la instalación de una estructura que soporte las velocidades máximas generadas, con la inclusión de un enrocado al pie de la estructura fluvial, de tal forma que proteja la defensa ribereña.

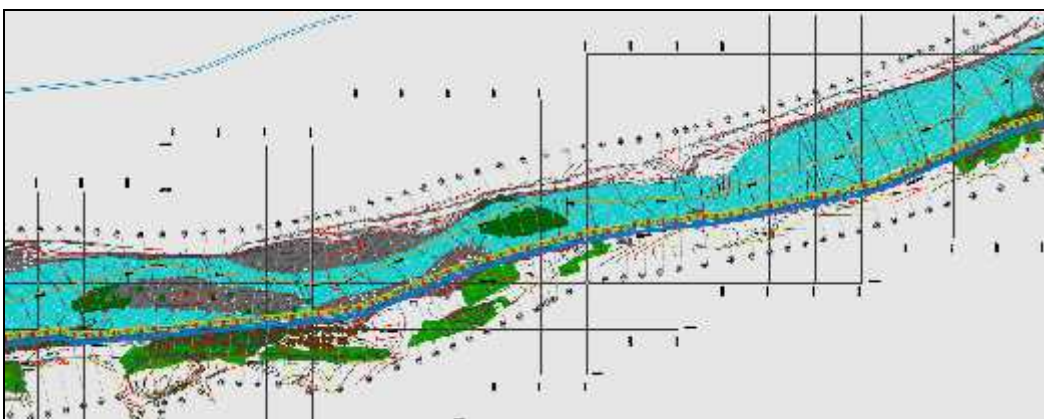


Figura 6.34: Vista en planta de la línea del thalweg - 1+780 @ 2+940.

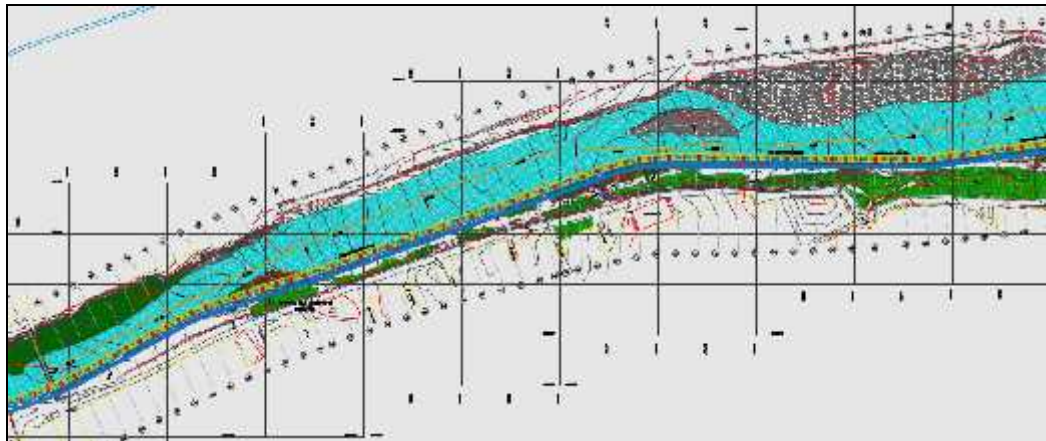


Figura 6.35: Vista en planta de la línea del thalweg - 2+940 @ 4+160.

En la Figura 6.36, se muestra la sección transversal típica del tramo de estudio, siendo necesario definir en el siguiente capítulo, el diámetro de las rocas, que deben contener el enrocado, que posea dentro de su granulometría un D50, con una velocidad crítica de iniciación de movimiento superior al promedio encontrado de 4.34 m/s, de tal forma que garantice la estabilidad de la defensa ribereña. En la parte posterior de la estructura de gaviones, será necesaria la instalación de un geotextil que permita evitar la erosión del suelo, de tal forma de garantizar la estabilidad de la estructura, del mismo modo también tiene que instalarse un geotextil por debajo de las rocas para garantizar la no erosión de las partículas asentadas en esta zona.

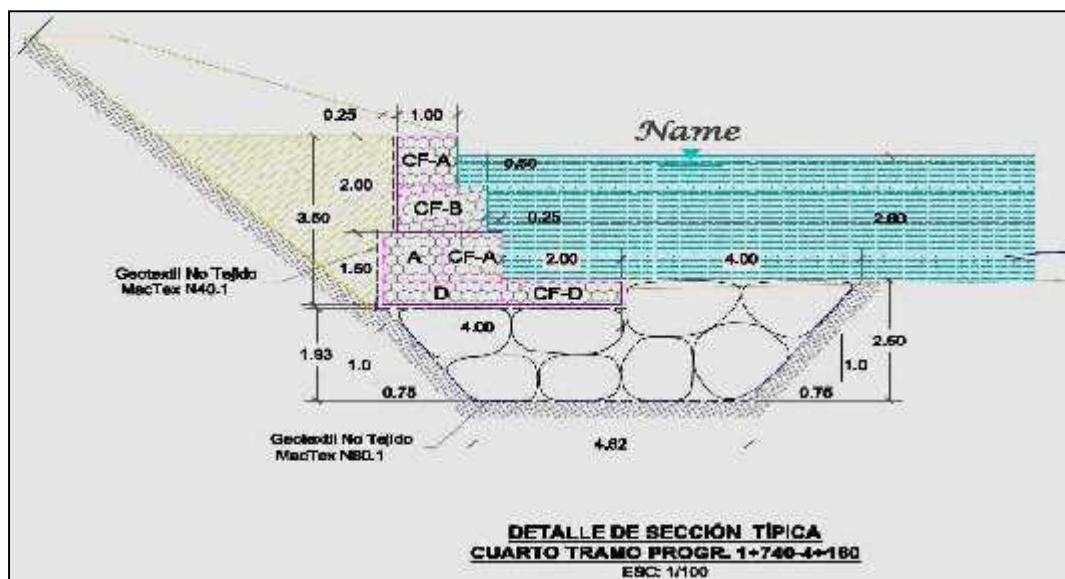


Figura 6.36: Sección transversal típica 1+740 @ 4+000.

6.3.1.1.7 Capacidad hidráulica de los puentes Girasoles y Ñaña.

En este ítem, se determinará la capacidad hidráulica de cada uno de los puentes que involucra el proyecto, debido a que se tiene previsto instalar la defensa ribereña 60 metros aguas arriba del puente Girasoles y 100 m aguas abajo del puente Ñaña. Para la determinación del tirante en cada uno de los puentes, se utilizó el software HEC RAS v. 4.1, en el que se ha incluido los pilares y estribos en la sección transversal natural. En la Figura 6.37 se muestra la sección transversal del puente Girasoles, donde se puede observar un tirante máximo de 2.65 m, y un galibo de 1.83 m, siendo este no aceptable debido a que el Ministerio de Transportes aprueba un galibo de 2.00 m, teniendo en cuenta la altura desde la base de la viga del puente al nivel de aguas máximas para el periodo de retorno de diseño.

Es necesario se cambie el puente de tal forma de contar con un galibo de 2.00 m, recomendable, cuyos estribos deben alinearse con la defensa ribereña.

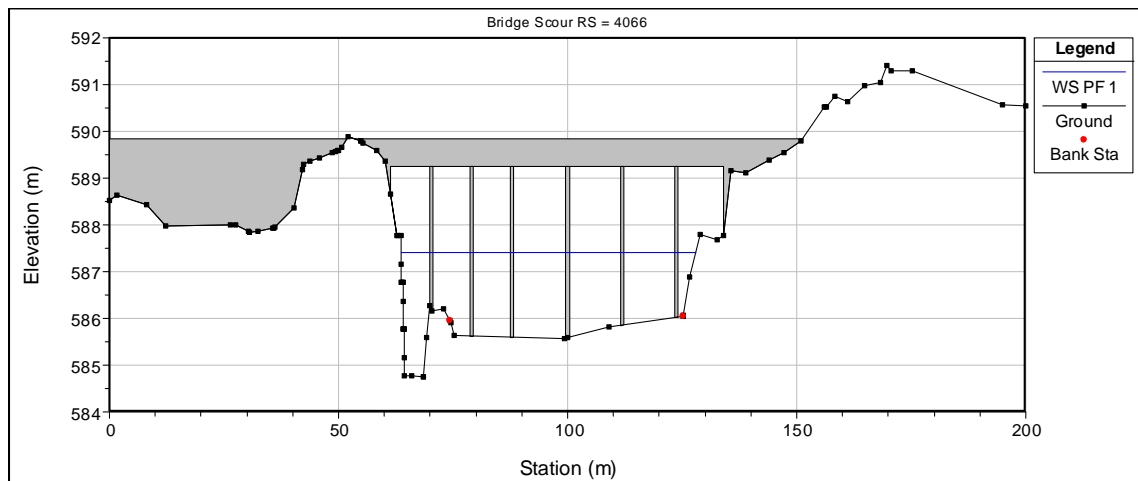


Figura 6.37: Sección transversal – Puente Girasoles.

En la Figura 6.38, se muestra el perfil de la superficie libre de agua, donde se puede observar que este logra pasar por debajo de la viga del puente, con un galibo de 1.83 m.

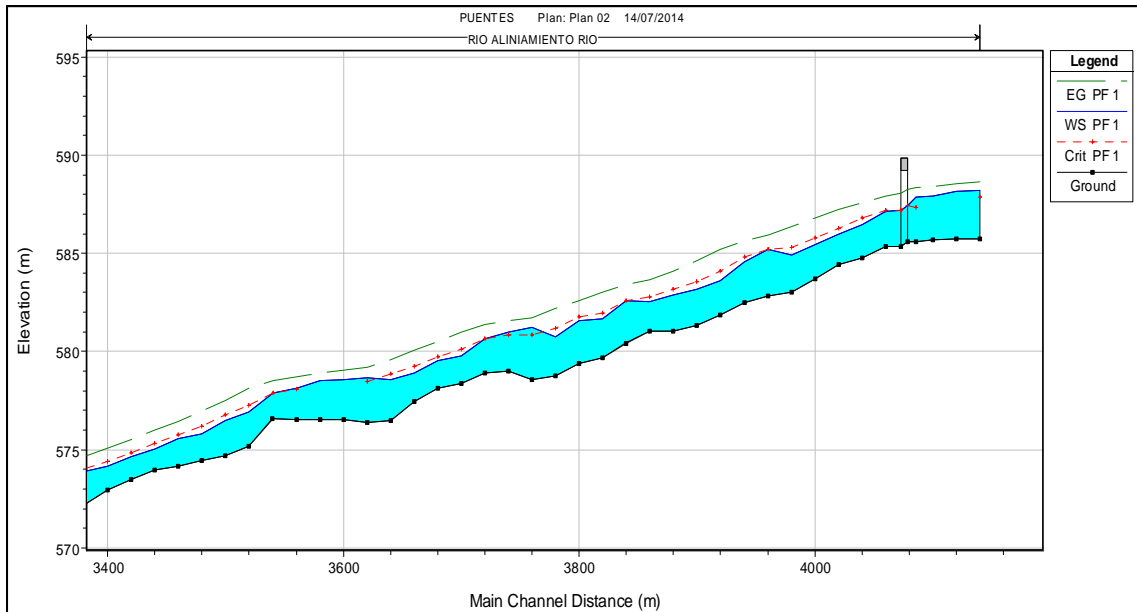


Figura 6.38: Perfil de la SLA bajo el puente Girasoles.

De igual forma se muestra en la Figura 6.39, la sección transversal del puente Ñaña, con el tirante máximo de 3.24 m, que logra superar la altura de la defensa ribereña prevista. Así mismo, se tiene un galibo de 0.83 m, no aceptable, y siendo este vulnerable al paso de la avenida. Se concluye finalmente en este caso la instalación de un puente sin pilares, que permita dejar una sección natural libre al paso de la máxima avenida.

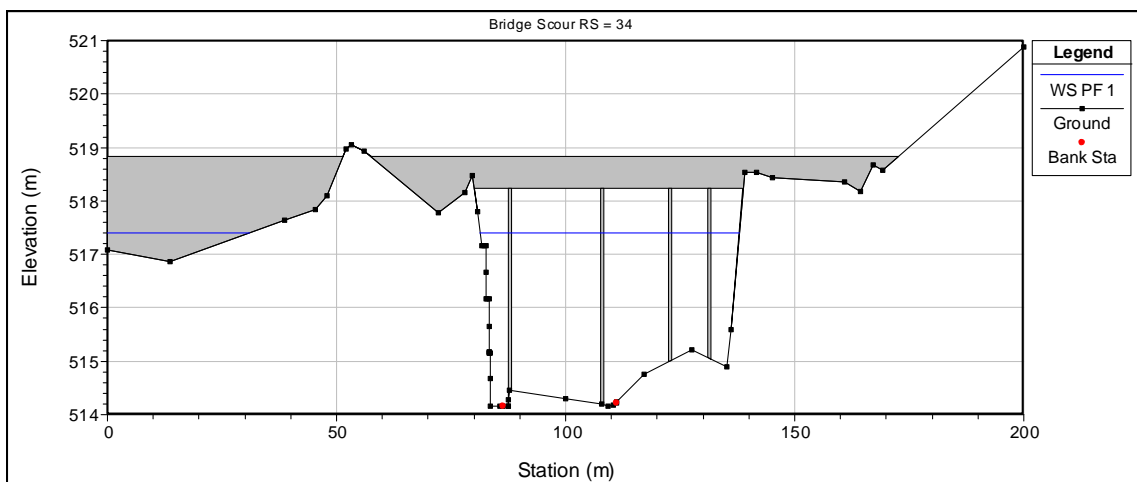


Figura 6.39: Sección transversal – Puente Ñaña.

En la Figura 6.40, se muestra el perfil de la superficie libre de agua, el mismo que pasa muy cerca de la base de la viga del puente, debido a que se reduce la sección transversal.

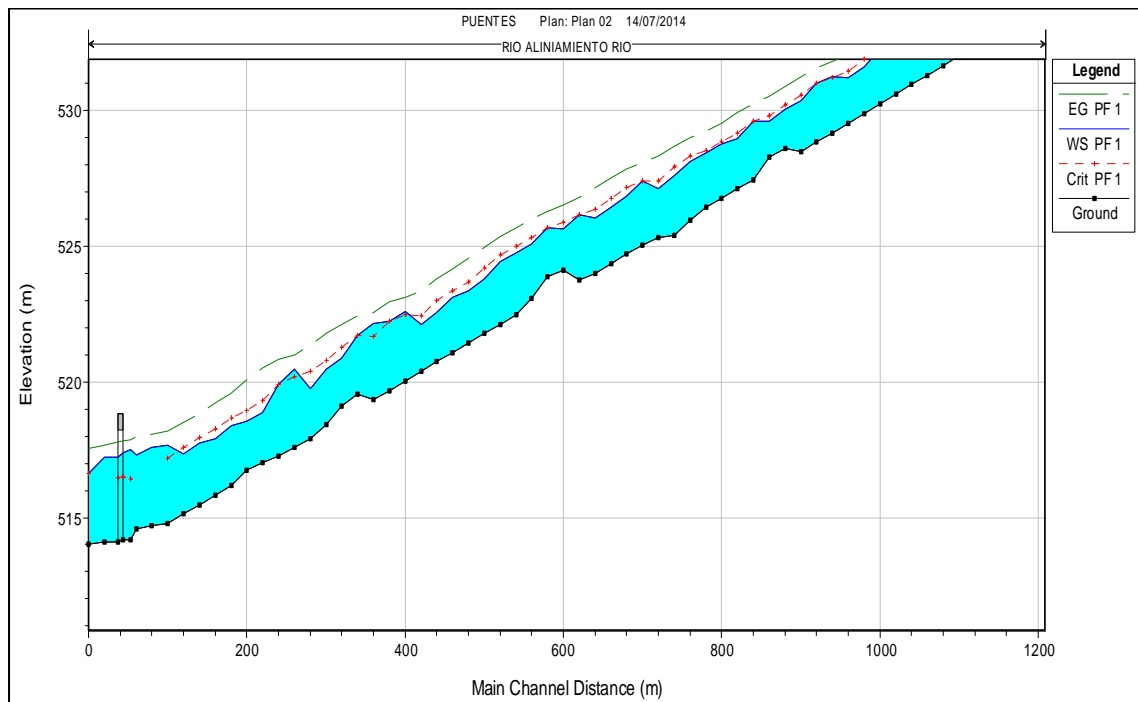


Figura 6.40: Perfil de la SLA bajo el puente Ñaña.

6.3.1.2 Estudio de Hidráulica Fluvial

6.3.1.2.1 Introducción.

El análisis de transporte de sedimentos, para el tramo de interés de longitud igual a 4.16 Km, tiene incidencia directa en la determinación de la erosión generalizada, teniendo en cuenta la distribución en planta del alineamiento de la línea del thalweg a lo largo del tramo de estudio. La erosión, tendrá incidencia en la medida de protección a considerar al pie de la estructura fluvial propuesta.

La erosión y sedimentación como proceso continuo en un lecho aluvial, se determinará mediante el HEC-6, inmerso dentro de HEC RAS v. 4.1, la profundidad máxima de socavación a partir de la ecuación de EXNER y la ecuación de Laursen (Copeland) para la determinación de transporte sólido de fondo. También se utilizará la metodología del HEC-11, que permite determinar la socavación máxima a partir del D50 del lecho del río Rimac en el tramo en estudio.

Una tercera metodología utilizada, será la formulación matemática de Lischvan Lebediev, para determinar la socavación generalizada, que permitirá determinar la longitud de la base del enrocado, siendo necesario para esto las características hidráulicas de la sección transversal

más crítica obtenida en el proceso de simulación de flujo permanente gradualmente variado, así como la granulometría inherente en el tramo en estudio.

Finalmente se estudiarán dos propuestas y se analizarán, en función a la socavación máxima encontrada en el tramo de estudio.

6.3.1.2.2 Diseño de canal estable – Teoría del Régimen.

Para la determinación del diseño de canal estable, se utilizará el método de Copeland a través del software HEC RAS v. 4.1.

El Método de Copeland, usa una aproximación analítica para resolver las variables de diseño de canal estable correspondientes a profundidad, ancho y pendiente. La estabilidad se alcanza, cuando la descarga de ingreso de sedimentos para un tramo particular es igual a la descarga de salida de sedimentos, en el mismo.

Para la determinación de las variables en régimen, se considera un caudal igual a 100 m³/s, aproximado para un periodo de retorno de 10 años.

Se considera también una gravedad específica de 2.65 para la granulometría utilizada, cuyo d₈₄ igual a 150 mm, d₅₀ igual a 80 mm y d₁₆ igual a 20 mm, como granulometría inherente en el lecho del río y una temperatura igual a 18°C como promedio de la zona estudiada. La pendiente de los bancos corresponden a 0.7 y 1.0 como distancia horizontal con respecto a la vertical (z:1) y los coeficientes de rugosidad de Manning en los bancos igual a 0.035 para la izquierda y derecha.

En la Figura 6.41, se muestra la relación entre la pendiente y la profundidad, a partir de la cual, se puede observar para una pendiente de 0.028 m/m, se obtiene una profundidad de 2 pies = 0.60 m.

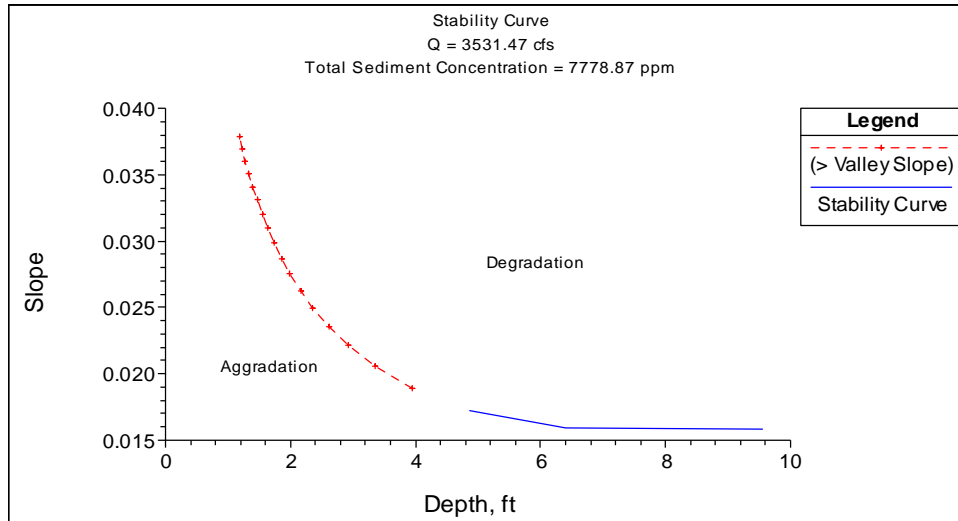


Figura 6.41: Relación entre pendiente y profundidad.

Del mismo modo en la Figura 6.42, se muestra la relación existente entre la pendiente y el ancho estable, a partir de la cual, se observa que para una pendiente de 2.8 %, se obtiene un ancho estable de 230 pies = 70 m, aceptable para nuestro caso, pero que la pendiente no se adecua al tramo de estudio, siendo este valor únicamente de 1.8%.

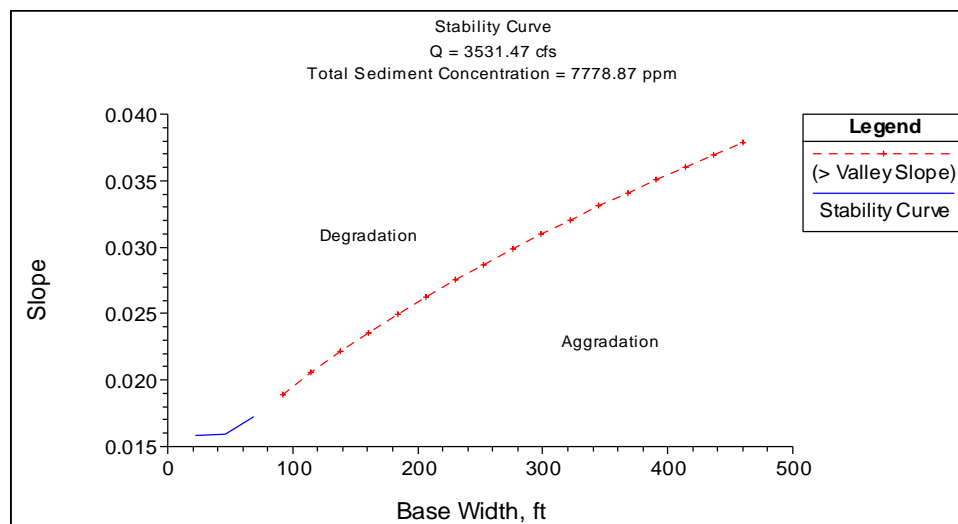


Figura 6.42: Relación entre pendiente y ancho estable.

6.3.1.2.3 Estudio de socavación generalizada en el tramo en estudio.

Para la determinación de la socavación generalizada, en el tramo de estudio, se utilizará tres metodologías: HEC-6, Lischvan Lebediev y HEC-11, a partir de los cuales, se determinará la

profundidad máxima de socavación, el mismo que tendrá que considerarse para instalar el material de protección al pie de la estructura fluvial.

6.3.1.2.3.1 Método del HEC-6 (HEC-RAS).

Para la determinación del proceso de transporte de sedimentos en el tramo de estudio, en lo que respecta al cálculo de erosión y sedimentación, como proceso continuo en el fondo del lecho del río, producto del transporte de la máxima avenida de diseño, se utilizará la ecuación de continuidad de sedimentos de Exner, a través de HEC-6, inmersa en HEC-RAS v. 4.1:

$$(1 - \lambda_p)B \frac{\partial \eta}{\partial t} = - \frac{\partial Q_s}{\partial x} \quad (6.5)$$

Dónde:

B: Ancho del canal.

η : Elevación del canal.

λ_p : Porosidad de capa activa.

t: Tiempo.

x: Distancia.

Qs: Caudal sólido.

La ecuación anterior simplemente manifiesta que el cambio de volumen de sedimentos en un volumen de control (erosión o sedimentación), es igual a la diferencia entre las cargas de sedimentos de ingreso y salida.

La función de transporte de sedimentos utilizada corresponde a la ecuación de Laursen-Copeland, cuya formulación matemática es una función del exceso de corte y una relación de la velocidad de corte a la velocidad de caída. Esta ecuación puede ser utilizada para lechos gravosos, como es el caso del lecho del río Rímac.

Para la determinación del análisis de transporte de sedimentos, se ha utilizado el hidrograma discreto en intervalos de tiempo, obtenido a partir del hidrograma continuo determinado en la etapa hidrológica, cuyo caudal máximo es igual a 406.31 m³/s.

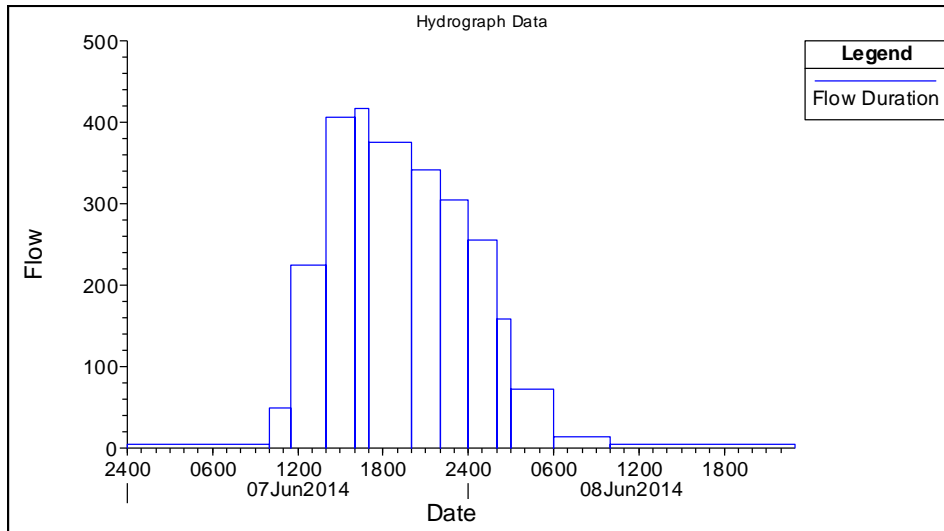


Figura 6.43: Hidrograma discreto para cálculo de transporte de sedimentos.

La granulometría ingresada al software, para la determinación del proceso de erosión y sedimentación en el tramo de estudio, se observa en la Figura 6.44, en la que se tiene partículas consideradas de hasta 10".

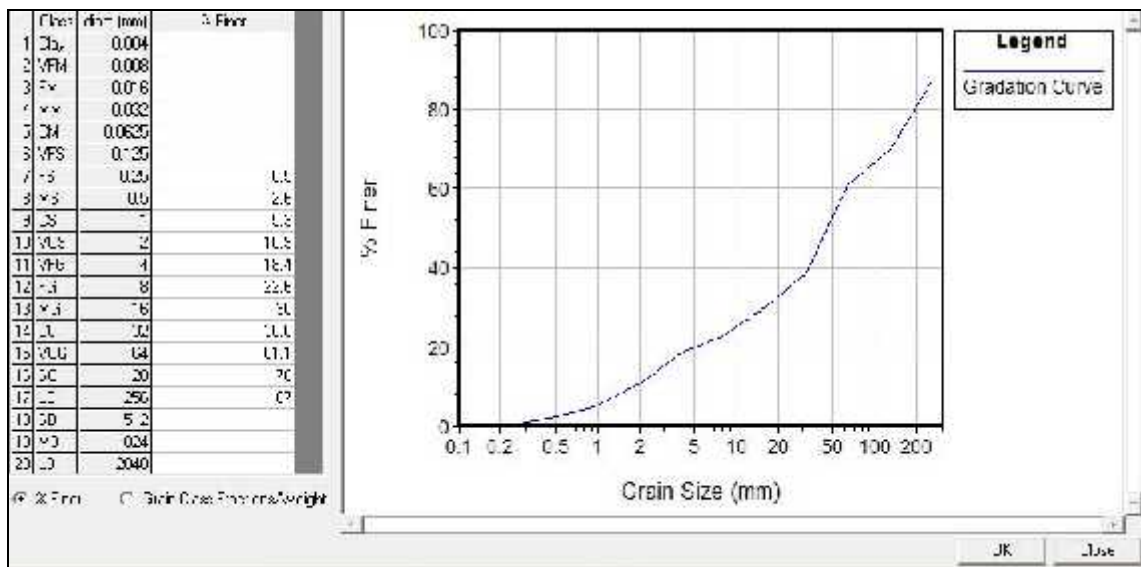


Figura 6.44: Granulometría del lecho del tramo de estudio.

Para la determinación de transporte de sedimentos, se ha considerado el volumen de control, tomando en cuenta las coordenadas del canal principal y una profundidad de 5 m, hasta donde

se considera lecho rígido. En la figura 6.45, se muestra la línea del thalweg y el lecho rígido asumido.

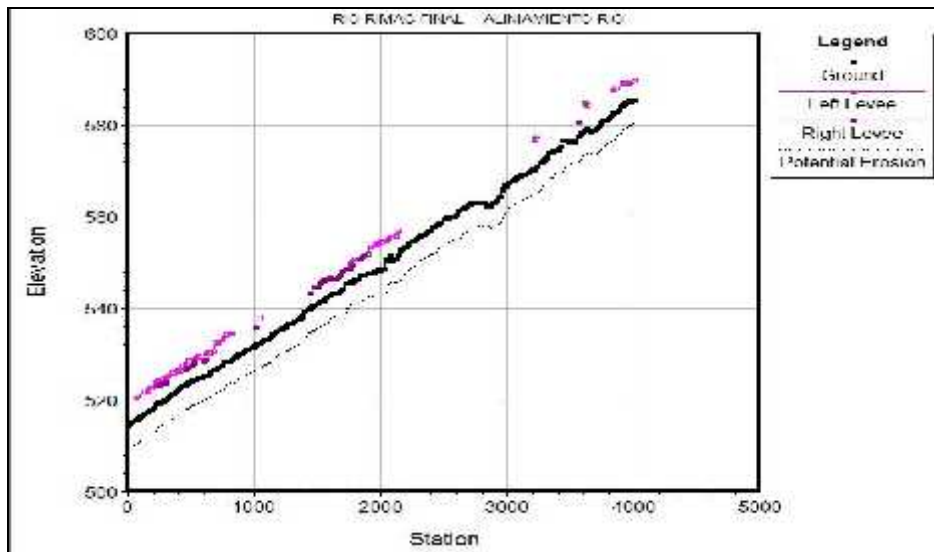


Figura 6.45: Línea del thalweg y lecho rígido asumido.

En la Figura 6.46, se observa la línea del thalweg en color negro y la línea azul, que muestra el proceso de erosión y sedimentación a lo largo del tramo de estudio.

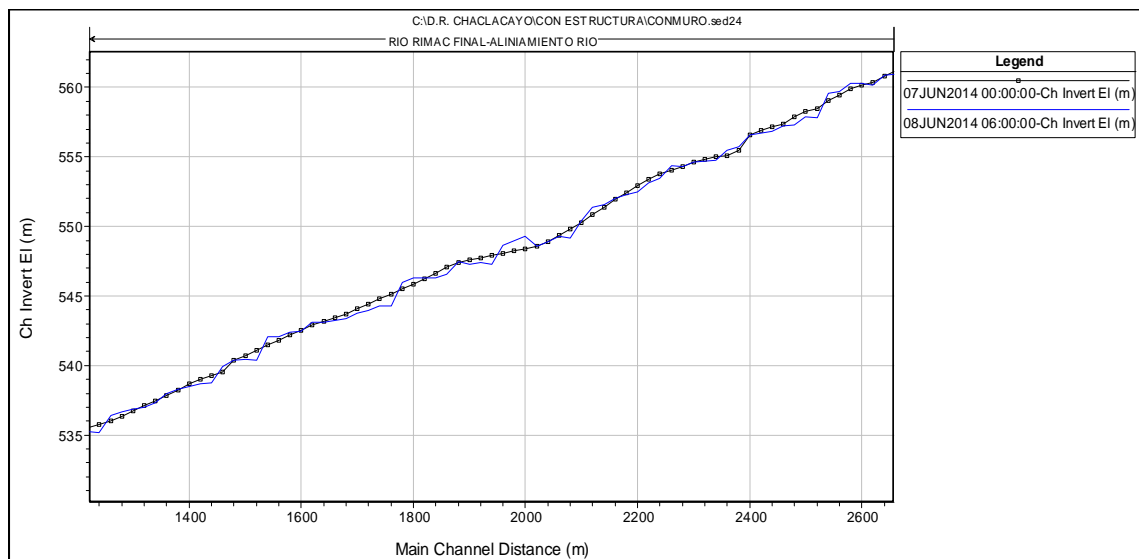


Figura 6.46: Thalweg y perfil de erosión y sedimentación.

De igual forma en la Figura 6.47, se observa la erosión existente en la sección transversal 3+620, generada cuando se transita el caudal de máximas avenidas de diseño.

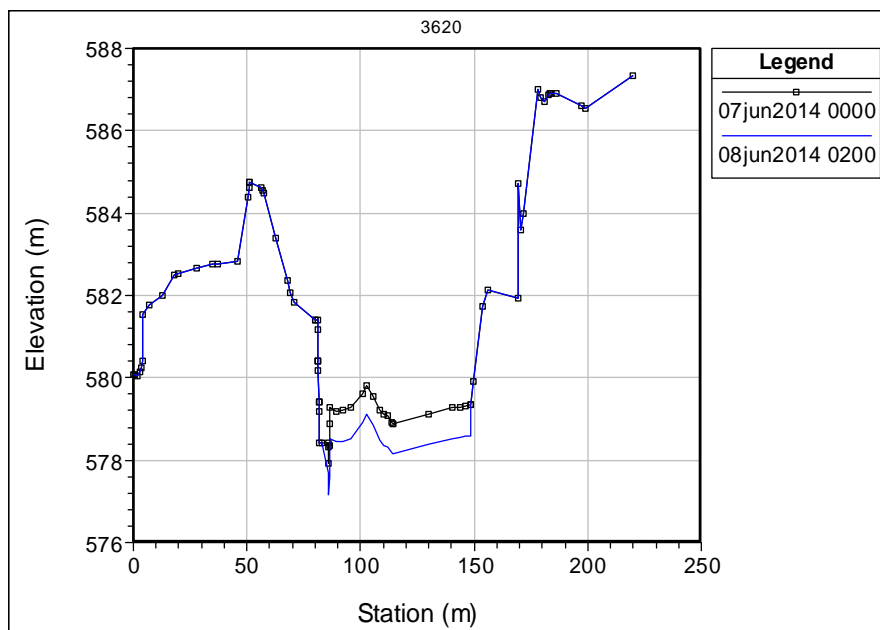


Figura 6.47: Erosión en sección transversal 3+620.

Finalmente, luego de revisar la profundidad máxima de socavación en el tramo de estudio, se tiene un valor igual a 1.13 m.

6.3.1.2.3.2 Método de Lischvan Lebediev.

El objetivo consiste en calcular la socavación generalizada a partir de la ecuación de Lischvan Lebediev, cuando se transita el caudal de diseño a lo largo del tramo de estudio. A partir de este tránsito, se podrá obtener la erosión generalizada en secciones transversales, donde sea necesaria la instalación de la estructura fluvial (defensa ribereña) mediante una estructura combinada de enrocado y colchones reno y gaviones para las zonas críticas y para las zonas no vulnerables únicamente gaviones y colchones reno. Para realizar esto, se tendrá en cuenta los resultados de las características hidráulicas obtenidas en la simulación hidráulica a nivel de flujo permanente en los cuatro tramos de estudio, como son: área hidráulica, espejo de la superficie libre de agua, considerando para ello la subdivisión del espejo de la sección transversal en 04 tramos, y a partir de las alturas hidráulicas obtenidas, se tendrá finalmente las profundidades de erosión, que finalmente mostrarán la geometría de la sección transversal erosionada.

Para la determinación de la socavación generalizada se presenta el criterio propuesto por Lischtván – Lebediev, el cual presenta la siguiente ecuación:

$$Y_s \times \frac{r Y_o^{5/3}}{0.68 s d_m^{0.28}} \frac{1}{\Gamma X} \quad (6.6)$$

Donde:

$$x \times 0.0068 d_m^2 \times 0.036 d_m \Gamma 0.4283; \quad 0.05 \text{ } ^{\text{TM}} d_m \Phi 2.5 \text{mm}$$

$$x \times 0.4101 \times 0.0298 \text{Ln}(d_m) \quad 2.50 \text{ } ^{\text{TM}} d_m \Phi 60.0 \text{mm}$$

$$x \times 10^{27} d_m^2 \times 2 \times 10^{24} d_m \Gamma 0.3004 \quad d_m \mid 60.0 \text{mm}$$

d_m : Diámetro medio (mm) de los granos de fondo.

$$r \times \frac{Q_d}{Y_m^{5/3} B_e u} \quad (6.7)$$

Donde:

$$Y_m \times \frac{A}{B_e} \quad (\text{Tirante medio de la sección})$$

ϕ : Coeficiente que depende de la frecuencia con que se repite la avenida en estudio, igual a 1 para el $Tr = 100$ años.

El resultado de la socavación generalizada se presenta a continuación en la Tabla 6.11, considerado únicamente para la sección más crítica del tramo de estudio.

El diámetro medio considerado para el tramo de estudio, es igual a 50 mm, las características hidráulicas se han tomado en cuenta para la sección transversal 0+380, en la que se tiene el área hidráulica, el tirante cuando se transita el caudal de máximas avenidas. La profundidad máxima de socavación, para el tramo de estudio, es igual a 2.30 m, a partir del cual se determinará la altura de la uña del enrocado, así como la longitud del colchón reno, considerado como 2 veces la profundidad de socavación.

riberaña para cada uno de los cuatro tramos de análisis, como a continuación se describe, teniendo en cuenta en los tramos críticos, el planteamiento de hasta tres propuestas:

6.3.1.2.4.1 Progresivas 0+000 @ 0+600.

Este primer tramo se considera no vulnerable, y para su diseño se toma en cuenta la simulación hidráulica a nivel de flujo permanente gradualmente variado obtenido mediante el programa HEC-RAS v. 4.1, cuyos resultados hidráulicos más importantes, se presentaron en el análisis hidráulico. En la Figura 6.48, se muestra la sección transversal a utilizar, teniendo en cuenta que se consideró una altura de 3 m de estructura de gaviones y una longitud de 4 m de colchón reno, considerando un factor de seguridad igual a 1.6.

Cabe resaltar que la estructura de gaviones permite contener el tirante máximo generado y soportar la velocidad máxima transitada para el caudal de diseño.

$$Y = 2.74 \text{ m.}$$

$$V = 4.70 \text{ m/s.}$$

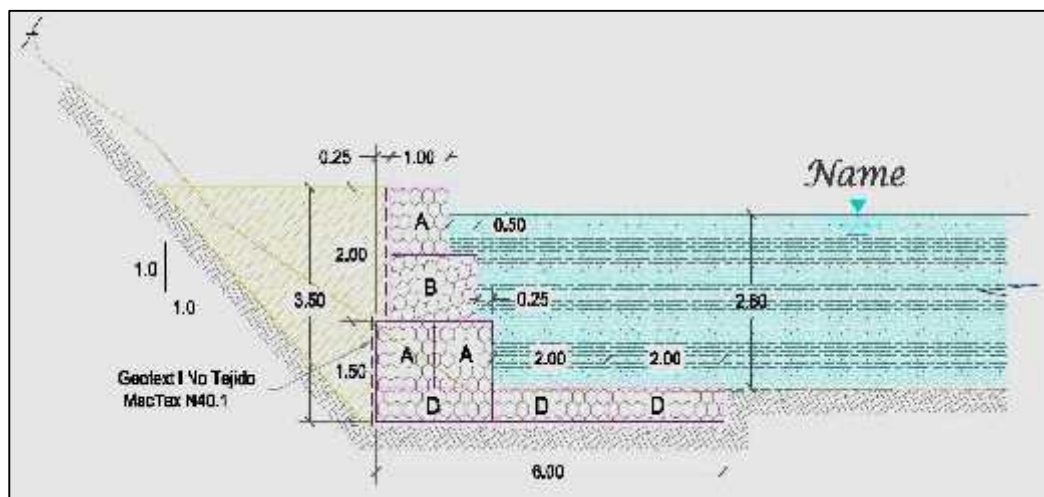


Figura 6.48: Sección transversal de diseño – Progresiva 0+000 a 0+600.

Para el diseño de los gaviones y colchones reno, se tendrá en cuenta la velocidad y tirante generados para el caudal de diseño para el periodo de retorno de 100 años, a partir del cual se

procederá a realizar el dimensionamiento de la malla de gaviones a utilizarse en la estructura fluvial:

- J Gavión caja de 0.50 m de altura, para el colchón reno, considerando un diámetro del alambre de la malla, de 2.4 mm, revestido con PVC.
- J Gaviones caja, que alcancen finalmente una altura de 3.00 m sobre la línea del thalweg del lecho del río Rímac. Cabe recordar que la altura máxima alcanzada del tirante de flujo permanente gradualmente variado es igual a 2.74 m, por lo que se considera el muro de gaviones hasta 0.26 m, por encima de esta superficie.
- J Los gaviones caja deben ser plastificados, cuyas especificaciones se muestran en el plano correspondiente.
- J El diámetro de las piedras de relleno debe tener una granulometría entre 120 @ 250 mm, con un D50 igual a 190 mm, teniendo en cuenta que estos soportan una velocidad crítica de iniciación de movimiento igual a 5.5 m/s, y como velocidad límite igual a 6.4 m/s obtenido del Manual Técnico de Revestimientos de canales y cursos de agua distribuido por MACCAFERRI, la misma que es mayor a 4.70 m/s, por lo que se considera estable el colchón reno.
- J Así mismo es necesario colocar un geotextil MacTex N40.1, que garantice que las partículas que se encuentren por detrás del gavión y colchón reno no sean erosionadas, como se muestra en los planos correspondientes.

6.3.1.2.4.2 Progresivas 0+600 @ 1+000.

Este tramo, se considera como crítico, debido a la incidencia de la línea del thalweg, las características hidráulicas obtenidas en la etapa hidráulica son las siguientes:

$$Y = 2.41 \text{ m.}$$

$$V \text{ promedio} = 4.80 \text{ m/s y } V_{\text{max}} = 5.63 \text{ m/s.}$$

Teniendo en cuenta que se tiene un tramo crítico, se ha previsto la instalación de un enrocado en la base de la estructura de gaviones, cuyo dimensionamiento, se realizará teniendo en cuenta tres metodologías:

) Método del HEC-11.

Para la determinación del D50 del enrocado, se considera la siguiente formulación matemática:

$$D_{50} = \frac{0.00594V^2}{(Y^{0.5}K_1^{1.5})} \quad (6.9)$$

Dónde:

D50: Tamaño medio del enrocado (m).

V: Velocidad (m/s).

Y: Tirante (m).

K1: Factor de corrección.

$$K_1 = \left[1 - \frac{\text{sen}^2 \theta}{\text{sen}^2 \phi} \right]^{0.5} \quad (6.10)$$

Dónde:

θ : Angulo del banco con la horizontal.

ϕ : Angulo de reposo del enrocado.

Considerando las siguientes inclinaciones (z:1) y un ángulo de fricción interna de 41°, se tiene los siguientes valores de K1:

- z:1 = 1.5:1; K1 = 0.53; D50 = 1.10 m.
- z:1 = 2.0:1; K1 = 0.73; D50 = 0.68 m.

Es necesario realizar los ajustes del D50 obtenido a partir de dos coeficientes de seguridad:

$$C_{sg} = \frac{2.12}{(S_g - 1)^{1.5}} \quad (6.11)$$

$$C_{sf} = \left(\frac{SF}{1.2} \right)^{1.5} \quad (6.12)$$

Estos coeficientes de seguridad, finalmente deben ser unidos en uno solo para ajustar el D50 obtenido, es decir:

$$C = C_{sg} * C_{sf} \quad (6.13)$$

Considerando la gravedad específica de la roca igual a 2.65, el coeficiente C_{sg} es igual a 1.00. Para el caso del coeficiente C_{sf} igual a 1.30, se consideró un SF de 1.45, considerado a partir de tener en cuenta un flujo gradualmente variado, curvatura moderada: radio de la curva/ancho del canal = 10.65, mayor de 10 y menor de 30 (Tabla 1 - Guidelines for the Selection of Stability Factors – HEC 11, pág. 41). Luego el Coeficiente final C es igual a 1.30.

Finalmente los diámetros corregidos, por el factor de seguridad son los siguientes:

- z:1 = 1.5:1; D'50 = 1.40 m.
- z:1 = 2.0:1; D'50 = 0.90 m.

El diámetro final considerado para un talud de z = 1.5, es igual a 1.40 m, por el método del HEC-11.

J) Método de Pilarczyk.

Esta fórmula fue obtenida a partir de los resultados de una serie de trabajos sobre estabilidad de protecciones de escollera, de colchones de piedra y de bloques de hormigón realizados en Holanda. La fórmula incluye varios coeficientes empíricos

derivados de pruebas realizadas con prototipos, entre los que se encuentra el denominado factor de turbulencia, el cual varía de acuerdo al tipo y condición del flujo.

La ecuación es la siguiente:

$$D_{50} = \frac{\phi^{0.035}}{\Delta \psi_{cr}} K_T K_h K_s^{-1} \frac{V^2}{2g} \quad (6.14)$$

Dónde:

D_{50} : Diámetro medio de la protección.

ϕ : Factor de corrección de la estabilidad.

Δ : Densidad relativa del revestimiento.

ψ_{cr} : Factor de estabilidad.

V : Velocidad media local del flujo.

K_T : Factor de turbulencia. (diferente de la intensidad de turbulencia).

$K_T = 1.0$ para una turbulencia normal en ríos.

$K_T = 1.50 - 2.00$ para zonas de alta turbulencia (ejemplo aguas abajo de cuencos amortiguadores, perturbaciones locales, curvas cerradas).

K_h : Factor de profundidad.

En zonas de alta turbulencia es probable que el perfil de velocidad no se desarrolle totalmente y por lo tanto se sugiere el uso de la siguiente ecuación:

$$K_h = \left(\frac{D_{50}}{y} \right)^{0.20}, \text{ siendo } y: \text{ tirante del flujo.} \quad (6.15)$$

En el caso de protección de taludes, el tirante, y , se debe tomar en la vertical de la intersección del talud con el fondo.

K_s : Factor de talud.

Se define como el producto de un término de cara de talud (K_d) y un talud longitudinal K_l .

$$K_s = K_d \cdot K_l \quad (6.16)$$

Con:

$$K_d = \cos\alpha \sqrt{1 - \left(\frac{\operatorname{tg}\alpha}{\operatorname{tg}\phi}\right)^2} \quad (6.17)$$

$$K_l = \frac{\operatorname{sen}(\phi - \beta)}{\operatorname{sen}\phi} \quad (6.18)$$

Dónde:

α : Talud de la orilla.

ϕ : Angulo de rozamiento interno.

β : Angulo del perfil longitudinal del canal con la horizontal.

La forma de aplicar la ecuación 6.14, es mediante proceso iterativo, el cual requiere una primera estimación del tamaño característico de la protección. El proceso iterativo continúa hasta que se llega a un valor de D similar al asumido inicialmente.

Para el caso del diseño del enrocado al pie de la defensa ribereña, se considera:

$$V = 4.80 \text{ m/s.}$$

$$\phi = 0.75,$$

$$S = 2.65, \text{ entonces } \quad = 1.65.$$

$$\psi_{cr} = 0.035.$$

$$K_T = 1.00.$$

$$K_h = \left(\frac{D_{50}}{2.41} \right)^{0.20}$$

$$\beta = 1.01^\circ$$

$$\alpha = 33.69^\circ$$

$$\phi = 41^\circ$$

$$K_d = 0.53$$

$$K_l = 0.98$$

$$K_s = 0.52 \text{ (} z = 1.5 \text{)}$$

$$K_s = 0.86 \text{ (} z = 2.0 \text{)}$$

Finalmente los diámetros para los dos taludes considerados, son los siguientes, para una velocidad de 4.80 m/s:

- $z:1 = 1.5:1$ $D_{50} = 0.83$ m.

- $z:1 = 2.0:1$ $D_{50} = 0.44$ m.

Y para una velocidad de 5.63 m/s, se tienen los siguientes diámetros:

- $z:1 = 1.5:1$ $D_{50} = 1.24$ m.

- $z:1 = 2.0:1$ $D_{50} = 0.66$ m.

) Método de Simons y Senturk.

Este método considera que la estabilidad de una sola partícula o piedra es función de las características geométricas y sedimentológicas de la partícula en consideración. A continuación se describe cada una de las fórmulas utilizadas:

$$SF = \frac{\cos\theta \operatorname{tg}\phi}{\eta' \operatorname{tg}\phi + \operatorname{sen}\theta \cos\beta} \quad (6.19)$$

$$\eta = \frac{21\tau_g}{(S_f - 1)\gamma_a D_{3u}} \quad (6.20)$$

$$\beta = \arctg \left[\frac{\cos\lambda}{\frac{z \operatorname{sen}\theta}{\eta \operatorname{tg}\phi} + \operatorname{sen}\lambda} \right] \quad (6.21)$$

$$\eta' = \eta \left[\frac{1 + \operatorname{sen}(\lambda + \beta)}{2} \right] \quad (6.22)$$

Dónde:

τ_g : Esfuerzo cortante.

λ : Angulo que forma el vector velocidad con la horizontal, medido sobre el plano del talud.

θ : Angulo que forma el talud, con el plano horizontal.

ϕ : Angulo de fricción interna de las rocas.

Para este caso, se tienen los siguientes datos:

$$\tau_g = 24.93 \text{ kg/m}^2.$$

$$\lambda = 1.01^\circ.$$

$$\theta = 33.69^\circ.$$

$$\phi = 41^\circ$$

Y considerando un talud $z = 1.5$, se tienen los siguientes resultados, resumidos en la Tabla 6.12.

Tabla 6.12: Factores de seguridad para D50 – $z = 1.5$.

D50 asumido	η	β	η'	SF
1.00	0.317	13.901	0.199	1.02
1.20	0.264	11.662	0.161	1.06
1.50	0.212	9.383	0.125	1.10
2.50	0.127	5.668	0.071	1.18

Y ahora considerando un talud $z = 2.0$ ($\theta = 26.57^\circ$), siendo el resto de valores igual que en el caso anterior, se obtienen los siguientes factores de seguridad:

Tabla 6.13: Factores de seguridad para D50 – $z = 2.0$.

D50 asumido	η	β	η'	SF
1.00	0.317	17.050	0.208	1.28
1.20	0.264	14.345	0.167	1.34
1.50	0.212	11.573	0.129	1.41
2.50	0.127	7.014	0.072	1.53

Fuente: Elaboración propia

De las dos últimas tablas, se puede observar que a mayor z , se tiene un factor de seguridad mayor, debido a que el ángulo del talud con respecto a la horizontal es más pequeño, para el que se requeriría un diámetro menor, pero ocupa mayor espacio e invade el Boulevard a instalar en la parte superior.

Finalmente se considera un diámetro D50 igual a 1.40, para el que se tendría un espesor del enrocado igual a $T = 2D50 = 2.80$ m.

Cantidad de roca a utilizarse al pie de la estructura.

Para definir la cantidad de roca que debe instalarse al pie de la defensa ribereña, se tendrá en cuenta la siguiente formulación matemática:

$$Rq = ds(\text{sen}\theta)^{-1}(T)(1.5) \quad (6.23)$$

Dónde:

Rq: Cantidad de enrocado requerido (pie²).

ds: Socavación total (pies).

θ : Angulo del banco con la horizontal.

T: Espesor de la capa de enrocado (pies).

A continuación se tienen los siguientes datos:

$ds = 2.50 \text{ m} = 8.20 \text{ pies.}$

$= 33.69^\circ (z=1.5).$

$= 26.57^\circ (z=2.0).$

$T = 2D50 = 2.80 \text{ pies.}$

Reemplazando en la ecuación 6.23, se tiene un R_q igual a:

$z:1 = 1.5:1 \quad R_q = 203.70 \text{ pie}^2 = 18.92 \text{ m}^2.$

$z:1 = 2.0:1 \quad R_q = 253.00 \text{ pie}^2 = 23.50 \text{ m}^2.$

Para el diseño de este tramo crítico, se considera el área de 18.92 m^2 para un talud de 1.5:1, el mismo que debe instalarse al pie de la estructura de gaviones.

Finalmente la sección transversal de diseño considerada, se muestra en la Figura 6.49, donde se puede observar la distribución de rocas al pie de la estructura.

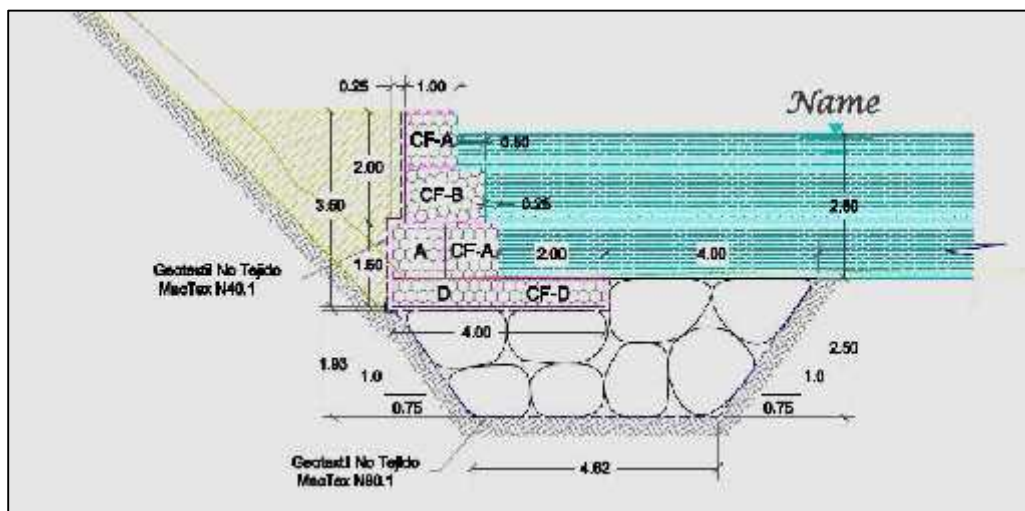


Figura 6.49: Sección transversal de diseño – Progresiva 0+600 a 1+000

Muro de gaviones:

Para el diseño de estos gaviones ubicados en la parte superior del enrocado al pie de la estructura, se tendrá en cuenta la velocidad promedio del tramo de estudio, cuando transita el caudal de máximas avenidas igual a 4.80 m/s , a partir del cual se procederá a realizar el dimensionamiento de la malla de gaviones a utilizarse en la estructura fluvial:

- J Gavión caja de 0.50 m de altura, para el colchón reno fuerte, teniendo en cuenta la velocidad de diseño.
- J Gaviones caja fuerte, cuyas especificaciones técnicas se muestra en el plano correspondiente, que alcancen finalmente una altura de 3.00 m sobre el colchón reno, para contener el tirante máximo de 2.41 m.
- J Los gaviones caja deben ser plastificados, cuyas especificaciones se muestran en el plano correspondiente.
- J El diámetro de las piedras de relleno debe tener una granulometría entre 120 @ 250 mm, con un D50 igual a 190 mm, teniendo en cuenta que estos soportan una velocidad crítica de iniciación de movimiento igual a 5.5 m/s, y como velocidad limite igual a 6.4 m/s obtenido del Manual Técnico de Revestimientos de canales y cursos de agua distribuido por MACCAFERRI, la misma que es mayor a 4.80 m/s, por lo que se considera estable el colchón reno y las cajas de gaviones caja fuerte. Además cabe resaltar que el diámetro del alambre de la malla expuesta hacia el rio es igual a 3.4 mm.
- J Teniendo en cuenta que la instalación de la defensa ribereña se encontrará en una zona en curva, además de encontrarse velocidades altas, se ha previsto la instalación del enrocado en la base de la estructura de gaviones, cuyo diámetro posee una velocidad crítica de iniciación de movimiento superior a la velocidad de diseño. La longitud del enrocado es igual a 6.00 m.
- J Así mismo es necesario colocar un geotextil MacTex N40.1, que garantice que las partículas que se encuentren por detrás del gavión no sean erosionadas y un geotextil MacTex N80.1 ha instalarse posterior al enrocado.

6.3.1.2.4.3 Progresivas 1+000 @ 1+780.

Este tercer tramo se considera no vulnerable, y para su diseño se ha tomado en cuenta la simulación hidráulica, a nivel de flujo permanente gradualmente variado obtenido mediante el programa HEC-RAS v. 4.1, cuyos resultados hidráulicos más importantes, se presentaron en el análisis hidráulico. En la Figura 6.50, se muestra la sección transversal a utilizar, teniendo en cuenta que se consideró una altura de 3 m de estructura de gaviones y una longitud de 4 m de colchón reno, considerando un factor de seguridad igual a 1.6.

Cabe resaltar que la estructura de gaviones permite contener el tirante máximo generado de 2.70 m y soportar la velocidad máxima transitada para el caudal de diseño de 4.30 m/s, siempre y cuando la línea del thalweg cambie su alineamiento y viaje adyacente a la margen izquierda, donde pueda actuar recién la estructura de gaviones y colchones reno.

En este tramo no se requiere instalar un enrocado al pie de la estructura, debido a que se tiene una barra instalada en la margen izquierda, viajando la línea del thalweg en su canal principal encajonado, adyacente al banco derecho.

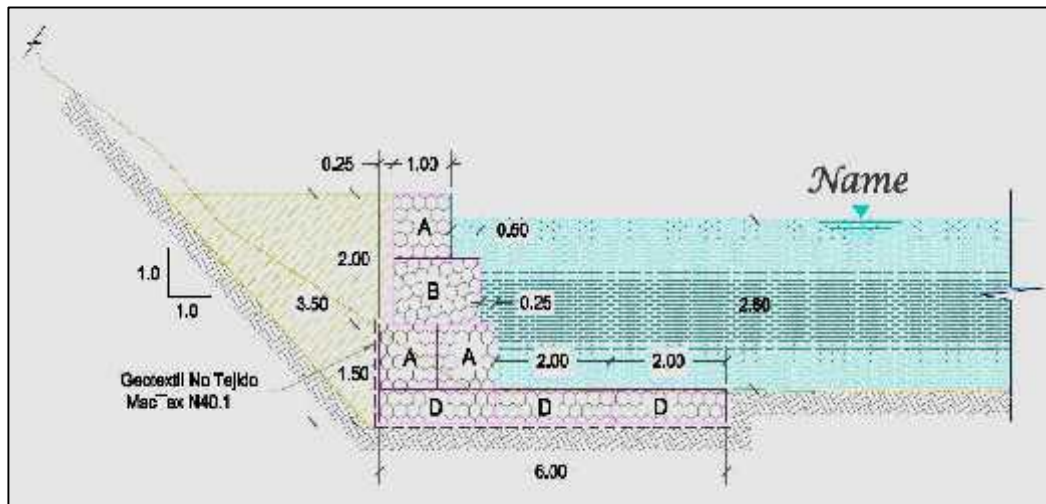


Figura 6.50: Sección transversal de diseño – Progresiva 1+000 a 1+780.

Para el diseño de los gaviones y colchones reno, se tendrá en cuenta la velocidad y tirante generados para el caudal de diseño para el periodo de retorno de 100 años, a partir del cual se

procederá a realizar el dimensionamiento de la malla de gaviones a utilizarse en la estructura fluvial:

- J Gavión caja de 0.50 m de altura, para el colchón reno, de 2.4 mm Galfan + PVC.
- J Gaviones caja, que alcancen finalmente una altura de 3.00 m sobre la línea del thalweg del lecho del río Rímac. Cabe recordar que la altura máxima alcanzada del tirante de flujo permanente gradualmente variado es igual a 2.70 m, por lo que se considera el muro de gaviones hasta 0.30 m, por encima de esta superficie, para un periodo de retorno de 100 años.
- J Los gaviones caja deben ser plastificados, cuyas especificaciones se muestran en el plano correspondiente.
- J El diámetro de las piedras de relleno debe tener una granulometría entre 120 @ 250 mm, con un D50 igual a 190 mm, teniendo en cuenta que estos soportan una velocidad crítica de iniciación de movimiento igual a 5.5 m/s, y como velocidad límite igual a 6.4 m/s obtenido del Manual Técnico de Revestimientos de canales y cursos de agua distribuido por MACCAFERRI, la misma que es mayor a 4.30 m/s, por lo que se considera estable el colchón reno.
- J Así mismo es necesario colocar un geotextil MacTex N40.1, que garantice que las partículas que se encuentren por detrás del gavión y colchón reno no sean erosionadas, como se muestra en los planos correspondientes.

6.3.1.2.4.4 Progresivas 1+780 @ 4+160.

Este tramo, se considera como crítico, debido a la incidencia de la línea del thalweg, la misma que viaja adyacente a la margen izquierda. Las características hidráulicas obtenidas en la etapa hidráulica son las siguientes:

Y = 2.85 m.

V promedio = 4.34 m/s y V_{max} = 5.86 m/s.

Para este tramo, también se considerará una velocidad de diseño igual a 4.80 m/s, siendo los resultados similares al segundo tramo, en lo que respecta a los modelos del HEC11, y Pilarczyk, debido a que dependen de la velocidad, mientras que en el caso del método de Simons y Senturk, la respuesta será distinta debido a que el factor de estabilidad de la roca depende del esfuerzo cortante.

Teniendo en cuenta que se tiene un tramo crítico, se ha previsto la instalación de un enrocado en la base de la estructura de gaviones, cuyo dimensionamiento, se realizará teniendo en cuenta tres metodologías:

) Método del HEC-11.

Los resultados obtenidos por esta metodología, son los mismos para el segundo tramo, como se indica a continuación:

- $z:1 = 1.5:1$ $D'50 = 1.30$ m.
- $z:1 = 2.0:1$ $D'50 = 0.80$ m.

El diámetro final considerado para un talud de $z = 1.5$, es igual a 1.30 m, por el método del HEC-11, el mismo que varió con respecto al del segundo tramo porque para este tramo el tirante considerado fue de 2.85 m. Entonces el diámetro considerado será también de 1.40 m para ser instalado al pie de la estructura de gaviones y colchón reno.

) Método de Pilarczyk.

Para esta fórmula, se toma en cuenta la velocidad igual al del segundo tramo de 4.80 m/s y el tirante máximo presentado en este tramo igual a 2.85 m.

- $z:1 = 1.5:1$ $D50 = 0.79$ m.
- $z:1 = 2.0:1$ $D50 = 0.62$ m.

Y para una velocidad de 5.86 m/s, se tienen los siguientes diámetros:

- $z:1 = 1.5:1$ $D50 = 1.30$ m.

- $z:1 = 2.0:1$ $D50 = 0.70$ m.

) Método de Simons y Senturk.

Para esta metodología, el único parámetro que cambia, corresponde al esfuerzo cortante promedio, igual a 21 Kg/m² y teniendo las mismas formulaciones matemáticas, del segundo tramo, se obtienen los resultados, mostrados en las Tablas 6.14, para un talud de $z = 1.5$ y tabla 6.15, para un talud de $z = 2.0$.

Tabla 6.14: Factores de seguridad para D50 – $z = 1.5$.

D50 asumido	η	β	η'	SF
1.00	0.267	11.784	0.163	1.06
1.20	0.223	9.868	0.132	1.09
1.50	0.180	7.928	0.103	1.13
2.50	0.107	4.781	0.059	1.20

Fuente: Elaboración propia

Tabla 6.15: Factores de seguridad para D50 – $z = 2.0$.

D50 asumido	η	β	η'	SF
1.00	0.267	14.493	0.169	1.34
1.20	0.223	12.165	0.137	1.40
1.50	0.178	9.792	0.106	1.46
2.50	0.107	5.919	0.060	1.56

Fuente: Elaboración propia

De las dos últimas tablas, se puede observar que a mayor z , se tiene un factor de seguridad mayor, como es el caso de $z = 2$, pero será más costoso la instalación del talud del enrocado debido a que requiere un mayor corte, además que invadirá parte del terreno del Boulevard.

Finalmente se considera un diámetro D50 igual a 1.40, para el que se tendría un espesor del enrocado igual a $T = 2D50 = 2.80$ m.

Cantidad de roca a utilizarse al pie de la estructura.

La cantidad de roca a utilizar al pie de la estructura mediante gaviones y colchones reno, será la misma encontrada para el segundo tramo, debido a que el espesor es el mismo y también la profundidad de socavación de 2.50 m. El volumen considerado es igual a 18.92 m³.

Finalmente la sección transversal de diseño considerada, se muestra en la Figura 6.51, donde se puede observar la distribución de rocas al pie de la estructura.

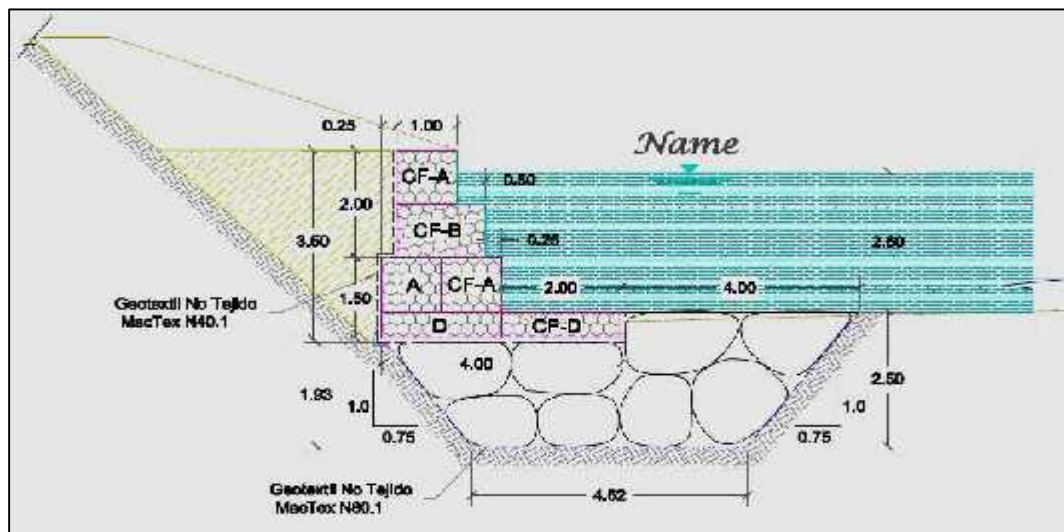


Figura 6.51: Sección transversal de diseño – Progresiva 1+780 a 4+160

Muro de gaviones:

Para el diseño de los muros de gaviones, ubicados en la parte superior del enrocado al pie de la estructura, se tendrá en cuenta la velocidad considerada igual al del segundo tramo de 4.80 m/s, a partir del cual se procederá a realizar el dimensionamiento de la malla de gaviones a utilizarse en la estructura fluvial, teniendo en cuenta las velocidades que soporta el colchón reno.

-) Gavión caja de 0.50 m de altura.
-) Gaviones caja fuerte, cuyas especificaciones técnicas se muestra en el plano correspondiente, que alcancen finalmente una altura de 3.00 m sobre el colchón reno, para contener el tirante máximo de 2.85 m.

- J Los gaviones caja deben ser plastificados, cuyas especificaciones se muestran en el plano correspondiente.
- J El diámetro de las piedras de relleno debe tener una granulometría entre 120 @ 250 mm, con un D50 igual a 190 mm, teniendo en cuenta que estos soportan una velocidad crítica de iniciación de movimiento igual a 5.5 m/s, y como velocidad límite igual a 6.4 m/s obtenido del Manual Técnico de Revestimientos de canales y cursos de agua distribuido por MACCAFERRI, la misma que es mayor a 4.80 m/s, por lo que se considera estable el colchón reno y las cajas de gaviones caja fuerte. Además cabe resaltar que el diámetro del alambre de la malla expuesta hacia el río es igual a 3.4 mm.
- J Teniendo en cuenta que la instalación de la defensa ribereña se encontrará en un tramo vulnerable recto, donde la línea del thalweg viaja adyacente a la margen izquierda, se ha previsto la instalación del enrocado en la base de la estructura de gaviones, cuyo diámetro posee una velocidad crítica de iniciación de movimiento superior a la velocidad de diseño. La longitud del enrocado es igual a 6.00 m.

Así mismo es necesario colocar un geotextil MacTex N40.1, que garantice que las partículas que se encuentren por detrás del gavión no sean erosionadas y un geotextil MacTex N80.1 ha instalarse posterior al enrocado, como se muestra en los planos correspondientes.

6.3.1.2.5 Análisis de Propuestas de defensa ribereña.

Se ha propuesto tres secciones transversales como alternativas de defensa ribereña para la protección de la margen izquierda, entre el puente Girasoles y el puente Ñaña.

Cabe resaltar que únicamente corresponde evaluar los tramos críticos con tres alternativas: segundo y tercer tramo, debido a que los tramos primero y segundo resulta más económico, a partir de una sección mediante gaviones y colchón reno.

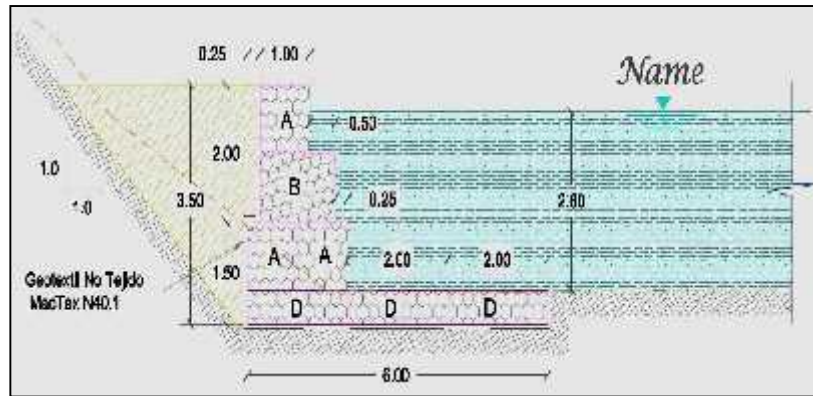


Figura 6.52: Primera propuesta: Gaviones – colchones reno.

J PRIMERA PROPUESTA.

Esta propuesta comprende la utilización únicamente de gaviones y colchones reno, similar al primer y tercer tramo, como se observa en la Figura 6.52.

Esta propuesta quedaría descartada, debido a que los colchones reno serían vulnerables al paso de la máxima avenida, aunque puedan soportar las velocidades, en su lugar se recomienda la utilización de enrocado.

J SEGUNDA PROPUESTA:

La segunda propuesta contempla, la utilización de una estructura mediante enrocado, la misma que necesita como mínimo un talud de 1.5:1, para garantizar su estabilidad. En la Figura 6.53, se observa la sección transversal, la misma que ha seguido los lineamientos del HEC – 11, para su dimensionamiento, considerando un espesor del enrocado igual a 2.80 m, teniendo en cuenta el D50 igual a 1.40m. La uña al pie del enrocado también ha tenido en cuenta la cantidad de volumen necesario determinado anteriormente.

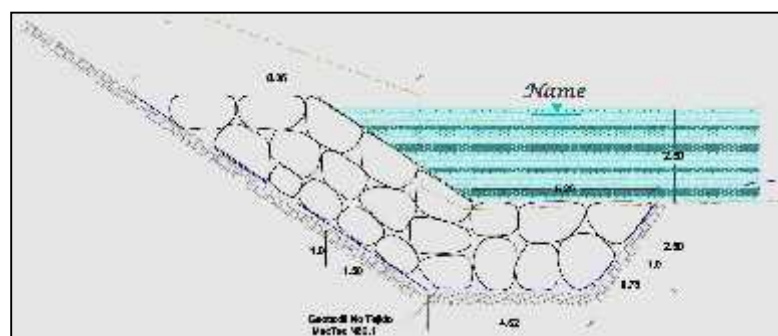


Figura 6.53: Segunda propuesta: Enrocado.

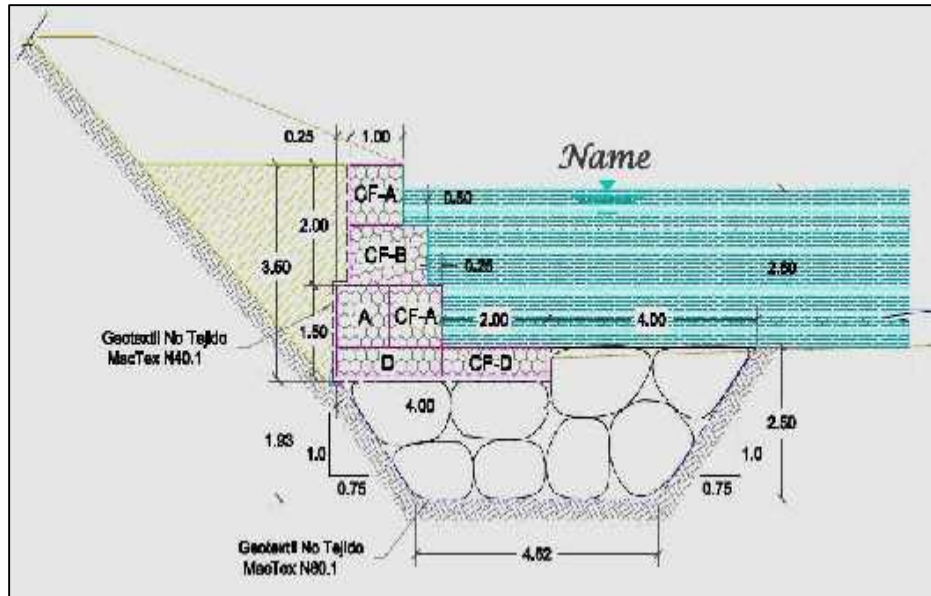


Figura 6. 54: Tercera propuesta: Gaviones – Enrocado.

Para esta propuesta, se requeriría retirar una distancia de 8.00 m, para instalar adecuadamente el enrocado, invadiendo las estructuras del Boulevard, además de ser antieconómico por la cantidad de rocas requerida.

J) TERCERA PROPUESTA.

La tercera propuesta considera la instalación de una estructura mediante gaviones e instalar enrocado al pie de esta. Se ha dimensionado las rocas, teniendo en cuenta tres propuestas: HEC-11, Pilarczyk y Simons – Senturk, considerando para este caso el diámetro de 1.40 m al pie de la estructura, dispuesto en un área que fue determinado teniendo en cuenta la recomendación del HEC-11.

En la Figura 6.54, se puede observar la sección transversal, la misma que se considerará para los dos tramos críticos, debido a que la estructura de gaviones soporta las velocidades generadas en estos tramos y el enrocado permite garantizar la vida útil de la estructura y por ende la estabilidad de los gaviones caja fuerte instalados.

6.4 Ríos de fuerte pendiente

6.4.1 Río Callayuc- Cajamarca

6.4.1.1 Estudio Hidráulico

6.4.1.1.1 Introducción

Esta parte de la investigación permitirá determinar el perfil de la superficie libre de agua sobre la línea del thalweg, teniendo en cuenta la distribución en planta del canal principal y los bancos de inundación de planicies izquierdo y derecho, de cada una de las secciones transversales, formadas en los 6 tramos críticos de estudio, que permitan determinar las características hidráulicas para el dimensionamiento de la defensa ribereña sobre la margen izquierda y derecha del río Callayuc aguas arriba del puente Juntas y aguas abajo en su margen izquierda, así como en la margen izquierda del río Santa Clara. Es importante considerar el estudio independiente de cada uno de los tramos críticos, teniendo en cuenta por ejemplo la confluencia de los ríos Callayuc y Santa Clara, donde es necesario determinar adecuadamente las características hidráulicas, que permitan determinar el tirante y velocidades para sustentar adecuadamente la profundidad de socavación y proyectar la estructura de protección adecuadamente. Igualmente aguas abajo del puente Juntas sobre el lecho del río Callayuc, se tienen tramos, donde el flujo impacta directamente en la ribera del río que protege la carretera, formando curvas cerradas, siendo necesario una protección adecuada de la profundidad de la base del enrocado, para garantizar la vida útil de la estructura de protección.

Para el desarrollo del estudio hidráulico en el tramo de análisis, es necesario transitar los caudales de máximas avenidas, según el esquema hidráulico propuesto de inicio de los tramos críticos, puntos de aforo en los cuales se ha determinado los caudales de diseño de las defensas ribereñas, siendo estos caudales variables, para un periodo de retorno de 175 años, obtenido en la etapa hidrológica, a partir del cual se obtendrá las características hidráulicas en cada una de las secciones transversales perpendiculares a la línea del thalweg distantes unas de otras en 20

m, considerando para ello tres coeficientes de rugosidad de Manning: canal principal y bancos de inundación izquierdo y derecho. Estos coeficientes de rugosidad serán obtenidos teniendo en cuenta la granulometría existente en cada una de las tres zonas, los mismos que nos permitirán encontrar la altura del nivel de agua alcanzado, así como las velocidades, para realizar un predimensionamiento de la estructura hidráulica a instalar: altura y diámetro de las rocas que posean una velocidad crítica de iniciación de movimiento superior a la que trae el río en épocas de máximas avenidas, como protección de la carretera PE3N a instalarse en la margen izquierda y derecha del río Callayuc aguas arriba del puente Juntas y en la margen izquierda del río Santa Clara y aguas abajo del puente Juntas en su margen izquierda, en diferentes tramos críticos, según la identificación de incidencia del flujo, a partir de un análisis de flujo permanente gradualmente variado unidimensional.

Para el diseño se utilizará las velocidades encontradas en el canal principal, cuando se instale la defensa ribereña, teniendo en cuenta la reducción de la sección transversal, la misma que permita observar los tirantes de agua contenidos en el cauce.

Finalmente, para la realización de esta etapa se utilizará el programa HEC-RAS v. 4.1, a nivel de flujo permanente gradualmente variado unidimensional, a partir del cual, se determinará las características hidráulicas de diseño.

6.4.1.1.2 Determinación de los coeficientes de rugosidad de Manning en secciones transversales.

La determinación de los coeficientes de rugosidad de Manning es una etapa muy importante en todo estudio Hidráulico, debido a que a partir de este número, se podrá definir la altura a la cual llega la superficie de agua, luego de transitar el caudal de máximas avenidas de diseño, presentándose en el tramo en estudio una gran variabilidad de rugosidades, teniendo en cuenta que el lecho del río Callayuc y Santa Clara, en cada uno de los tramos de estudio, se encuentra acorazado y con granulometría diversa, llegando a incluir en su lecho bloques de hasta 2.00 m.

Los coeficientes de rugosidad de Manning fueron determinados teniendo en cuenta la granulometría inherente en cada una de las tres zonas, en las cuales se ha dividido cada una de las secciones transversales inmersas dentro de cada uno de los tramos de estudio. Se ha realizado mediciones de partículas existentes en el canal principal y ambos bancos de inundación de los ríos Callayuc y Santa Clara, dentro de cada uno de los tramos de estudio, en diferentes progresivas, cuyo diámetro corresponde a cantos rodados grandes (Escala de Wentworth), con un diámetro máximo igual a 2.00 m, considerando un $D_{50} = 16$ plg, como se observa en la figura 6.55.



Figura 6.55: Guijarros y cantos rodados sobre lecho de los ríos en estudio: (a) Aguas arriba del puente Juntas sobre el rio Callayuc. (b) Lecho del rio Santa Clara. (c) Aguas abajo del puente Juntas. (D) Lecho del rio Callayuc.

Para el cálculo del coeficiente de rugosidad de Manning, se ha utilizado la formulación matemática propuesta por ABT S.R. (1987), (Roughness of loose rock RIPRAP on steep slopes - Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 124 N° 2), la misma que se describe a continuación:

$$n = 0.0456(D_{50}S)^{0.159}, \text{ límite de aplicación: } 0.01 < S \leq 0.20 \quad (6.24)$$

Dónde:

S_0 : Pendiente del río.

D_{50} : Diámetro medio de las partículas del fondo del lecho (plg).

La pendiente promedio del río Callayuc y Rio Santa Clara es de 3%, en los tramos de estudio y los diámetros D_{50} , varían de acuerdo a la granulometría propia de cada una de las secciones transversales encontradas en el tramo en estudio, predominando los cantos rodados de gran diámetro, en ambas márgenes izquierda y derecha de ambos ríos, así como encontrándose el lecho acorazado en el canal principal, formando barras al centro de los ríos con cantos rodados de gran diámetro, siendo necesario utilizar estos mismos en la conformación de la base del enrocado, para economizar el proyecto.

Aplicando la fórmula de Abt, para diferentes tramos, según la granulometría existente en las secciones transversales, se obtiene un coeficiente de rugosidad generalizado para todos los tramos de estudios igual a 0.041, pero como se ha encontrado cantos rodados muy grandes a lo largo de todo el tramo de estudio, se considerará un coeficiente de rugosidad igual a 0.05, para tenerlo en cuenta en su repercusión directa con el tirante de máximas avenidas.

En total se tienen 6 tramos de análisis, como se muestra en la Figura 6.56, habiendo sido identificados, producto del último periodo de lluvias que ocasionó la erosión de la carretera, llegando a inundar la carretera en algunos tramos, así como también de la identificación en campo realizada.

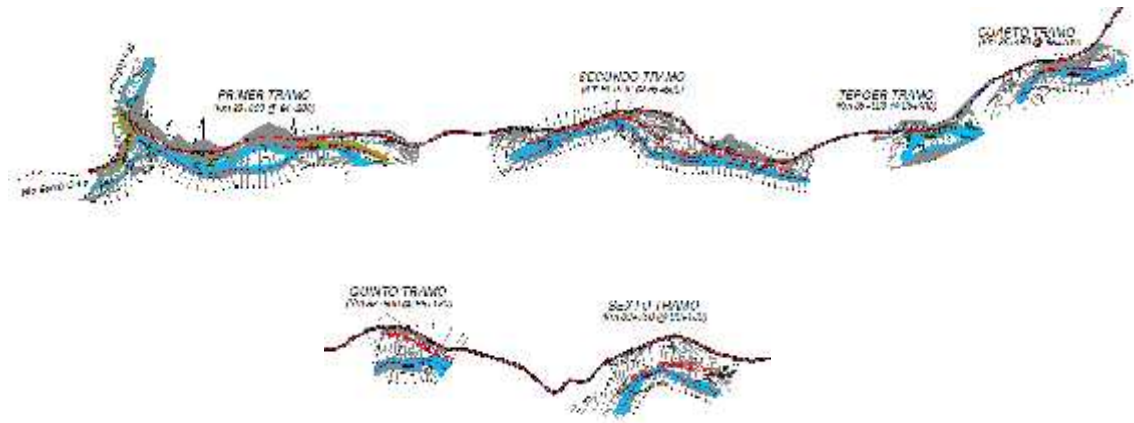


Figura 6.56: Tramos de análisis entre las progresivas 83+060 @ 90+200.

Se ha considerado estudiar 6 tramos críticos vulnerables, al paso de la máxima avenida. En el primer tramo se tiene la confluencia de los ríos Callayuc y Santa Clara, siendo necesario revestir las riberas de estos ríos, con un diámetro de roca, de tal forma que posean una velocidad crítica de iniciación de movimiento superior a la que trae el río en épocas de máximas avenidas. Las defensas ribereñas mediante enrocados, se ubican hacia aguas arriba del puente Juntas en ambas márgenes del río Callayuc, para proteger los estribos del nuevo puente. En el río Santa Clara, es necesario, el revestimiento con rocas de diámetro adecuado, de la margen izquierda aguas arriba de la confluencia, en una longitud tal que proteja la carretera y el puente Juntas. Aguas abajo del puente Juntas, sobre el lecho del río Callayuc, existen otros 5 tramos críticos vulnerables, los mismos que son necesarios proteger en su margen izquierda, de tal forma permita proteger y garantizar la vida útil de la carretera actualmente en construcción, mediante la instalación de rocas de diámetro adecuado, que formen un enrocado de talud aceptable.

A continuación se presentan algunas fotografías que muestran, que el lecho se encuentra acorazado, en todos los tramos de estudio, aguas arriba y aguas abajo del puente Juntas sobre el lecho del río Callayuc, así como sobre el lecho del río Santa Clara.



Figura 6.57: Granulometría existente a lo largo de los tramos de estudio, sobre el lecho de los ríos Callayuc y Santa Clara.

6.4.1.1.3 Simulación de flujo permanente gradualmente variado a través de los tramos de estudio sin defensa ribereña.

Para la simulación hidráulica mediante flujo permanente gradualmente variado unidimensional, para el caso sin defensa ribereña, se utilizará el programa HEC-RAS v. 4.1, a partir de haber ingresado las secciones transversales necesarias, así como los coeficientes de rugosidad de Manning en cada una de las secciones transversales de cada uno de los tramos críticos. La base de datos gráfica de secciones naturales y coeficientes de rugosidad de Manning fueron ingresados al software, las mismas que se muestran en la Figura 6.58, donde se puede apreciar, el espaciamiento entre secciones naturales distantes cada una en 20 m.

Para la determinación de las características hidráulicas: velocidad, tirante, entre otros parámetros, se ha dibujado la línea del thalweg, de acuerdo al comportamiento actual de ambos ríos Callayuc y Santa Clara, en el momento de realizar la topografía, con su incidencia real ya sea en el banco izquierdo o derecho del cauce, para finalmente tener en cuenta la actuación de estos en la defensa ribereña.

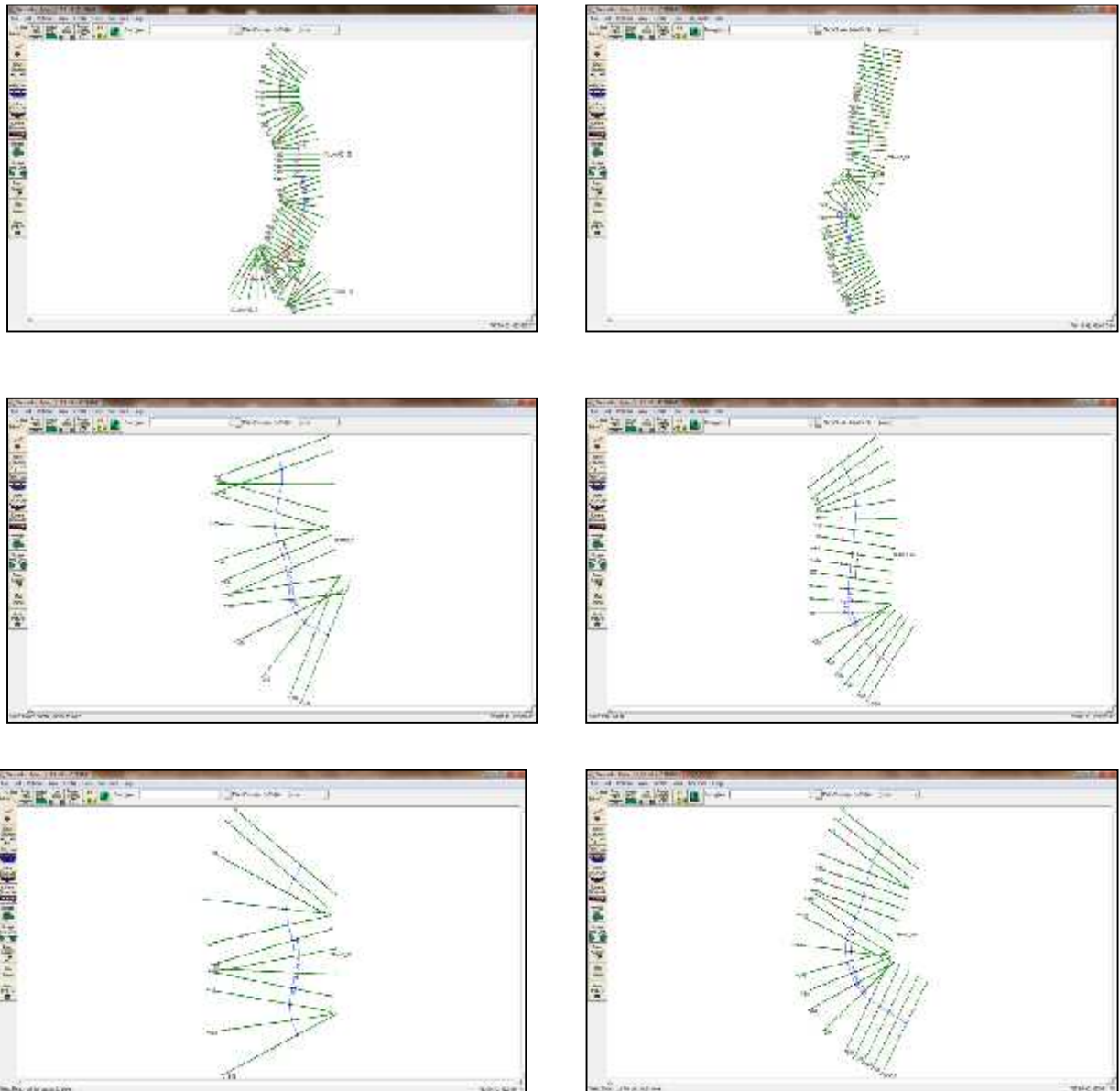


Figura 6.58: Distribución en planta de las secciones transversales en tramos críticos de estudio.

Luego de realizada la simulación hidráulica, se puede observar el comportamiento del flujo de agua, inclusive en el primer tramo correspondiente al río Callayuc, como el flujo supera la losa del puente Juntas, siendo necesario reemplazar por otro puente de mayor altura que permita el paso del flujo de avenida sin ningún problema, los resultados se obtuvieron a partir de la solución de la ecuación de energía mediante el método del paso estándar para el caso de flujo supercrítico, asumiendo este comportamiento debido a que la pendiente promedio de los tramos de estudio son iguales a 3.0%. Así mismo se ha considerado dos condiciones de borde, aguas arriba y aguas abajo de cada uno de los tramos de estudio, considerando el tirante normal, obtenido a partir de la ecuación de Manning, para poder determinar el perfil de la superficie libre de agua en cada uno de los tramos de estudio.

Luego de la simulación hidráulica, se presentan ciertas imperfecciones, propias del levantamiento topográfico, en lo que respecta a la geometría, de cada una de las secciones transversales, así como trabajar con un lecho rígido, sobre el cual, se transita el caudal de máximas avenidas, para determinar el perfil de la superficie libre de agua. Cuando se realiza la simulación hidráulica a través de flujo supercrítico, es decir a partir de las condiciones de borde aguas arriba, se encuentran tirantes críticos, iguales al tirante del perfil de la superficie libre de agua, lo cual no es correcto, y fue necesario realizar una interpolación entre secciones transversales con una distancia de 10m, a partir del cual se mejora los resultados en cada uno de los tramos de estudio.

Al evaluar los resultados obtenidos para el caso de simulación hidráulica sin defensa ribereña, que corresponde a un primer modelamiento para observar las características hidráulicas, se ha encontrado velocidades por debajo de 5.0 m/s en su mayoría y eventualmente velocidades que superan los 6m/s.

Los tirantes máximos generados en cada una de las secciones transversales, sobre la línea del thalweg, superan en algunas secciones los 3m, razón por la cual, se elige una altura de la defensa ribereña de 4.00 m. De igual forma a partir de las velocidades registradas, se podrá determinar el diámetro D50, de las rocas que formarán parte de la estructura fluvial.

En la Figura 6.59, se muestra el espejo de agua para el caudal de diseño de cada uno de los tramos, vista en una distribución en 3D.

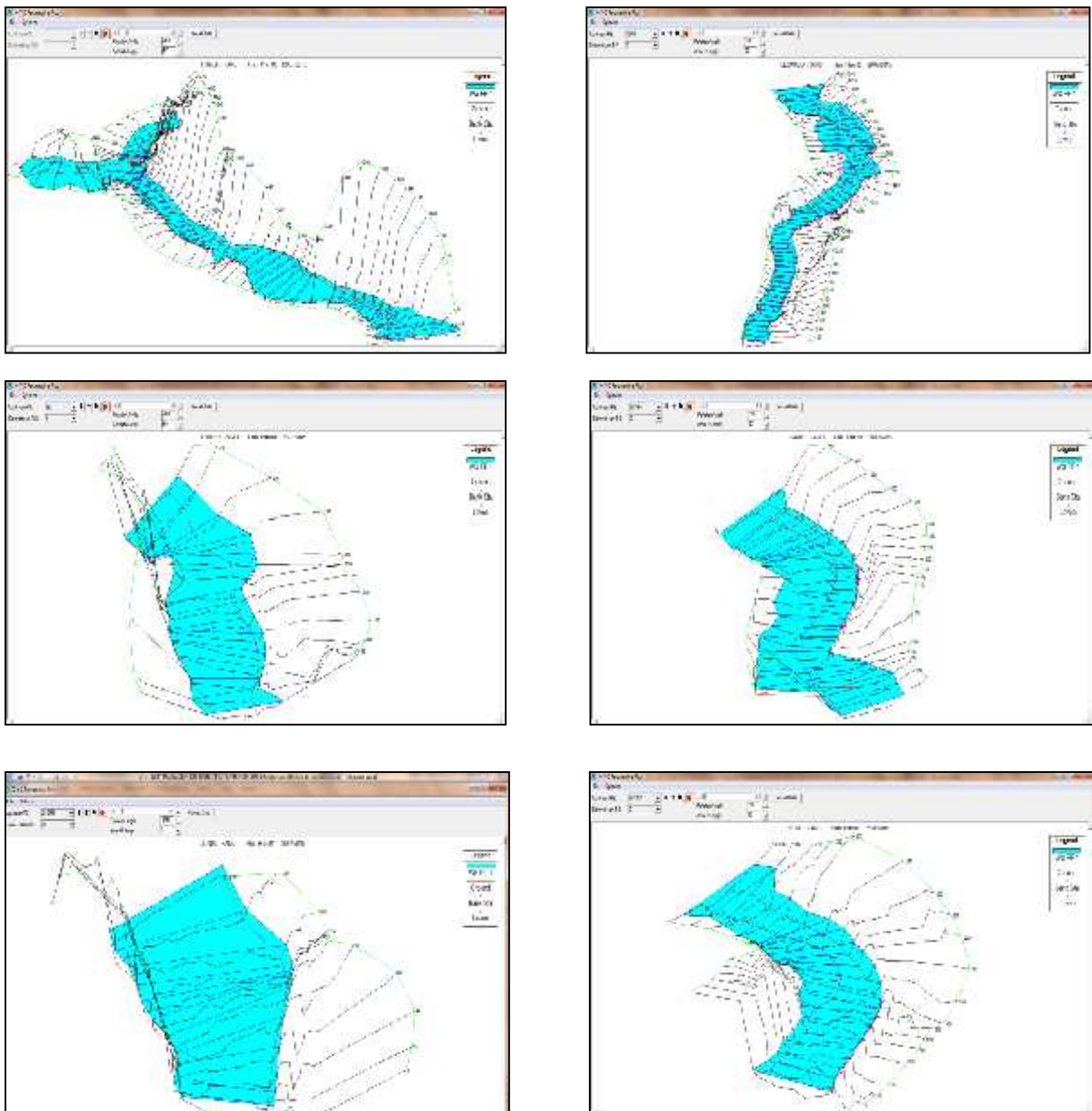


Figura 6.59: Distribución de las secciones transversales y espejo en 3D, para el caso de la simulación hidráulica sin defensa ribereña.

A partir de esta primera aproximación, es decir la simulación hidráulica sin defensa ribereña, se puede concluir que es necesario una estructura con 4.00 m de altura y D50 que posea una velocidad crítica de iniciación de movimiento superior a 5.00 m/s, pero teniendo en cuenta que este diámetro sea el óptimo, además de ser dependiente del talud del enrocado, que en este caso se considera en 2:1 (H:V).

6.4.1.1.4 Simulación de flujo permanente gradualmente variado a través de los tramos de estudio con defensa ribereña.

Teniendo en cuenta los valores de prediseño obtenidos en la simulación hidráulica sin defensa ribereña, correspondientes a tirantes y velocidades para los diferentes tramos críticos de los ríos Callayuc y Santa Clara, se ha tenido a bien ingresar la altura de la defensa ribereña igual a 4 m, con un talud de 2:1 (H:V), debido a que es más económico en la determinación del diámetro de roca a utilizar en el enrocado. Cada una de las secciones transversales considerando el talud 2:1, fueron ingresados al software HEC-RAS V. 4.1, para comprobar que la altura definida contenga el tirante de la máxima avenida. Cabe mencionar que el coeficiente de rugosidad compuesto para cada una de las secciones transversales es de 0.05.

La simulación hidráulica para el caso con defensa ribereña, se presenta en el desarrollo mismo de cada uno de los tramos como se muestra abajo, para cada uno de los tramos críticos en estudio, en los que se muestran los tirantes máximos alcanzados, los mismos que se encuentran contenidos dentro de la defensa ribereña, así como las velocidades generadas puede ser soportado por el enrocado, entre otros parámetros de diseño, necesarios por ejemplo para determinar la socavación al pie de la estructura.

La simulación hidráulica se realiza, a través de flujo permanente gradualmente variado, considerando condición de borde aguas arriba de cada uno de los tramos de estudios, para considerar flujo supercrítico, el mismo que es solucionado con la ayuda del software HEC-RAS v.

4.1 y la solución del método del paso estándar para realizar el proceso iterativo de sección a sección y así determinar el perfil de la superficie libre de agua en cada uno de los tramos críticos.

6.4.1.1.5 Características hidráulicas de los tramos críticos de estudio.

A continuación, luego de la visita insitu realizada a cada uno de los tramos críticos sobre los lechos de los ríos Callayuc y Santa Clara, se han identificado cada uno de estos, teniendo en cuenta el comportamiento actual de la incidencia de la línea del thalweg, en cada una de estos, siendo necesario determinar las características hidráulicas, para lo cual se ha discretizado los tramos de análisis, teniendo en cuenta las progresivas del trazo actual de la carretera PE3N, el mismo que permitirá ubicar la defensa ribereña cuando se realice el replanteo correspondiente. Se han identificado 06 tramos críticos, en cada uno de los cuales, se describirá la incidencia del flujo para determinar la medida de protección al pie del enrocado, para garantizar la vida útil de este, así como sus características hidráulicas para el dimensionamiento de las defensas ribereñas.

6.4.1.1.5.1 PRIMER TRAMO: Progresivas 83+060 @ 84+150.

Dentro de este primer tramo de estudio, se identifican dos defensas ribereñas, la primera presenta enrocado a ambos márgenes del río Callayuc, aguas arriba del nuevo puente Juntas, para proteger sus estribos, así también se tiene un enrocado sobre la margen izquierda del río Santa Clara, que también termina en el río Callayuc, protegiendo el estribo derecho de este. Finalmente aguas abajo del puente Juntas en la margen izquierda del río Callayuc, en este primer tramo, se tienen dos defensas ribereñas una que termina en la progresiva 83+510 y la otra que inicia en la progresiva 83+770 y termina en la progresiva 84+150.

Este primer tramo es crítico, porque se tiene la confluencia de dos cursos de agua: Callayuc y Santa Clara, además de considerar un puente nuevo sobre el lecho del río Callayuc, aguas arriba de la confluencia. Esta nueva construcción necesita de la protección de sus estribos, además de

dejar pasar la avenida de diseño, debido a que en el anterior puente el flujo pasaba por encima del tablero, como se observa en la Figura 6.60

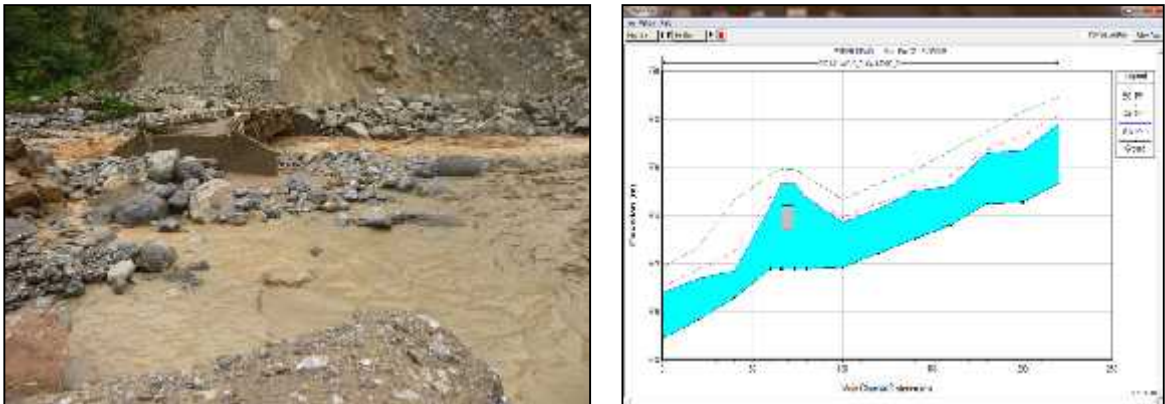


Figura 6.60: Paso de la máxima avenida registrada en Marzo sobre la losa del puente Juntas.

La instalación del nuevo puente, de mayor longitud, muestra el paso de la máxima avenida a través de la nueva constricción sin ningún inconveniente, como se muestra en la Figura 6.61, el mismo que se ubica aguas arriba del puente antiguo, logrando un galibo de 3.60 m, siendo un valor bastante conservador para garantizar el paso normal de la avenida de diseño para un periodo de retorno de 175 años.

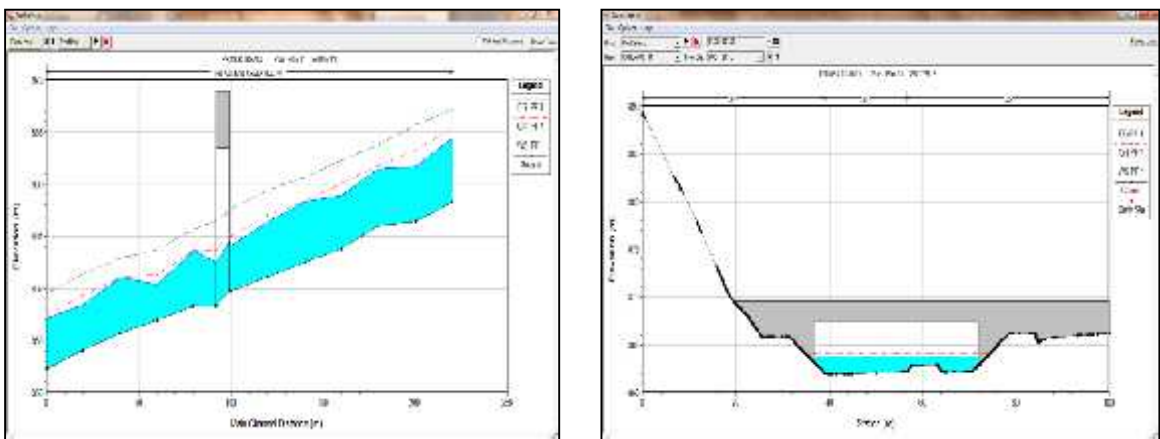


Figura 6.61. Paso de la máxima avenida por debajo del nuevo puente Juntas.

A continuación, luego del tránsito de la máxima avenida, teniendo en cuenta los caudales de diseño:

- J) Aguas arriba del puente Juntas sobre el lecho del río Callayuc: $Q = 237.13 \text{ m}^3/\text{s}$.

J Aguas arriba de la confluencia de los dos cursos de agua Callayuc y Santa Clara, sobre el lecho del río Santa Clara: $Q = 287.21 \text{ m}^3/\text{s}$.

J Aguas abajo de la confluencia sobre el lecho del río Callayuc: $Q = 524.34 \text{ m}^3/\text{s}$.

En las Tablas 6.16, 6.17 y 6.18, se presentan los resúmenes de los resultados de este tramo, donde se muestra, la velocidad, esfuerzo de corte del canal, tirante y espejo de agua, para el caso de simulación hidráulica que incluye la defensa ribereña en la margen izquierda del río Santa Clara, ambas márgenes del río Callayuc aguas arriba del puente Juntas y aguas abajo de la confluencia en su margen izquierda del río Callayuc.

Tabla 6.16: Parámetros principales de simulación hidráulica – Aguas arriba del puente Callayuc.

Sección	Velocidad del canal princ. (m/s)	Esfuerzo de corte canal princ. (N/m ²)	Tirante canal princ. (m)	Ancho espejo (m)
960	5.09	495.97	2.49	56.18
940	5.77	651.61	2.09	36.28
920	4.40	388.32	2.18	43.72
900	5.54	643.72	2.06	45.01
880	4.66	406.58	2.34	36.55
860	5.39	558.78	2.11	33.59
840	5.76	696.70	1.72	37.73
PTE. JUNTAS				
820	4.27	365.82	2.11	39.03
800	6.04	840.97	1.36	65.56
780	4.19	350.73	2.14	46.69
760	5.49	630.83	1.73	61.73
740	4.71	456.57	1.94	40.60

Fuente: Elaboración propia

Tabla 6.17: Parámetros principales de simulación hidráulica – Aguas arriba de la confluencia de los ríos Callayuc y Santa Clara.

Sección	Velocidad del canal princ. (m/s)	Esfuerzo de corte canal princ. (N/m ²)	Tirante canal princ. (m)	Ancho espejo (m)
240	4.18	368.73	2.02	43.91
220	6.08	925.34	2.07	50.62
200	4.71	548.81	3.43	53.33
180	3.73	304.25	3.62	69.68
160	4.02	348.39	3.57	70.66
140	4.59	462.35	3.23	68.84
120	4.13	340.80	3.38	50.01
100	6.30	1012.98	2.24	63.22
80	5.29	650.50	1.89	51.31
60	5.44	824.62	1.00	82.36
40	3.81	325.79	1.76	62.11
20	3.95	344.10	1.99	67.67
0	4.04	337.47	2.03	53.45

Fuente: Elaboración propia

Tabla 6.18: Parámetros principales de simulación hidráulica – Aguas abajo de la confluencia de los ríos Callayuc y Santa Clara.

Sección	Velocidad del canal princ. (m/s)	Esfuerzo de corte canal princ. (N/m ²)	Tirante canal princ. (m)	Ancho espejo (m)
720	5.29	451.08	3.81	50.93
700	6.00	600.11	3.63	51.67
680	6.70	821.64	3.28	48.50
660	5.71	565.10	3.75	50.45
640	6.07	672.15	3.61	44.26
620	6.46	788.40	3.28	39.88
600	6.56	864.86	2.99	45.82
580	5.86	701.36	3.07	53.51
560	4.30	367.60	3.32	57.48
540	4.68	419.53	3.32	57.04
520	5.03	485.81	3.13	52.49
500	5.08	479.09	3.28	57.56
480	4.81	430.20	3.32	54.61
460	5.37	548.22	3.18	53.68
440	4.57	396.80	3.53	63.22
420	5.92	786.70	2.05	73.21
400	5.10	577.05	2.05	81.85

380	4.36	416.45	1.97	92.92
360	3.93	330.29	2.13	95.67
340	4.44	439.43	1.93	95.31
320	4.13	366.12	1.79	90.55
300	3.99	333.15	2.31	87.77
280	4.72	476.06	1.79	79.63
260	4.16	346.48	2.35	82.14
240	4.34	358.79	2.69	77.53
220	5.06	443.86	2.96	61.30
200	5.67	556.56	3.01	50.89
180	6.34	739.65	2.71	45.71
160	5.77	630.63	2.72	50.08
140	4.98	453.70	3.04	54.87
120	5.62	597.66	2.82	58.26
100	5.31	528.84	2.90	58.11
80	4.96	442.60	3.31	60.83
60	5.77	669.28	2.82	61.66
40	5.28	565.82	2.94	69.39
20	5.45	640.10	2.51	68.49
0	4.38	378.13	3.11	73.27

Fuente: Elaboración propia

Para el dimensionamiento de las estructuras fluviales, que actuarán como defensas ribereñas en las márgenes correspondientes de estos tramos, se utilizará fundamentalmente el tirante, para elegir la altura de la estructura, así como la velocidad para determinar el diámetro de las rocas, así mismo estos dos parámetros permitirán determinar las profundidades de socavación para proyectar la parte más importante de la defensa ribereña que corresponde a la base de la estructura que va inmersa en el lecho del río.

Para el dimensionamiento de las defensas ribereñas, se trabajará con el promedio de las velocidades y promedio de los tirantes de cada uno de los tramos, como a continuación se indica:

-) Aguas arriba del puente Juntas sobre el lecho del río Callayuc: $y = 2.00$ m, $V = 5.07$ m/s,
Esfuerzo cortante = 536.45 N/m².

- J) Aguas arriba de la confluencia de los dos cursos de agua Callayuc y Santa Clara, sobre el lecho del rio Santa Clara: $y = 2.42$ m, $V = 4.55$ m/s y Esfuerzo Cortante = 517.53 N/m².
- J) Aguas abajo de la confluencia sobre el lecho del rio Callayuc: $y = 2.77$ m, $V = 5.12$ m/s y Esfuerzo Cortante = 527.42 N/m².

En la Figura 6.62, se puede observar como la sección transversal natural que ahora incluye el talud 2:1 del enrocado, contiene el máximo tirante en cada uno de las zonas estudiadas del primer tramo, así mismo también se muestra las velocidades en una sección transversal de cada una de las zonas.

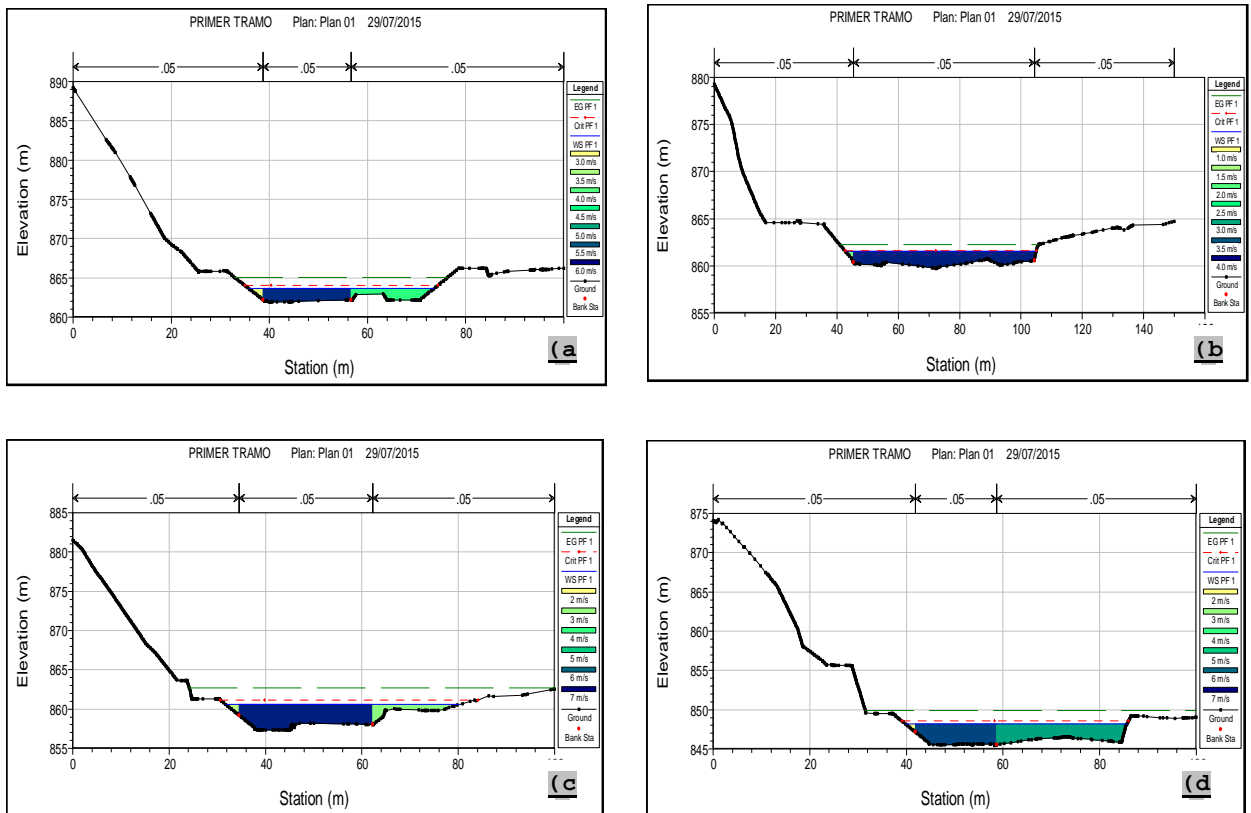


Figura 6.62. Enrocados conteniendo el tirante máximo: (a) Aguas arriba del puente Juntas sobre el rio Callayuc. (b) Aguas arriba de la confluencia sobre el rio Santa Clara. (c) y (d) Aguas abajo de la confluencia.

6.4.1.1.5.2 SEGUNDO TRAMO: Progresivas 84+610 @ 85+590.

En este segundo tramo de la investigación, se puede observar la incidencia de la línea del thalweg al inicio de la protección, el mismo que viaja paralelo a la estructura de protección, así como al centro del tramo se tiene una reducción de la sección transversal, siendo necesario verificar si la altura de protección prevista de 4.00 m logra contener el tránsito de la máxima avenida de diseño. En la parte final del tramo, también se tiene la línea del thalweg viajando en forma adyacente a la estructura fluvial. En la Figura 6.63, se observa la erosión en la margen izquierda del río Callayuc, en este segundo tramo ha comprometido la carretera poniendo en peligro su estabilidad, siendo necesario la protección a través de una estructura fluvial, mediante enrocado que posea en su granulometría rocas de diámetro aceptable que posean una velocidad crítica de iniciación de movimiento superior a la que trae el río en épocas de máximas avenidas y proteja de esta manera la carretera en estudio.



Figura 6.63: Erosión de la ribera izquierda del río Callayuc adyacente a la carretera.

Se ha realizado la simulación hidráulica, a partir del tránsito del caudal de máximas avenidas, para el periodo de retorno de 175 años, igual a $Q = 524.34 \text{ m}^3/\text{s}$, en el tramo de estudio, mediante la ayuda del software HEC-RAS v. 4.1, para el caso de flujo permanente gradualmente variado, habiendo determinado las características hidráulicas de diseño, que se muestran en la Tabla 6.19.

Tabla 6.19. Parámetros principales de simulación hidráulica – Segundo tramo.

Sección	Velocidad del canal princ. (m/s)	Esfuerzo de corte canal princ. (N/m ²)	Tirante canal princ. (m)	Ancho espejo (m)
1060	5.08	494.20	2.67	83.04
1040	4.58	441.12	2.36	81.62
1020	4.32	366.10	2.95	70.76
1000	4.50	391.49	3.31	64.41
980	4.47	383.55	3.30	64.36
960	4.70	405.65	3.42	58.61
940	4.71	403.63	3.60	60.02
920	6.27	823.52	2.41	50.20
900	5.67	572.19	2.65	47.98
880	4.89	413.59	3.78	57.04
860	5.51	536.32	3.55	54.27
840	5.71	552.27	3.52	55.30
820	6.91	879.08	2.85	57.08
800	5.06	439.43	3.45	61.30
780	5.68	534.79	3.33	39.93
760	6.71	804.01	2.60	37.99
740	5.43	495.93	3.11	50.24
720	4.67	375.82	3.90	66.55
700	5.76	613.49	3.43	59.22
680	5.85	705.41	2.87	56.59
660	6.24	741.08	2.46	61.93
640	6.90	925.38	2.37	67.93
620	6.12	700.97	2.73	71.68
600	6.11	703.66	2.57	74.18
580	5.90	691.54	2.21	74.38
560	4.44	384.38	2.07	78.93
540	4.72	419.24	2.55	71.62
520	5.61	577.89	2.76	74.35
500	5.05	451.23	2.90	62.11
480	5.64	581.03	2.51	45.30
460	5.33	482.76	3.19	39.27
440	5.60	521.54	3.61	36.08
420	5.81	556.38	3.58	34.31
400	6.89	842.56	2.98	35.26
380	6.72	821.34	2.75	37.18
360	6.55	806.04	2.72	39.46
340	6.06	675.86	2.96	41.06
320	5.42	514.69	3.37	40.93
300	5.68	565.23	3.40	37.56
280	5.54	512.95	3.84	36.60

260	6.67	784.22	3.27	34.02
240	6.74	782.90	3.22	31.52
220	7.23	942.70	2.85	31.02
200	5.76	542.05	3.88	40.45
180	6.90	832.57	3.46	43.45
160	6.79	828.58	3.22	50.47
140	5.21	462.18	3.82	57.98
120	5.99	666.97	3.20	53.08
100	5.87	649.01	2.93	56.88
80	6.08	722.69	2.49	57.43
60	4.98	449.78	2.91	62.26
40	5.08	454.23	2.78	68.31
20	5.34	498.26	3.14	56.56
0	5.60	531.61	3.35	48.50

Fuente: Elaboración propia

Teniendo en cuenta la anterior tabla, se tiene que el tirante promedio es igual a 3.01 m, el mismo que queda contenido dentro de la altura de la estructura fluvial prevista de 4.00 m de altura, la velocidad promedio es igual a 5.55 m/s y el esfuerzo cortante promedio del tramo de estudio igual a 564.28 N/m². En la Figura 6.64 se presentan dos secciones transversales, donde puede observarse el enrocado en la margen izquierda que contiene la máxima avenida.

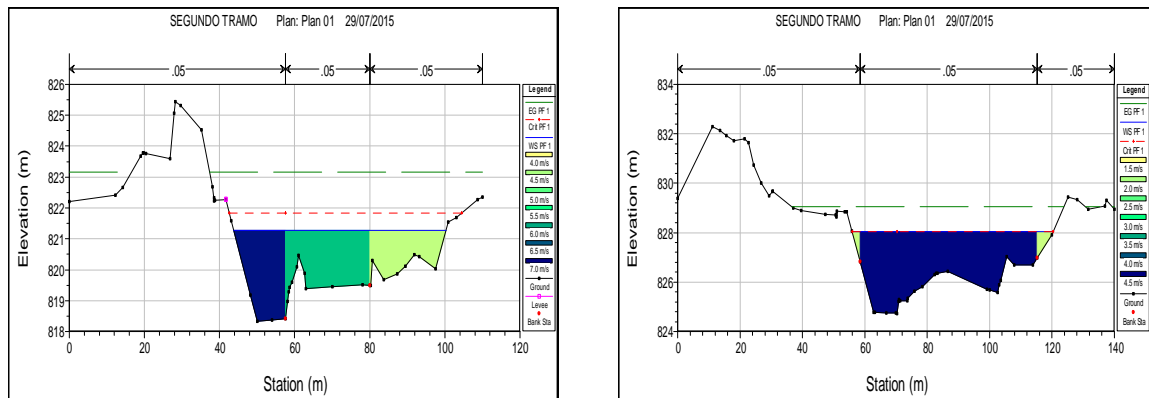


Figura 6.64. Secciones transversales que contienen la máxima avenida.

6.4.1.1.5.3 TERCER TRAMO: Progresivas 85+980 @ 86+200.

El tercer tramo se considera crítico, debido a la incidencia de la línea del thalweg, la misma que viaja adyacente a la carretera, siendo necesario instalar una defensa ribereña que la proteja adecuadamente y evite que las velocidades superen la velocidad crítica de iniciación de movimiento de las rocas que formarán parte del cuerpo y base del enrocado en una longitud tal que garantice la vida útil de la carretera.

En la Figura 6.65, se observa la incidencia del flujo, viajando con su línea del thalweg adyacente a la carretera, siendo necesario la instalación de una defensa ribereña.



Figura 6.65: Erosión de la margen izquierda del río Callayuc en el tercer tramo.

A partir de la ayuda del programa HEC RAS v. 4.1, al mismo que se ha ingresado las 15 secciones transversales naturales del tramo de estudio, se ha realizado el tránsito del caudal pico $Q = 544.38 \text{ m}^3/\text{s}$, de la máxima avenida para el periodo de retorno de diseño, mediante flujo permanente gradualmente variado, habiendo obtenido los resultados de las características hidráulicas más importantes, como se muestra en la Tabla 6.20.

Tabla 6.20: Parámetros principales de simulación hidráulica – Tercer tramo.

Sección	Velocidad del canal princ. (m/s)	Esfuerzo de corte canal princ. (N/m ²)	Tirante canal princ. (m)	Ancho espejo (m)
280	4.70	439.14	1.93	98.58
260	4.70	474.06	1.83	98.84
240	3.56	275.00	2.01	89.00
220	4.06	340.90	3.14	99.56
200	3.75	275.98	3.48	130.21
180	3.93	283.45	3.67	125.82
160	5.42	593.68	2.88	73.39
140	4.36	368.30	3.23	72.91
120	5.35	611.26	2.57	69.82
100	4.19	354.64	2.96	76.64
80	4.94	534.46	2.49	86.64
60	4.65	442.59	2.40	96.82
40	4.19	332.76	2.63	91.97
20	4.41	354.82	2.78	93.78
0	4.78	404.89	2.75	71.55

Fuente: Elaboración propia

Para el dimensionamiento de la defensa ribereña, se considera trabajar con el promedio de cada uno de los parámetros mostrados en la Tabla 6.20, que permitan un dimensionamiento adecuado de la defensa ribereña, cuyo diámetro se determinará a partir de las formulaciones numéricas del HEC-11, Pilarczyk y Factores de Seguridad.

El tirante de diseño considerado para el presente tramo es igual a 2.67 m, la velocidad igual a 4.42 m/s, y el esfuerzo cortante igual a 402.53 N/m². Todos estos parámetros, serán utilizados para la determinación del diámetro de la roca D50, el mismo que posea una velocidad crítica de iniciación aceptable mayor a la velocidad máxima del río en épocas de máxima avenida.

En la Figura 6.66, se muestra una sección transversal, donde se puede observar que el enrocado de talud 2:1, contiene el tirante máximo de diseño

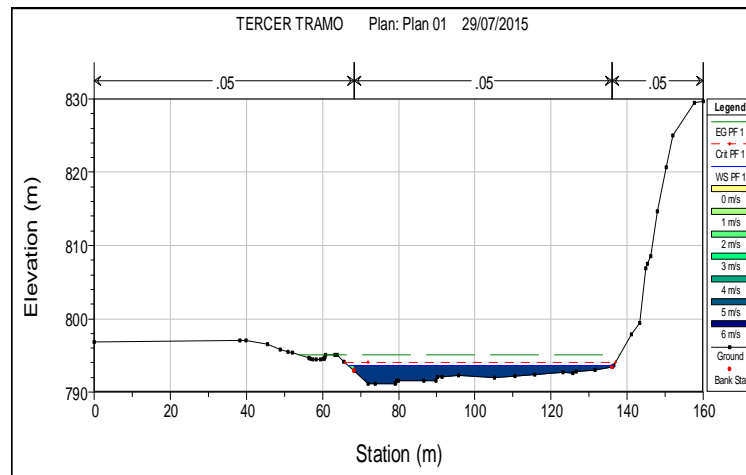


Figura 6.66: Sección transversal que contiene la máxima avenida 3° tramo.

6.4.1.1.5.4 CUARTO TRAMO: Progresivas 86+480 @ 86+720.

En este cuarto tramo la incidencia de la línea del thalweg se encuentra en la parte externa de la curva formada por el río, siendo inestable la ribera y comprometiendo la estabilidad de la carretera, para lo cual se ha previsto la instalación de una defensa ribereña que proteja la base del talud mediante enrocado con diámetros de roca aceptable que protejan la erosión que pueda originar el flujo por la incidencia de la línea del thalweg en esta zona, como se muestra en la Figura 6.67.



Figura 6.67. Incidencia de la línea del thalweg en el 4° tramo.

Se ha realizado el tránsito del caudal pico de la máxima avenida en el tramo de estudio, mediante la ayuda del software HEC RAS v. 4.1, para el caso de flujo permanente gradualmente

variado, a partir del cual se ha obtenido los siguientes resultados de diseño, mostrando las principales características hidráulicas del tramo de estudio en la Tabla 6.21.

Tabla 6.21: Parámetros principales de simulación hidráulica – Cuarto tramo.

Sección	Velocidad del canal princ. (m/s)	Esfuerzo de corte canal princ. (N/m ²)	Tirante canal princ. (m)	Ancho espejo (m)
380.00	4.97	478.83	2.24	98.97
360.00	5.56	629.08	1.88	83.22
340.00	4.74	417.81	2.40	81.38
320.00	5.24	562.84	1.87	80.22
300.00	4.97	436.42	2.86	82.14
280.00	5.11	433.05	3.37	81.37
260.00	5.79	571.10	3.25	82.40
240.00	6.64	777.63	2.86	78.86
220.00	6.52	748.68	2.75	72.80
200.00	6.32	722.73	2.58	73.33
180.00	6.26	738.31	2.41	75.62
160.00	5.90	630.19	2.68	60.93
140.00	5.08	457.57	2.84	64.13
120.00	5.32	535.35	2.22	72.45
100.00	4.73	421.02	2.24	70.81
80.00	4.51	387.76	2.65	86.35
60.00	3.67	284.55	3.24	65.99
40.00	6.66	997.51	1.34	76.97
20.00	5.36	572.01	2.28	79.70
0.00	4.87	501.12	2.01	71.45

Fuente: Elaboración propia

De la tabla anterior, se puede obtener los valores de diseño promedio, para el dimensionamiento de la defensa ribereña como: tirante igual a 2.44 m, velocidad igual a 5.31 m/s y esfuerzo cortante igual a 558.23 N/m². A partir de estos parámetros hidráulicos, se determinará el diámetro D50 de las rocas que formaran parte del talud 2:1 y base del enrocado para protección adecuada de la carretera. En la Figura 6.68, se observa la sección transversal natural que incluye la defensa ribereña, la misma que contiene el tirante máximo de diseño, en la margen izquierda

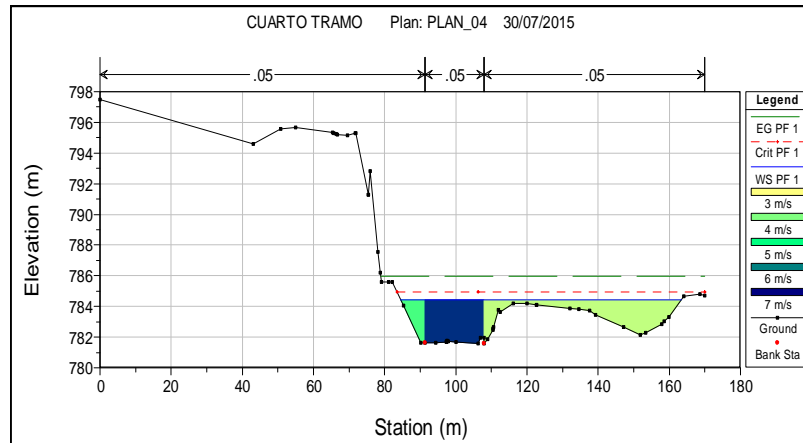


Figura 6.68: Sección transversal que contiene la máxima avenida 4° tramo.

6.4.1.1.5.5 QUINTO TRAMO: Progresivas 88+920 @ 89+180.

Se considera necesario proteger esta zona, debido a que el impacto de la línea del thalweg es en la parte externa de la curva, comprometiendo la estabilidad de la margen izquierda del río Callayuc, donde se encuentra instalado la carretera. En la Figura 6.69, se observa la incidencia del flujo en este tramo, siendo necesario la instalación de una defensa ribereña mediante enrocado que evite las erosiones que pueda generar el río Callayuc en este tramo de estudio.



Figura 6.69: Incidencia de la línea del thalweg en el 5° tramo.

Se ha realizado el análisis hidráulico del tramo de estudio, a partir del ingreso de las secciones transversales al programa HEC RAS v. 4.1, en el que se ha transitado el caudal pico $Q = 569.25$

m³/s a nivel de flujo permanente gradualmente variado, habiendo obtenido las características hidráulicas más importantes como se muestra en la Tabla 6.22.

Tabla 6.22: Parámetros principales de simulación hidráulica – Quinto tramo.

Sección	Velocidad del canal princ. (m/s)	Esfuerzo de corte canal princ. (N/m ²)	Tirante canal princ. (m)	Ancho espejo (m)
220.00	3.63	299.02	1.91	109.83
200.00	3.82	314.11	2.34	104.26
180.00	4.84	552.83	1.96	107.08
160.00	4.30	417.87	1.93	106.80
140.00	3.78	311.34	2.14	109.75
120.00	3.71	301.85	2.05	113.56
100.00	3.80	312.14	2.13	107.94
80.00	4.04	336.43	2.36	93.09
60.00	4.44	382.56	2.23	72.26
40.00	4.73	406.98	2.59	67.22
20.00	4.59	401.64	2.81	67.79
0.00	4.61	403.31	3.22	60.40

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 6.22, se encuentra el tirante promedio igual a 2.28 m, la velocidad promedio igual a 4.12 m/s y el esfuerzo cortante promedio igual a 361.12 N/m². Estos valores promedio, servirán para determinar el dimensionamiento de la defensa ribereña en este tramo. En la Figura 6.70, se muestra la sección natural del río donde se muestra el nivel máximo alcanzado de la máxima avenida, el mismo que es contenido en la sección natural que incluye la defensa ribereña con talud 2:1.

Cabe resaltar que en el plano en planta correspondiente a este tramo de estudio, únicamente se ha graficado el espejo de agua del canal principal (época de estiaje), el mismo que se encuentra alejado de la defensa ribereña, debido al encauzamiento realizado propio de la ejecución de los trabajos que vienen realizándose para la construcción de la carretera. Se considera vulnerable, debido a la incidencia de la línea del thalweg en la parte externa de la curva formada en este tramo, como se muestra en la Figura 6.69.

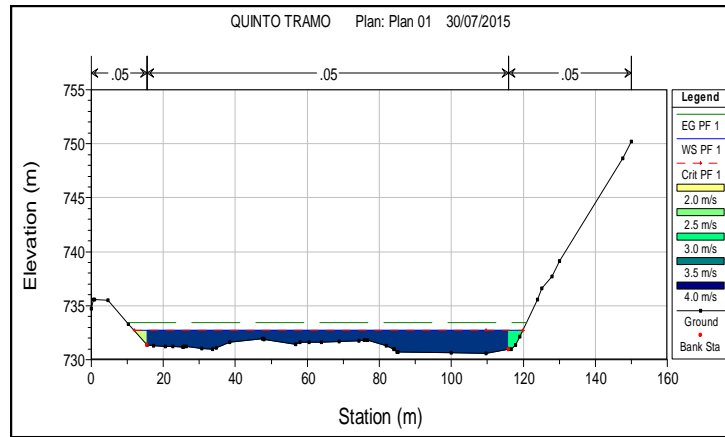


Figura 6.70: Sección transversal que contiene la máxima avenida 5° tramo.

6.4.1.1.5.6 SEXTO TRAMO: Progresivas 89+720 @ 90+180.

De igual forma este tramo es vulnerable al paso de la máxima avenida, por encontrarse en la parte externa de la curva, como se muestra en la Figura 6.71, siendo necesario instalar una estructura de protección de la carretera adecuada, que garantice su vida útil, para lo cual se ha previsto la instalación de un enrocado con diámetro D50, distribuido en el talud y al pie de la estructura adecuadamente.



Figura 6.71: Incidencia de la línea del thalweg en el tramo de estudio.

En la Tabla 6.23, se resume los parámetros hidráulicos de diseño más importantes, cuando transita en el tramo de estudio el caudal de diseño $Q = 569.25 \text{ m}^3/\text{s}$, obtenido en la etapa hidrológica, para un periodo de retorno de 175 años.

Tabla 6.23: Parámetros principales de simulación hidráulica – Sexto tramo.

Sección	Velocidad del canal princ. (m/s)	Esfuerzo de corte canal princ. (N/m ²)	Tirante canal princ. (m)	Ancho espejo (m)
380.00	5.15	504.52	2.22	118.90
360.00	4.62	383.30	2.86	86.59
340.00	4.66	392.53	2.67	79.98
320.00	4.63	389.94	2.78	75.58
300.00	5.79	669.99	1.97	70.93
280.00	4.75	422.02	2.51	67.38
260.00	5.11	462.67	2.87	66.08
240.00	5.87	653.69	2.32	65.19
220.00	4.87	441.90	2.46	66.16
200.00	5.12	501.46	2.40	69.68
180.00	4.64	439.09	2.15	80.88
160.00	5.42	597.81	2.05	78.16
140.00	4.60	404.21	2.24	79.56
120.00	4.94	441.78	3.16	69.50
100.00	5.31	488.26	3.10	62.58
80.00	6.44	780.75	2.34	62.58
60.00	4.87	437.72	2.41	64.95
40.00	5.63	638.05	1.88	66.16
20.00	4.55	402.22	2.23	69.76
0.00	4.77	527.18	1.58	107.71

Fuente: Elaboración propia

Los resultados mostrados en la tabla anterior, indican el tirante promedio igual a 2.34 m, la velocidad promedio del tramo de estudio igual a 5.02 m/s y el esfuerzo cortante promedio igual a 489.45 N/m². Estos valores, permitirán realizar el dimensionamiento del enrocado, a presentarse en el siguiente capítulo.

En la Figura 6.72, se muestra la sección natural del río en el tramo de estudio, que incluye el talud 2:1 del enrocado, el mismo que contiene la máxima avenida de diseño.

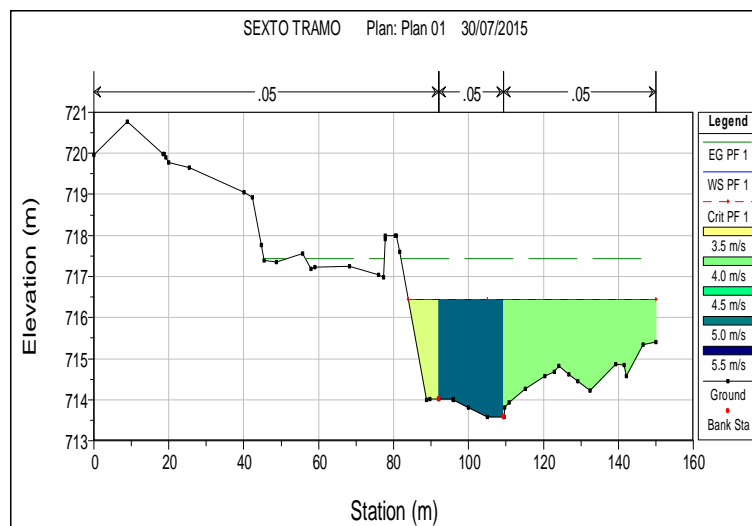


Figura 6.72: Sección transversal que contiene la máxima avenida 6° tramo.

6.4.1.1.6 Predimensionamiento de la estructura hidráulica en los tramos de estudio.

En base al análisis de los resultados mostrados en las tablas anteriores, con respecto a las propiedades hidráulicas obtenidas: tirante máximo alcanzado, para definir la altura de la defensa ribereña, y la velocidad máxima registrada para determinar el diámetro de las rocas, el espesor del enrocado y posteriormente la profundidad de socavación para diseñar la estructura de protección mediante enrocado, teniendo en cuenta la incidencia de la línea del thalweg en cada uno de los tramos críticos de estudio, se tiene un predimensionamiento de la estructura a considerar de 4.00 m de altura para todos los tramos. Se debe tener en cuenta que en la confluencia aguas abajo del puente Juntas, y en zonas en curva, donde la incidencia del flujo es mayor, tener en cuenta las características hidráulicas determinadas anteriormente para determinar las profundidades de socavación adecuadas.

6.4.1.2 Estudio de Hidráulica Fluvial

6.4.1.2.1 Introducción

El análisis de transporte de sedimentos, para cada uno de los 6 tramos críticos de interés, tiene incidencia directa en la determinación de la erosión generalizada así como erosión en curva y confluencia según el tramo a estudiar, teniendo en cuenta la distribución en planta del alineamiento de la línea del thalweg a lo largo de cada uno de los tramos de estudio. La erosión, tendrá incidencia en la medida de protección a considerar al pie de la estructura fluvial propuesta.

La erosión y sedimentación como proceso continuo en un lecho aluvial, se determinará mediante el HEC-6, inmerso dentro de HEC RAS v. 4.1, la profundidad máxima de socavación a partir de la ecuación de EXNER y la ecuación de Laursen (Copeland) para la determinación de transporte sólido de fondo. También se utilizará la metodología del HEC-11, que permita determinar la socavación máxima a partir del D50 del lecho del río Santa Clara y Callayuc.

Una tercera metodología utilizada, será la formulación matemática de Lischtvan Lebediev, para determinar la socavación generalizada, que permitirá determinar la longitud de la base del enrocado, siendo necesario para esto las características hidráulicas de la sección transversal más crítica obtenida en el proceso de simulación de flujo permanente gradualmente variado, así como la granulometría inherente en el tramo en estudio, por debajo del lecho acorazado.

Para cada uno de los tramos críticos se ha previsto considerar como defensa ribereña mediante enrocado, debido a que existe rocas de diámetro tal, que poseen velocidades críticas de iniciación de movimiento superior a la que trae el río en épocas de máximas avenidas.

Para determinar el volumen de rocas al pie de la estructura fluvial, se utilizará los criterios del circular de ingeniería hidráulica (HEC-11), donde se indica cómo debe iniciarse la defensa ribereña, como proteger la parte final de la estructura, y que criterios deben considerarse al

momento de extender la estructura en una zona en curva, la misma que está en función al ancho del canal.

6.4.1.2.2 Antecedentes negativos de construcción de enrocado en el río Callayuc.

Sobre el lecho del río Callayuc, aguas abajo de los seis tramos críticos de estudio, se ubica el puente Callayuc, el mismo que posee enrocados de protección para proteger los estribos de este puente, los mismos que a la fecha han fallado como se observa en las Figuras 6.73 y 6.74, en ambas márgenes de este río.

En la margen derecha del río, donde la línea del thalweg, impacta directamente, el enrocado ha fallado, producto de la instalación únicamente de una sola roca puesta sobre el talud y diámetro de roca con velocidad crítica de iniciación de movimiento inferior a la que trae el río en máximas avenidas.



Figura 6.73: Falla del enrocado de protección del estribo derecho del puente Callayuc.

Del mismo modo el enrocado puesto en la margen izquierda para protección del estribo del puente Callayuc ha fallado, teniendo en cuenta el mismo problema, la instalación únicamente de un solo diámetro de roca y no considerar una granulometría en el cuerpo de la misma. Se observa también que entre rocas existen partículas pequeñas, las mismas que obviamente son fácilmente removibles, por no poseer una velocidad crítica de iniciación de movimiento aceptable que garantice la estabilidad de este enrocado.



Figura 6.74: Falla del enrocado de protección del estribo izquierdo del puente Callayuc.

6.4.1.2.3 Estudio de socavación generalizada en los tramos en estudio.

Para la determinación de la socavación generalizada, en cada uno de los tramos de estudio, se utilizará tres metodologías: HEC-6, Lischtvan Lebediev y HEC-11, a partir de los cuales, se determinará la profundidad máxima de socavación, el mismo que tendrá que considerarse para instalar el material de protección al pie de la estructura fluvial.

6.4.1.2.3.1 Método del HEC-6 (HEC-RAS)

Para la determinación del proceso de transporte de sedimentos en cada uno de los tramos de estudio, en lo que respecta al cálculo de erosión y sedimentación, como proceso continuo en el fondo del lecho del río, producto del transporte de la máxima avenida de diseño, se utilizará la ecuación de continuidad de sedimentos de Exner, a través de HEC-6, inmersa en HEC-RAS v.

4.1:

$$(1 - \lambda_p)B \frac{\partial \eta}{\partial t} = -\frac{\partial Q_s}{\partial x} \quad (6.25)$$

Dónde:

B: Ancho del canal.

η : Elevación del canal.

λ_p : Porosidad de capa activa.

t: Tiempo.

x: Distancia.

Qs: Caudal sólido.

La ecuación anterior simplemente manifiesta que el cambio de volumen de sedimentos en un volumen de control (erosión o sedimentación), es igual a la diferencia entre las cargas de sedimentos de ingreso y salida.

La función de transporte de sedimentos utilizada corresponde a la ecuación de Laursen-Copeland, cuya formulación matemática es una función del exceso de corte y una relación de la velocidad de corte a la velocidad de caída. Esta ecuación puede ser utilizada para lechos gravosos, como es el caso del lecho del río Callayuc y Santa Clara.

Para la determinación del análisis de transporte de sedimentos, se ha utilizado el hidrograma discreto en intervalos de tiempo, obtenido a partir del hidrograma continuo determinado en la etapa hidrológica, cuyo caudal máximo para cada uno de los tramos de estudio, se presenta en las figuras abajo. El análisis de transporte de sedimentos en este caso, se realiza para un análisis de flujo quasi no permanente.

-) El primer tramo presenta dos hidrogramas discretos, uno aguas arriba del puente Juntas, sobre el río Callayuc y otro aguas arriba de la confluencia sobre el río Santa Clara, como se muestra en la Figura 6.75.

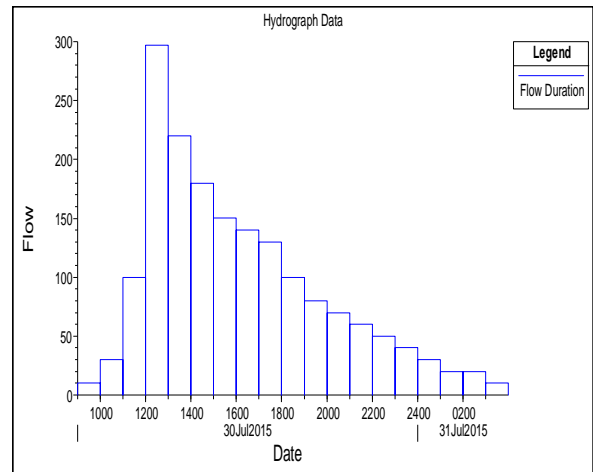
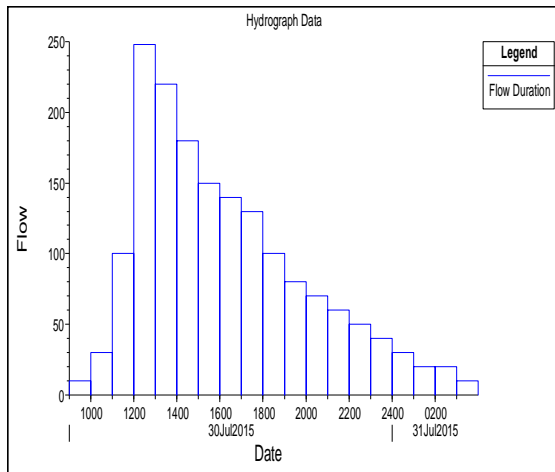


Figura 6.75: Hidrogramas de diseño para analizar transporte de sedimentos: (a) Punto de aforo aguas arriba del puente Juntas. (b) Punto de aforo aguas arriba de la confluencia sobre el río Santa Clara.

La granulometría ingresada al software, para la determinación del proceso de erosión y sedimentación en el tramo de estudio, se observa en la Figura 6.76, en la que se tiene partículas consideradas de hasta 2000 mm (cantos rodados grandes).

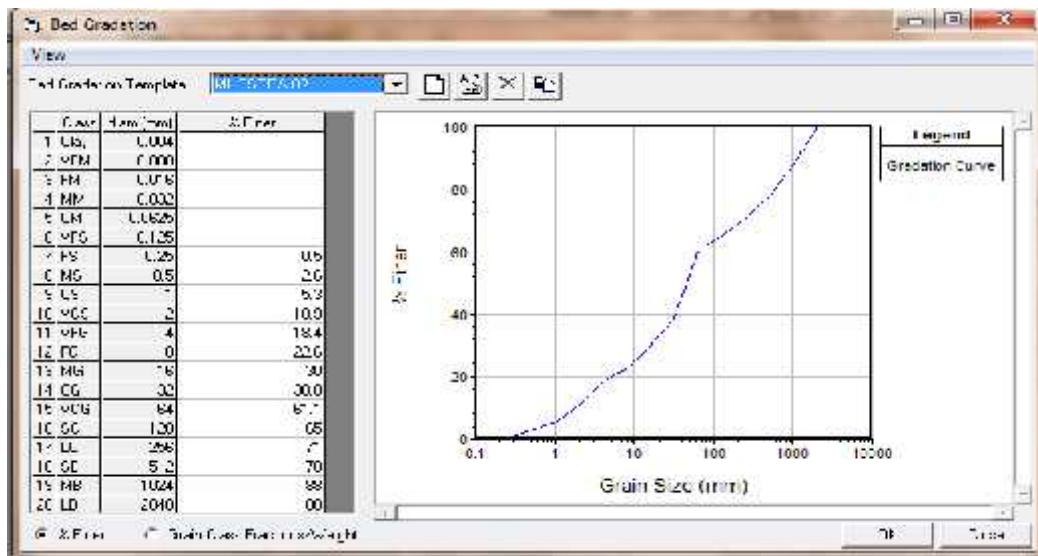


Figura 6.76: Granulometría del lecho del tramo de estudio.

Para la determinación de transporte de sedimentos, se ha considerado el volumen de control, tomando en cuenta las coordenadas del canal principal y una profundidad de 3 m, hasta donde se considera lecho rígido. En esta figura, se muestra la línea del thalweg y el lecho rígido asumido.

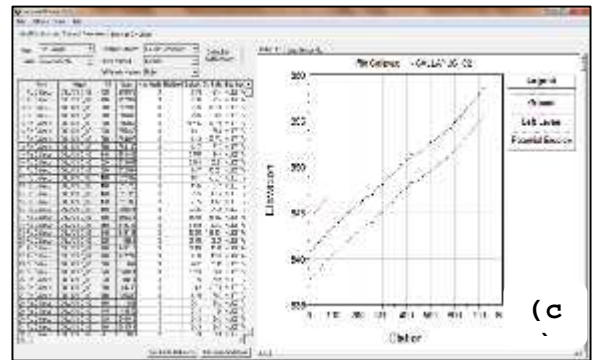
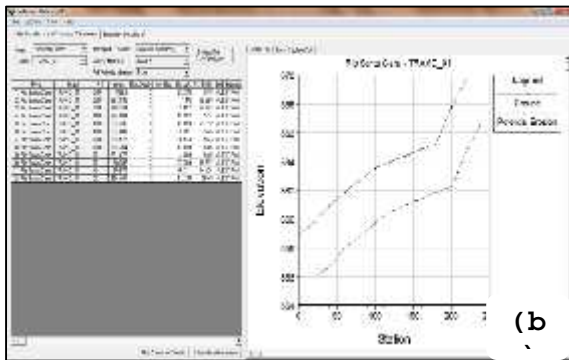
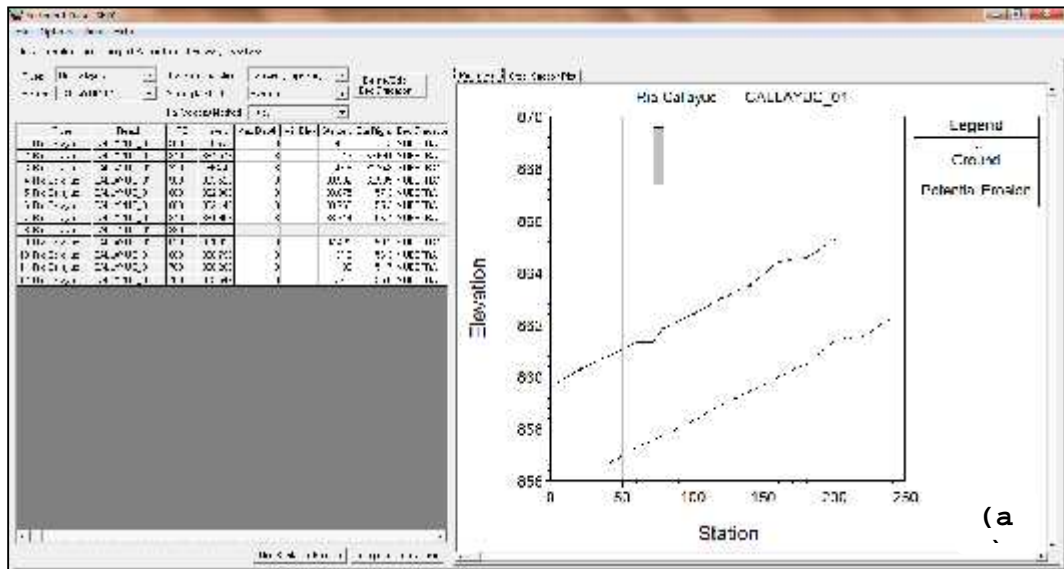
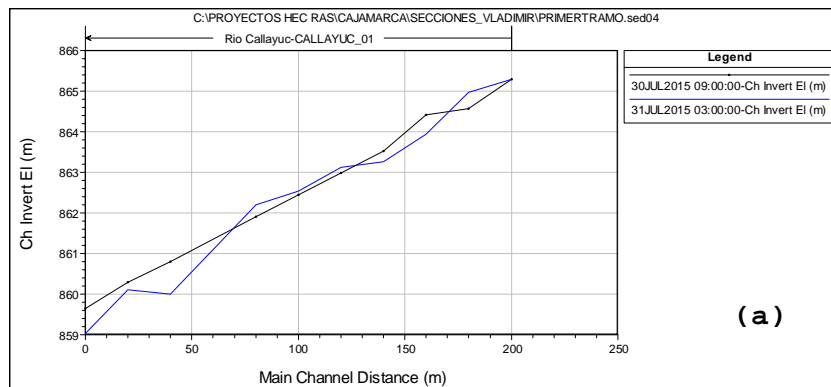


Figura 6.77: Perfil potencial de erosión: (a) Tramo Callayuc aguas arriba del puente Juntas. (b) Tramo Santa Clara aguas arriba de la confluencia. (c) Tramo Callayuc aguas abajo del puente Juntas.

En la Figura 6.78, se observa la línea del thalweg en color negro y la línea azul, que muestra el proceso de erosión y sedimentación a lo largo del tramo de estudio.



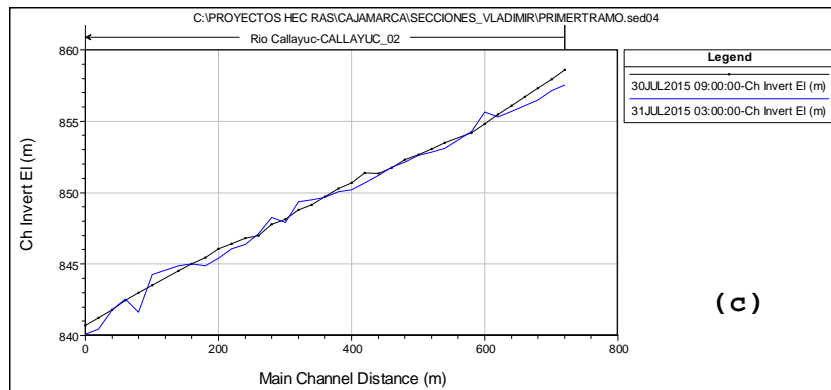
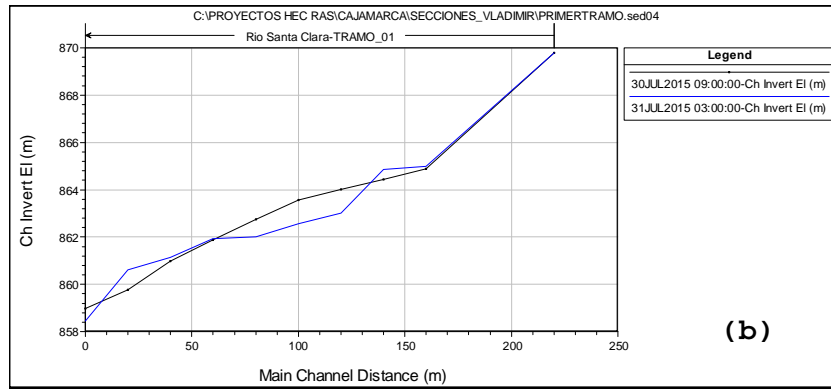
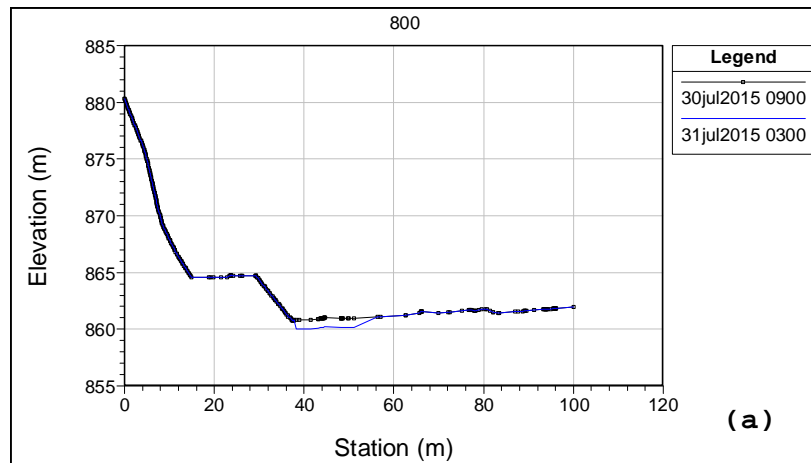


Figura 6.78: Thalweg y perfil de erosión y sedimentación (a) Callayuc aguas arriba del puente Juntas. (b) Tramo Santa Clara aguas arriba de la confluencia. (c) Tramo Callayuc aguas abajo del puente Juntas.

De igual forma en la Figura 6.79, se observa la máxima erosión en cada uno de los tres tramos de análisis del primer tramo, generado cuando se transita el caudal de máximas avenidas de diseño.



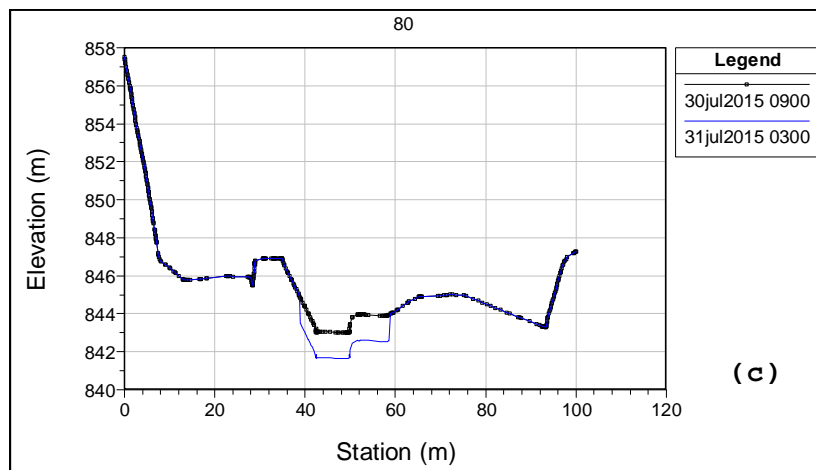
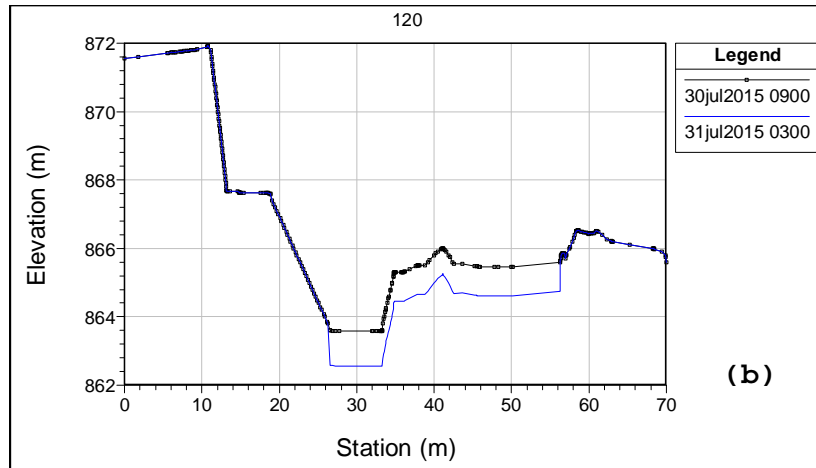


Figura 6.79: Erosiones máximas en cada una de las secciones transversales: (a) Callayuc aguas arriba del puente Juntas. (b) Tramo Santa Clara aguas arriba de la confluencia. (c) Tramo Callayuc aguas abajo del puente Juntas.

Finalmente, luego de revisar la profundidad máxima de socavación en cada uno de los tramos de estudio, se tienen los siguientes valores:

- ✓ Callayuc aguas arriba del puente Juntas: Y_s máx. = 0.80 m.
- ✓ Tramo Santa Clara aguas arriba de la confluencia: Y_s máx. = 1.02 m.
- ✓ Tramo Callayuc aguas abajo del puente Juntas: Y_s máx. = 1.36 m.

J El segundo tramo presenta el hidrograma discreto, como se muestra en la Figura 6.80, así también para este caso como en el primer tramo se consideró una profundidad de 3 m, que toma en cuenta la potencia de erosión que podría originarse en este tramo de estudio.

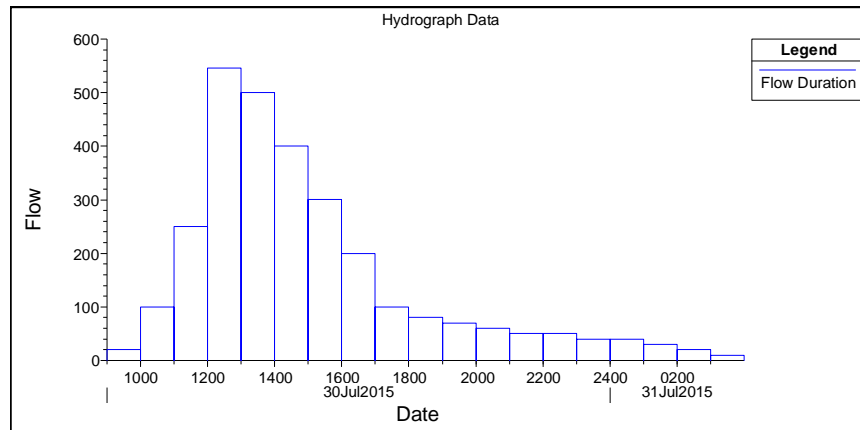


Figura 6.80: Hidrograma de diseño para analizar transporte de sedimentos en el segundo tramo.

En la Figura 6.81, se observa la línea del thalweg en color negro y la línea azul, que muestra el proceso de erosión y sedimentación a lo largo del tramo de estudio.

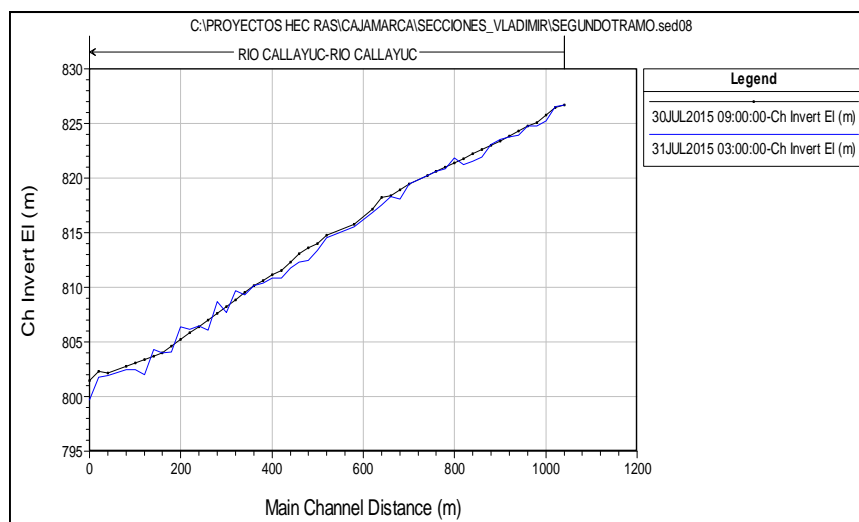


Figura 6.81: Thalweg y perfil de erosión y sedimentación en segundo tramo.

De igual forma en la Figura 6.82, se observa la máxima erosión en una sección transversal del segundo tramo, generado cuando se transita el caudal de máximas avenidas de diseño.

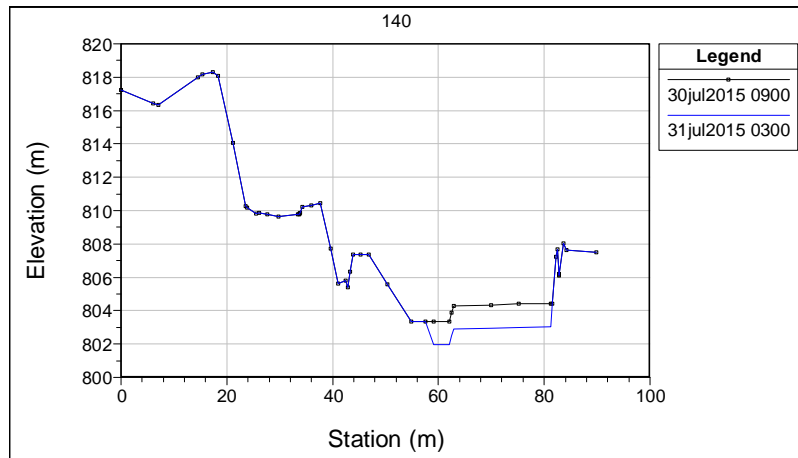


Figura 6.82: Erosión máxima en una sección transversal del segundo tramo.

Finalmente, luego de revisar la profundidad máxima de socavación en el tramo de estudio, se tiene un valor igual a 1.39 m.

- El tercer tramo presenta el hidrograma discreto, como se muestra en la Figura 6.83, así también para este caso como en el primer tramo se consideró una profundidad de 3 m, que toma en cuenta la potencia de erosión que podría originarse en este tramo de estudio.

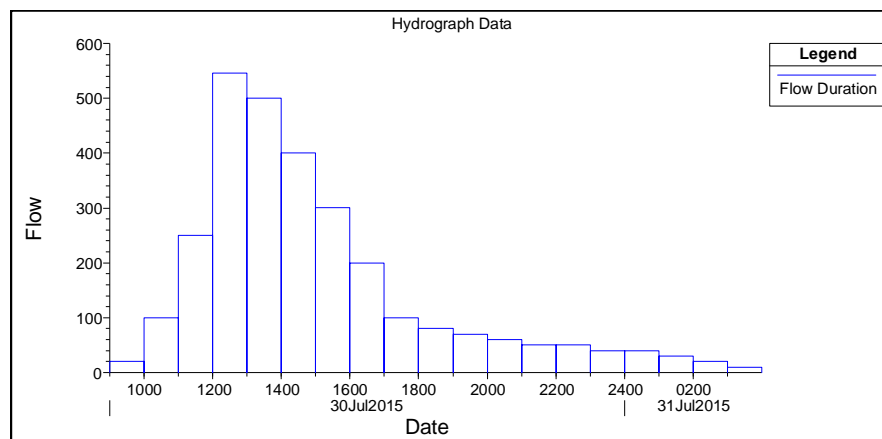


Figura 6.83: Hidrograma de diseño para analizar transporte de sedimentos en el tercer tramo.

En la Figura 6.84, se observa la línea del thalweg en color negro y la línea azul, que muestra el proceso de erosión y sedimentación a lo largo del tramo de estudio.

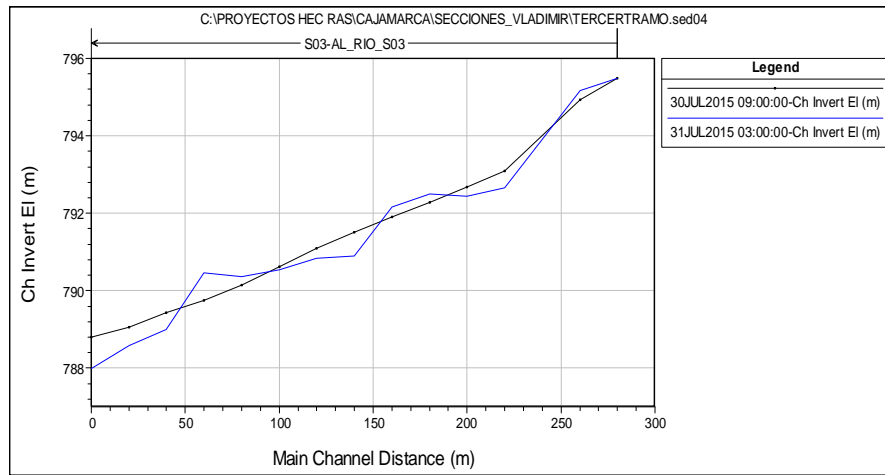


Figura 6.84: Thalweg y perfil de erosión y sedimentación en tercer tramo.

De igual forma en la Figura 6.85, se observa la máxima erosión en una sección transversal del tercer tramo, generado cuando se transita el caudal de máximas avenidas de diseño.

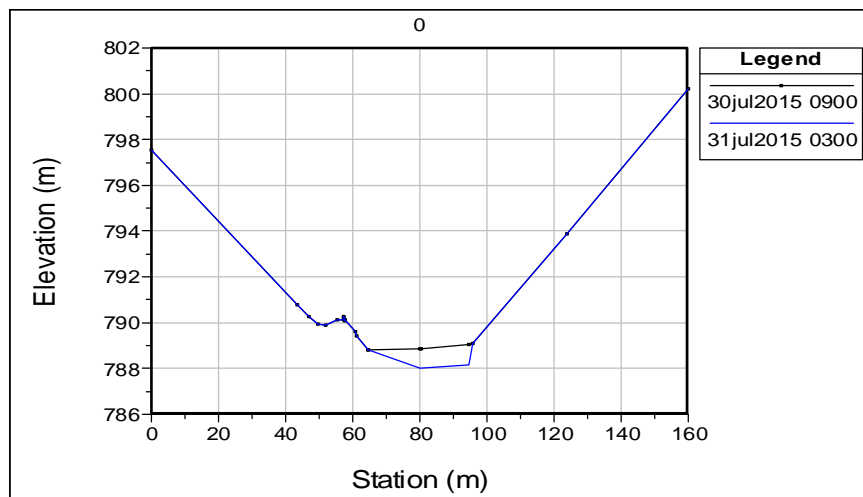


Figura 6.85: Erosión máxima en una sección transversal del tercer tramo.

Finalmente, luego de revisar la profundidad máxima de socavación en el tramo de estudio, se tiene un valor igual a 0.79 m.

J El cuarto tramo presenta el hidrograma discreto, como se muestra en la Figura 6.86, así también para este caso como en el primer tramo se consideró una profundidad de 3 m, que toma en cuenta la potencia de erosión que podría originarse en este tramo de estudio.

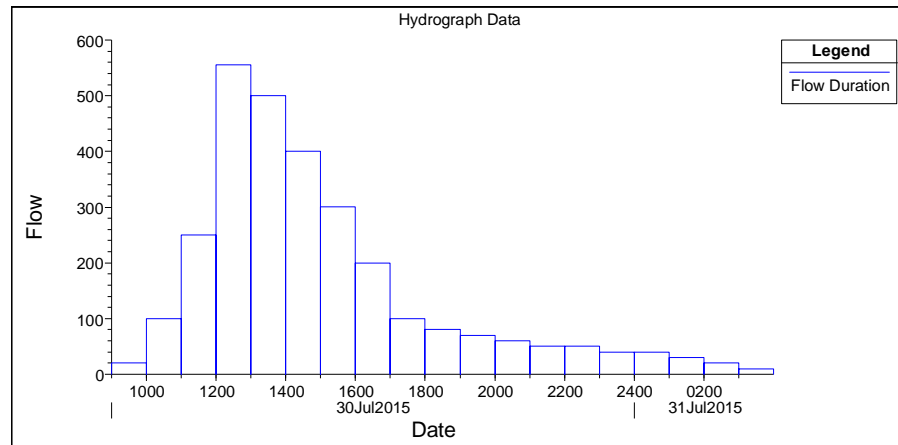


Figura 6.86: Hidrograma de diseño para analizar transporte de sedimentos en el cuarto tramo.

En la Figura 6.87, se observa la línea del thalweg en color negro y la línea azul, que muestra el proceso de erosión y sedimentación a lo largo del tramo de estudio.

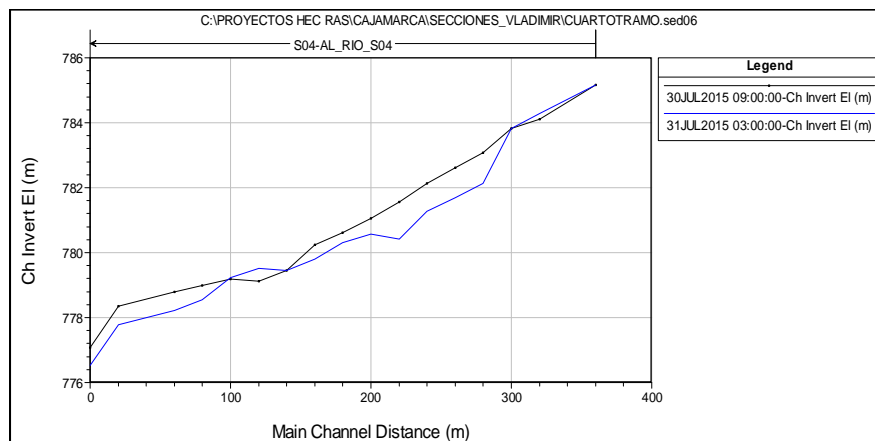


Figura 6.87: Thalweg y perfil de erosión y sedimentación en cuarto tramo.

De igual forma en la Figura 6.88, se observa la máxima erosión en una sección transversal del cuarto tramo, generado cuando se transita el caudal de máximas avenidas de diseño.

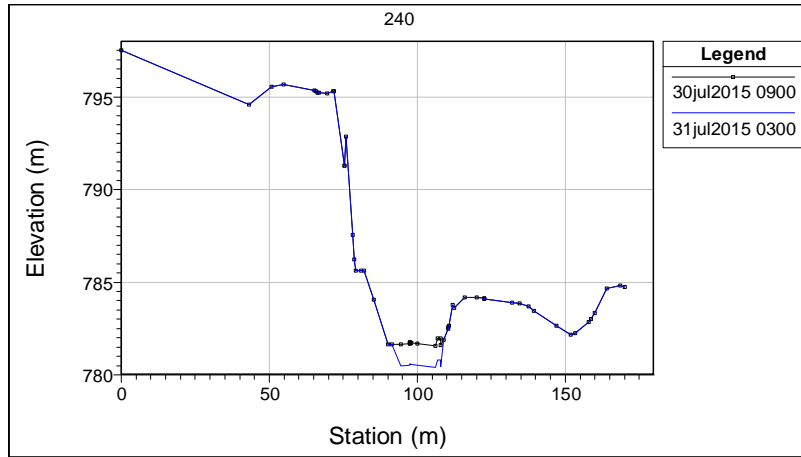


Figura 6.88: Erosión máxima en una sección transversal del cuarto tramo.

Finalmente, luego de revisar la profundidad máxima de socavación en el tramo de estudio, se tiene un valor igual a 1.16 m.

-) El quinto tramo presenta el hidrograma discreto, como se muestra en la Figura 6.89, así también para este caso como en el primer tramo se consideró una profundidad de 3 m, que toma en cuenta la potencia de erosión que podría originarse en este tramo de estudio.

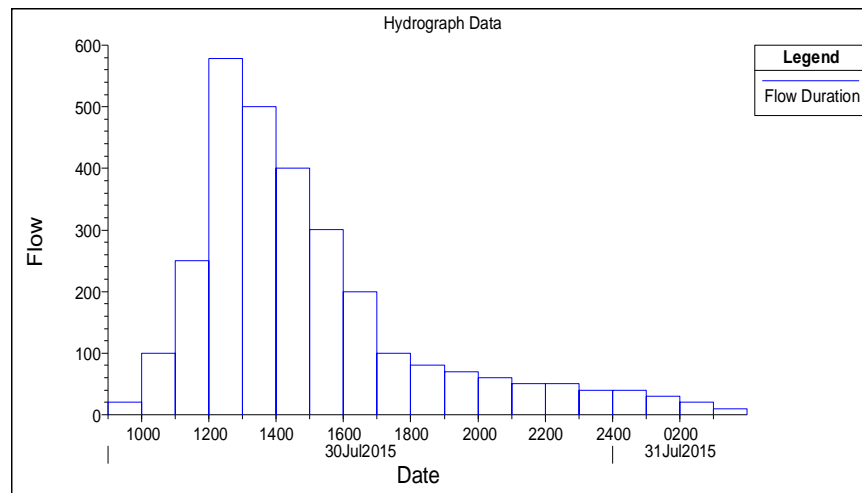


Figura 6.89: Hidrograma de diseño para analizar transporte de sedimentos en el quinto tramo.

En la Figura 6.90, se observa la línea del thalweg en color negro y la línea azul, que muestra el proceso de erosión y sedimentación a lo largo del tramo de estudio.

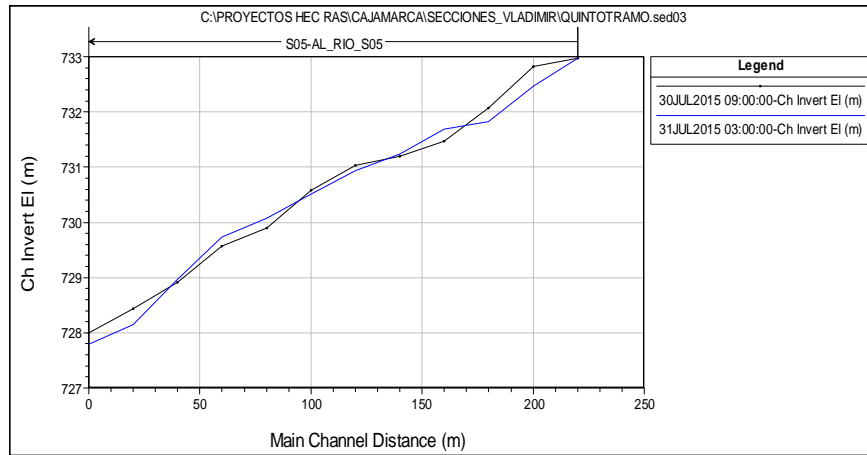


Figura 6.90 Thalweg y perfil de erosión y sedimentación en quinto tramo.

De igual forma en la Figura 6.91, se observa la máxima erosión en una sección transversal del quinto tramo, generado cuando se transita el caudal de máximas avenidas de diseño.

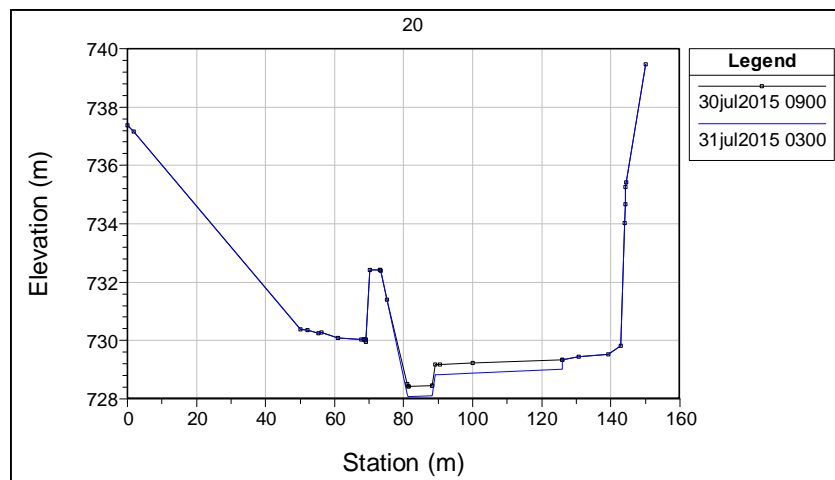


Figura 6.91: Erosión máxima en una sección transversal del quinto tramo.

Finalmente, luego de revisar la profundidad máxima de socavación en el tramo de estudio, se tiene un valor igual a 0.65 m.

J El sexto tramo presenta el hidrograma discreto, como se muestra en la Figura 6.92, así también para este caso como en el primer tramo se consideró una profundidad de 3 m, que toma en cuenta la potencia de erosión que podría originarse en este tramo de estudio.

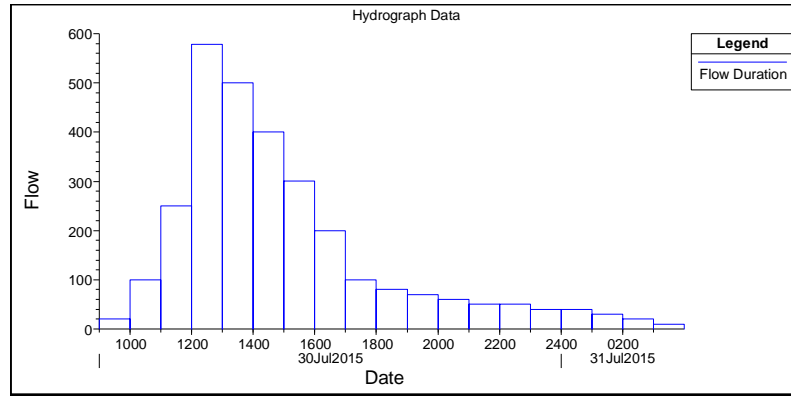


Figura 6.92: Hidrograma de diseño para analizar transporte de sedimentos en el sexto tramo.

En la Figura 6.93, se observa la línea del thalweg en color negro y la línea azul, que muestra el proceso de erosión y sedimentación a lo largo del tramo de estudio.

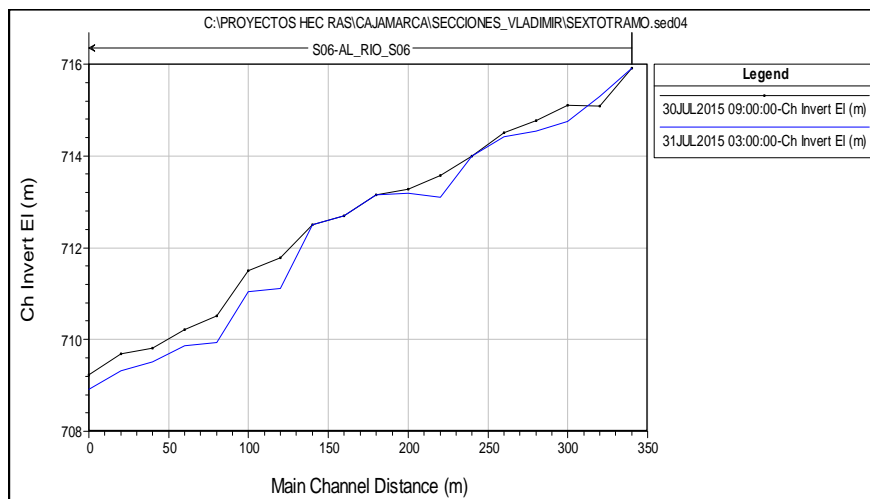


Figura 6.93: Thalweg y perfil de erosión y sedimentación en sexto tramo.

De igual forma en la Figura 6.94, se observa la máxima erosión en una sección transversal del sexto tramo, generado cuando se transita el caudal de máximas avenidas de diseño.

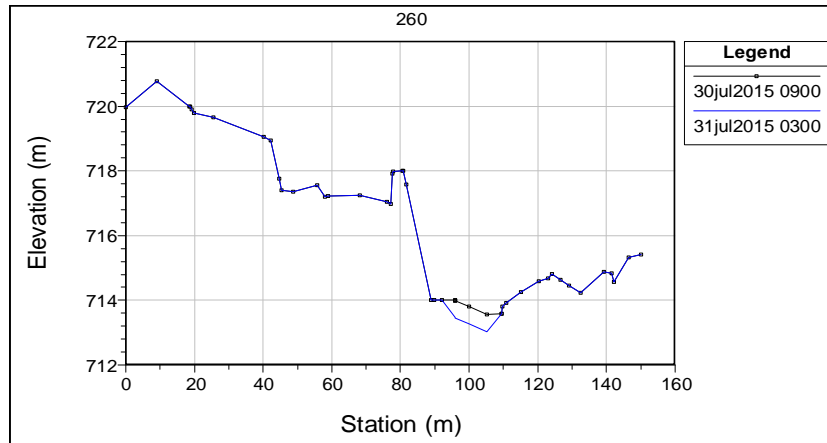


Figura 6.94: Erosión máxima en una sección transversal del sexto tramo.

Finalmente, luego de revisar la profundidad máxima de socavación en el tramo de estudio, se tiene un valor igual a 0.67 m.

6.4.1.2.3.2 Método de Lischtván Lebediev

El objetivo consiste en calcular la socavación generalizada a partir de la ecuación de Lischtván Lebediev, cuando se transita el caudal de diseño a lo largo de los 6 tramos de estudio. A partir de este tránsito, se podrá obtener la erosión generalizada en secciones transversales, donde sea necesaria la instalación de la estructura fluvial (defensa ribereña) mediante una estructura de enrocado para cada una de las zonas críticas. Para realizar esto, se tendrá en cuenta los resultados de las características hidráulicas obtenidas en la simulación hidráulica a nivel de flujo permanente en los seis tramos de estudio, como son: área hidráulica, espejo de la superficie libre de agua, considerando para ello la subdivisión del espejo de la sección transversal en 04 tramos, y a partir de las alturas hidráulicas obtenidas, se tendrá finalmente las profundidades de erosión, que finalmente mostrarán la geometría de la sección transversal erosionada.

Para la determinación de la socavación generalizada se presenta el criterio propuesto por Lischtván – Lebediev, el cual presenta la siguiente ecuación:

$$Y_s \propto \frac{r Y_o^{5/3}}{0.68 s d_m^{0.28}} \frac{1}{i \Gamma X} \quad (6.26)$$

Donde:

$$x \propto 0.0068 d_m^2 \quad Z \geq 0.036 d_m \quad \Gamma \geq 0.4283; \quad 0.05 \leq T^m d_m \leq 2.5 \text{ mm}$$

$$x \propto 0.4101 Z \quad 0.0298 \ln(d_m) \quad 2.50 \leq T^m d_m \leq 60.0 \text{ mm}$$

$$x \propto 10^{2Z} d_m^2 \quad Z \geq 2 \times 10^{2Z} d_m \quad \Gamma \geq 0.3004 \quad d_m \geq 60.0 \text{ mm}$$

d_m : Diámetro medio (mm) de los granos de fondo.

$$r \propto \frac{Q_d}{Y_m^{5/3} B_e u} \quad (6.27)$$

Donde:

$$Y_m \propto \frac{A}{B_e} \quad (\text{Tirante medio de la sección}) \quad (6.28)$$

ϕ : Coeficiente que depende de la frecuencia con que se repite la avenida en estudio, igual a 1 para el $T_r = 100$ años.

Los resultados de socavación generalizada en cada uno de los 6 tramos de análisis se presentan a continuación en las siguientes tablas, considerado únicamente para la sección más crítica del tramo de estudio.

) Tercer Tramo: Ys máx. = 1.58 m.

) Cuarto Tramo: Ys máx. = 1.59 m.

) Quinto Tramo: Ys máx. = 1.58 m

) Sexto Tramo: Ys máx. = 1.24 m.

6.4.1.2.3.3 Método del HEC-11

La metodología del Circular de Ingeniería Hidrológica 11 (HEC-11), del USACE, propone la siguiente formulación matemática, a partir del trabajo presentados por Blodgett.

$$d_s = 1.74D_{50}^{-1} \quad (6.29)$$

Dónde:

d_s : Profundidad de socavación (m).

D_{50} : Diámetro medio del material del lecho (m).

A partir de la ecuación 6.29, se tiene una profundidad de socavación igual a 1.45 m, considerando un diámetro de roca igual a 1.20 m del enrocado.

6.4.1.2.4 Profundidad de socavación de diseño.

Debido a la variabilidad de profundidades de socavación a partir de las tres metodologías, teniendo en cuenta que por ejemplo el HEC-6, determina profundidades mayores y menores a 1.00 m para todos los tramos en estudio. En el caso de Lischtvan Lebediev las profundidades de socavación determinadas estas cercanas a los 1.50 m, como se muestra en las tablas mostradas arriba y finalmente el HEC-11, considerando el D_{50} de 1.20 m, determina una profundidad de socavación de 1.45 m. Razón por la cual y considerando la variabilidad de valores de profundidad de socavación, se considera generalizar las profundidades de socavación en 2.50 m, teniendo en cuenta un FS de 1.60, además de tener en cuenta que debe llevar relación con el D_{50} , el mismo que resulta en 1.20 m, salvo en los tramos donde existe la confluencia de los dos cursos de agua y zonas en curva donde se requiere contar con una profundidad de socavación

igual a 3.00 m, para absorber la incertidumbre que pueda ocasionar el transporte de flujo turbulento en todos los tramos de estudio. Finalmente las profundidades de socavación, para los diferentes tramos en estudio, quedarían de la siguiente manera:

- J Callayuc aguas arriba del puente Juntas: Margen izquierda Ys máx. = 2.50 m y Margen derecha Ys máx. = 3.00 m, por tener la incidencia de la línea del thalweg.
- J Tramo Santa Clara aguas arriba de la confluencia: Ys max = 2.50 m.
- J Tramo Callayuc aguas abajo del puente Juntas: Este tramo presenta dos tramos donde es necesario profundizar la base del enrocado hasta 3 m:
 - J En la zona donde se tiene la confluencia de los dos cursos de agua como se indica en los planos.
 - J En el tramo aguas abajo de esta confluencia entre las progresivas del enrocado 0+060 a 0+200, donde se tiene la incidencia de la línea del thalweg en la parte externa de la curva.
- J Segundo Tramo: La profundidad de socavación es igual a 2.50 m, únicamente entre las progresivas sobre el enrocado de 0+320 a 0+440, se tiene que considerar una profundidad de 3.00 m, debido a la incidencia de la línea del thalweg.
- J Tercer Tramo: La profundidad de socavación es igual a 2.50 m, únicamente entre las progresivas 0+000 a 0+100, se tiene que considerar una profundidad de 3.00 m, debido a la incidencia de la línea del thalweg.
- J Cuarto Tramo: Ys max = La profundidad de socavación es igual a 2.50 m, únicamente entre las progresivas 0+000 a 0+120, se tiene que considerar una profundidad de 3.00 m, debido a la incidencia de la línea del thalweg en la parte externa de la curva, donde se encuentra la defensa ribereña.
- J Quinto Tramo: Ys máx. = La profundidad de socavación es igual a 2.50 m.

- J Sexto Tramo: Y_s máx. = La profundidad de socavación es igual a 2.50 m, únicamente entre las progresivas 0+100 a 0+260, se tiene que considerar una profundidad de 3.00 m, debido a la incidencia de la línea del thalweg en la parte externa de la curva.

6.4.1.2.5 Diseño hidráulico de las defensas ribereñas.

Para el diseño hidráulico de la defensa ribereña, se ha tenido en cuenta la profundidad de socavación en los diferentes tramos de estudio, el tirante de diseño, la velocidad máxima, a partir de los cuales se determinará el D50 del enrocado a partir de tres formulaciones numéricas: HEC-11, Pilarczyk y Método de Simons y Senturk, donde es necesario contar con el esfuerzo cortante máximo de cada uno de los tramos de estudio. Para los diseños del enrocado ubicados en la parte externa de la curva, así como los detalles de los bordes al inicio y al final de la defensa ribereña en cada uno de los tramos de estudio, se sigue el criterio propuesto por el HEC-11:

- J Extensión de la protección en zonas en curva: Se ha tenido en cuenta este criterio para extender los enrocados en zonas en curva, a partir de los radios trazados, considerando 1.0 veces el ancho del curso de agua aguas arriba de la curva y 1.5 veces el ancho del río aguas abajo de la curva.

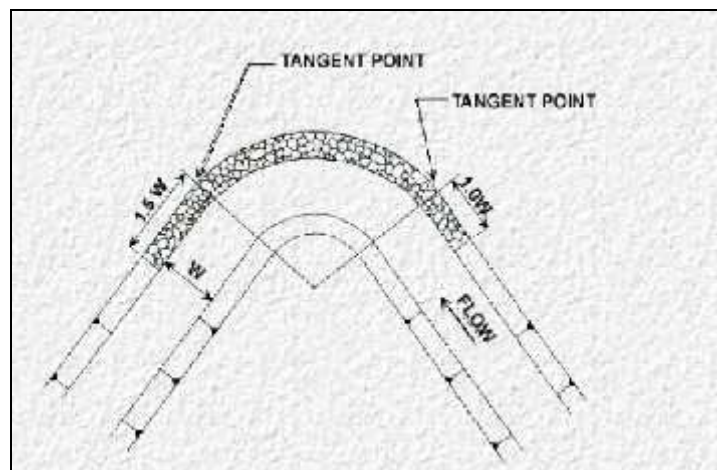


Figura 6.95: Extensión longitudinal y protección de revestimiento.

6.4.1.2.5.1 Primer Tramo.

Este primer tramo considera tres zonas de revestimiento como a continuación se indica, donde se detalla las características hidráulicas principales de diseño, necesarias para la determinación del diámetro de roca aceptable.

) Callayuc aguas arriba del puente Juntas: $Y = 2.00$ m, $V = 5.07$ m/s y $\tau = 531.55$ N/m².

) Tramo Santa Clara aguas arriba de la confluencia: $Y = 2.42$ m, $V = 4.55$ m/s y $\tau = 513.48$ N/m².

) Tramo Callayuc aguas abajo del puente Juntas: $Y = 2.77$ m, $V = 5.12$ m/s y $\tau = 522.33$ N/m².

Teniendo en cuenta los antecedentes suscitados el presente año húmedo y la gran cantidad de cantos rodados grandes trasladados de hasta 2.00 m, se decide instalar enrocados de protección, para cuyo dimensionamiento de las rocas que forman parte del cuerpo de la estructura, se tendrá en cuenta tres metodologías de diseño:

) Método del HEC-11.

Para la determinación del D50 del enrocado, se considera la siguiente formulación matemática:

$$D_{50} = \frac{0.00594V^2}{(Y^{0.5}K_1^{1.5})} \quad (6.30)$$

Dónde:

D50: Tamaño medio del enrocado (m).

V: Velocidad (m/s).

Y: Tirante (m).

K1: Factor de corrección.

$$K_1 = \left[1 - \frac{\text{sen}^2 \theta}{\text{sen}^2 \phi} \right]^{0.5} \quad (6.31)$$

Dónde:

θ : Angulo del banco con la horizontal.

ϕ : Angulo de reposo del enrocado.

Considerando las siguientes inclinaciones (z:1) y un ángulo de fricción interna de 41°, se tiene los siguientes valores de K1 y D50, para el tramo sobre el rio Callayuc, aguas arriba del puente Juntas:

- z:1 = 1.5:1; K1 = 0.53; D50 = 1.42 m.
- z:1 = 2.0:1; K1 = 0.73; D50 = 0.85 m.

Es necesario realizar los ajustes del D50 obtenido a partir de dos coeficientes de seguridad:

$$C_{sg} = \frac{2.12}{(S_g - 1)^{1.5}} \quad (6.32)$$

$$C_{sf} = \left(\frac{SF}{1.2} \right)^{1.5} \quad (6.33)$$

Estos coeficientes de seguridad, finalmente deben ser unidos en uno solo para ajustar el D50 obtenido, es decir:

$$C = C_{sg} * C_{sf} \quad (6.34)$$

Considerando la gravedad específica de la roca igual a 2.65, el coeficiente C_{sg} es igual a 1.00. Para el caso del coeficiente C_{sf} igual a 1.54, se consideró un SF de 1.60, considerado a partir de tener en cuenta un flujo rápidamente variado, incertidumbre significativa en parámetros de diseño, alta turbulencia, radio de la curva con respecto al ancho del canal menor de 10 en varios tramos (Tabla 1 - Guidelines for the Selection of Stability Factors – HEC 11, pag. 41). Luego el Coeficiente final C es igual a 1.60.

Finalmente los diámetros corregidos, por el factor de seguridad son los siguientes:

) Callayuc aguas arriba del puente Juntas:

- z:1 = 1.5:1; D'50 = 2.27 m.

- z:1 = 2.0:1; D'50 = 1.36 m.

) Tramo Santa Clara aguas arriba de la confluencia:

- z:1 = 1.5:1; D'50 = 1.37 m.

- z:1 = 2.0:1; D'50 = 0.92 m.

) Tramo Callayuc aguas abajo del puente Juntas:

- z:1 = 1.5:1; D'50 = 1.98 m.

- z:1 = 2.0:1; D'50 = 1.20 m.

) Método de Pilarczyk.

Esta fórmula fue obtenida a partir de los resultados de una serie de trabajos sobre estabilidad de protecciones de escollera, de colchones de piedra y de bloques de hormigón realizados en Holanda. La fórmula incluye varios coeficientes empíricos derivados de pruebas realizadas con prototipos, entre los que se encuentra el denominado factor de turbulencia, el cual varía de acuerdo al tipo y condición del flujo.

La ecuación es la siguiente:

$$D_{50} = \frac{\phi^{0.035}}{\Delta \psi_{cr}} K_T K_h K_s^{-1} \frac{V^2}{2g} \quad (6.35)$$

Dónde:

D50: Diámetro medio de la protección.

ϕ : Factor de corrección de la estabilidad.

Δ : Densidad relativa del revestimiento.

ψ_{cv} : Factor de estabilidad.

V: Velocidad media local del flujo.

K_T : Factor de turbulencia. (diferente de la intensidad de turbulencia).

$K_T = 1.0$ para una turbulencia normal en ríos.

$K_T = 1.50 - 2.00$ para zonas de alta turbulencia (ejemplo aguas abajo de cuencos amortiguadores, perturbaciones locales, curvas cerradas).

K_h : Factor de profundidad.

En zonas de alta turbulencia es probable que el perfil de velocidad no se desarrolle totalmente y por lo tanto se sugiere el uso de la siguiente ecuación:

$$K_h = \left(\frac{D_{50}}{y}\right)^{0.20}, \text{ siendo } y: \text{ tirante del flujo.}$$

En el caso de protección de taludes, el tirante, y , se debe tomar en la vertical de la intersección del talud con el fondo.

K_s : Factor de talud.

Se define como el producto de un término de cara de talud (K_d) y un talud longitudinal K_l .

$$K_s = K_d \cdot K_l \quad (6.36)$$

Con:

$$K_d = \cos\alpha \sqrt{\left[1 - \left(\frac{\text{tg}\alpha}{\text{tg}\phi}\right)^2\right]} \quad (6.37)$$

$$K_l = \frac{\text{sen}(\phi - \beta)}{\text{sen}\phi} \quad (6.38)$$

Dónde:

α : Talud de la orilla.

ϕ : Angulo de rozamiento interno.

β : Angulo del perfil longitudinal del canal con la horizontal.

La forma de aplicar la ecuación 6.35, es mediante proceso iterativo, el cual requiere una primera estimación del tamaño característico de la protección. El proceso iterativo continúa hasta que se llega a un valor de D similar al asumido inicialmente.

) Para el caso del diseño del enrocado en el primer tramo sobre el lecho del rio Callayuc aguas arriba del puente Juntas, se tienen los siguientes datos:

$$Y = 2.00 \text{ m}$$

$$V = 5.07 \text{ m/s}$$

$$\phi = 0.75,$$

$$S = 2.65, \text{ entonces } \phi = 1.65.$$

$$\psi_{cr} = 0.035.$$

$$K_T = 1.75.$$

$$K_h = \left(\frac{D_{50}}{2.02} \right)^{0.20}$$

$$\beta = 0.024$$

$$\alpha = 33.69^\circ = 0.588$$

$$\phi = 41^\circ = 0.716$$

$$K_d = 0.535$$

$$K_1 = 0.972$$

$$K_s = 0.52 (z = 1.5)$$

$$K_s = 0.71 (z = 2.0)$$

Finalmente los diámetros para los dos taludes considerados para ambas márgenes, así como para el tramo de Santa Clara y aguas debajo de la confluencia sobre el río Callayuc son los siguientes:

) Callayuc aguas arriba del puente Juntas:

- z:1 = 1.5:1; D'50 = 2.01 m.
- z:1 = 2.0:1; D'50 = 1.26 m.

) Tramo Santa Clara aguas arriba de la confluencia:

- z:1 = 1.5:1; D'50 = 1.45 m.
- z:1 = 2.0:1; D'50 = 0.95 m.

) Tramo Callayuc aguas abajo del puente Juntas:

- z:1 = 1.5:1; D'50 = 1.83 m.
- z:1 = 2.0:1; D'50 = 1.22 m.

) Método de Simons y Senturk.

Este método considera que la estabilidad de una sola partícula o piedra es función de las características geométricas y sedimentológicas de la partícula en consideración. A continuación se describe cada una de las fórmulas utilizadas:

$$SF = \frac{\cos\theta \operatorname{tg}\phi}{\eta' \operatorname{tg}\phi + \operatorname{sen}\theta \cos\beta} \quad (6.39)$$

$$\eta = \frac{21\tau_s}{(S_s - 1)\gamma_a D_{50}} \quad (6.40)$$

$$\beta = \operatorname{arctg} \left[\frac{\cos\lambda}{\frac{2\operatorname{sen}\theta}{\eta \operatorname{tg}\phi} + \operatorname{sen}\lambda} \right] \quad (6.41)$$

$$\eta' = \eta \left[\frac{1 + \operatorname{sen}(\lambda + \beta)}{2} \right] \quad (6.42)$$

Dónde:

τ_s : Esfuerzo cortante.

λ : Angulo que forma el vector velocidad con la horizontal, medido sobre el plano del talud.

θ : Angulo que forma el talud, con el plano horizontal.

ϕ : Angulo de fricción interna de las rocas.

Para este caso, se tienen los siguientes datos:

$$\tau_s = 53.16 \text{ kg/m}^2.$$

$$\lambda = 0.024.$$

$$\theta = 33.69^\circ = 0.588.$$

$$\phi = 41^\circ = 0.716$$

Y considerando un talud $z = 1.5$, se tienen los siguientes resultados, resumidos en la Tabla 6.32.

Tabla 6.32: Factores de seguridad para D50 – $z = 1.5$.

D50 asumido	η	β	η'	SF
1.00	0.676	0.522	0.53	0.76
1.20	0.564	0.435	0.416	0.83
1.50	0.451	0.348	0.315	0.90
2.50	0.271	0.209	0.170	1.03

Fuente: Elaboración propia

Y ahora considerando un talud $z = 2.0$ ($\theta = 26.57^\circ$), siendo el resto de valores igual que en el caso anterior, se obtienen los siguientes factores de seguridad:

Tabla 6.33: Factores de seguridad para D50 – z =2.0.

D50 asumido	η	β	η'	SF
1.00	0.676	0.535	0.561	0.91
1.20	0.564	0.512	0.442	1.01
1.50	0.451	0.435	0.332	1.06
2.50	0.271	0.254	0.177	1.27

Fuente: Elaboración propia

De las dos últimas tablas, se puede observar que a mayor z, se tiene un factor de seguridad mayor, debido a que el ángulo del talud con respecto a la horizontal es más pequeño, para el que se requeriría un diámetro menor.

Para el caso de los tramos sobre el río Santa Clara y sobre el río Callayuc aguas abajo de la confluencia, se tienen las siguientes tablas:

J) Tramo Santa Clara aguas arriba de la confluencia: $\tau = 51.35 \text{ Kg/m}^2$.

Tabla 6.34: Factores de seguridad para D50 – z =1.5.

D50 asumido	η	β	η'	SF
1.00	0.654	0.515	0.503	0.77
1.20	0.545	0.420	0.399	0.82
1.50	0.436	0.336	0.302	0.90
2.50	0.261	0.202	0.164	1.03

Fuente: Elaboración propia

Tabla 6.35: Factores de seguridad para D50 – z =2.0.

D50 asumido	η	β	η'	SF
1.00	0.654	0.537	0.537	0.91
1.20	0.554	0.438	0.423	1.00
1.50	0.436	0.417	0.318	1.13
2.50	0.261	0.247	0.170	1.29

Fuente: Elaboración propia

J Tramo Callayuc aguas abajo del puente Juntas: $\tau = 52.23 \text{ Kg/m}^2$.

Tabla 6.36: Factores de seguridad para D50 – z =1.5.

D50 asumido	η	β	η'	SF
1.00	0.665	0.514	0.514	0.78
1.20	0.554	0.428	0.407	0.84
1.50	0.443	0.342	0.308	0.92
2.50	0.266	0.205	0.167	1.05

Fuente: Elaboración propia

Tabla 6.37: Factores de seguridad para D50 – z =2.0.

D50 asumido	η	β	η'	SF
1.00	0.665	0.548	0.549	0.93
1.20	0.554	0.534	0.433	1.02
1.50	0.443	0.425	0.325	1.13
2.50	0.266	0.253	0.173	1.33

Fuente: Elaboración propia

Los resultados de diámetros mediante el método de Simons y Senturk, generan factores de seguridad altos para diámetros muy grandes, siendo antieconómico, razón por la cual se

considerará la metodología del HEC-11 y Pilarczyk para la determinación del diámetro de este primer tramo y de los siguientes.

Finalmente se considera un diámetro D50 igual a 1.20, obtenido como promedio según las formulas del HEC-11 y Pilarczyk, para el que se tendría un espesor del enrocado igual a $T = 2D50 = 2.40$ m y un talud de 2:1.

Cantidad de roca a utilizarse al pie de la estructura.

Para definir la cantidad de roca que debe instalarse al pie de la defensa ribereña, se tendrá en cuenta la siguiente formulación matemática:

$$Rq = ds(\text{sen}\theta)^{-1}(T) \quad (1.5) \quad (6.43)$$

Dónde:

Rq: Cantidad de enrocado requerido (pie²).

ds: Socavación total (pies).

θ : Angulo del banco con la horizontal.

T: Espesor de la capa de enrocado (pies).

A continuación se tienen los siguientes datos:

ds = 2.50 m = 8.20 pies.

$\theta = 26.57^\circ$ (z=2.0).

T = 2D50 = 7.87 pies.

Reemplazando en la ecuación 6.43, se tiene un Rq igual a:

- z:1 = 2.0:1 Rq = 271.11 pie² = 20.14 m².

Ahora considerando una profundidad de socavación igual a 3.00 m, para los tramos vulnerables, se tiene:

- z:1 = 2.0:1 Rq = 325.33 pie² = 24.19 m².

Finalmente las secciones transversales de diseño considerada, se muestra en la Figura 6.96, donde se puede observar la distribución de rocas al pie de la estructura, tanto para una profundidad de socavación de 2.50 m como para 3.00 m.

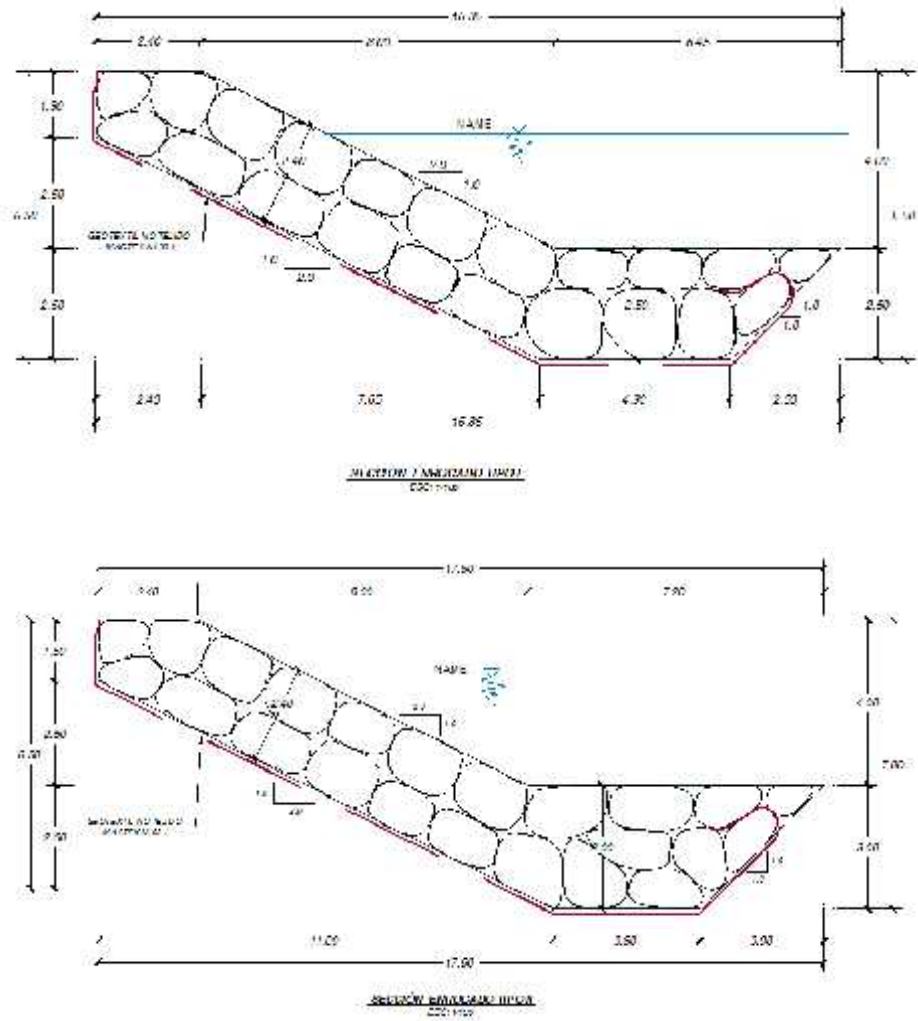


Figura 6.96: Secciones transversales de enrocado.

Gradación de la roca. La gradación de la roca, teniendo en cuenta el HEC-11, es como se presenta en la Tabla 6.38:

Tabla 6.38: Límites de Gradación del enrocado (HEC-11).

Rango del tamaño de la piedra	Porcentaje de gradación más pequeño que
1.50 D50 @ 1.70 D50	100
1.20 D50 @ 1.40 D50	85
1.00 D50 @ 1.40 D50	50
0.40 D50 @ 0.60 D50	15

Fuente: Especificaciones AASHTO, para protección de terraplenes

Entonces para este primer tramo, se tiene la siguiente granulometría que debe utilizarse en el talud y base del enrocado:

Tabla 6.39: Límites de Gradación del enrocado – Primer Tramo.

Rango del tamaño de la piedra	Porcentaje de gradación pequeño que
1.80 @ 2.00	100
1.50 @ 1.70	85
1.20 @ 1.70	50
0.50 @ 0.70	15

Fuente: Elaboración propia

6.4.1.2.5.2 Segundo Tramo.

Para el dimensionamiento del enrocado en este tramo, se considera los siguientes datos:

$$Y = 3.01 \text{ m y } V = 5.55 \text{ m/s}$$

A partir de los datos anteriores y utilizando las formulas del HEC-11 y Pilarczyk, para un talud 2:1, se determinan los siguientes D50:

- HEC-11: D50 = 1.52 m (Ya se encuentra multiplicado por el FS).
- PILARCZYK: D50 = 1.53 m

6.4.1.2.5.3 Tercer tramo.

Para el dimensionamiento del enrocado en este tramo, se considera los siguientes datos:

$$Y = 2.67 \text{ m y } V = 4.42 \text{ m/s}$$

A partir de los datos anteriores y utilizando las formulas del HEC-11 y Pilarczyk, para un talud 2:1, se determinan los siguientes D50:

- HEC-11: D50 = 0.78 m (Ya se encuentra multiplicado por el FS).
- PILARCZYK: D50 = 0.86 m.

6.4.1.2.5.4 Cuarto tramo.

Para el dimensionamiento del enrocado en este tramo, se considera los siguientes datos:

$$Y = 2.44 \text{ m y } V = 5.31 \text{ m/s}$$

A partir de los datos anteriores y utilizando las formulas del HEC-11 y Pilarczyk, para un talud 2:1, se determinan los siguientes D50:

- HEC-11: D50 = 1.43 m (Ya se encuentra multiplicado por el FS).
- PILARCZYK: D50 = 1.40 m.

6.4.1.2.5.5 Quinto tramo.

Para el dimensionamiento del enrocado en este tramo, se considera los siguientes datos:

$$Y = 2.28 \text{ m y } V = 4.12 \text{ m/s}$$

A partir de los datos anteriores y utilizando las formulas del HEC-11 y Pilarczyk, para un talud 2:1, se determinan los siguientes D50:

- HEC-11: D50 = 0.71 m (Ya se encuentra multiplicado por el FS).
- PILARCZYK: D50 = 0.74 m.

6.4.1.2.5.6 Sexto tramo.

Para el dimensionamiento del enrocado en este tramo, se considera los siguientes datos:

$$Y = 2.34 \text{ m y } V = 5.02 \text{ m/s}$$

A partir de los datos anteriores y utilizando las formulas del HEC-11 y Pilarczyk, para un talud 2:1, se determinan los siguientes D50:

- HEC-11: $D50 = 1.20 \text{ m}$ (Ya se encuentra multiplicado por el FS).
- PILARCZYK: $D50 = 1.23 \text{ m}$.

Finalmente luego del análisis de los últimos cinco tramos, se tiene un D50 promedio de 1.13 m. Por consideraciones de diseño y teniendo en cuenta la variabilidad de las velocidades en cada uno de los tramos, se define para todos los tramos un D50 igual a 1.20 m, así como también debe utilizarse la misma granulometría considerada en la Tabla 6.38, para estos cinco tramos finales.

La forma del enrocado, es la misma que se muestra en la Figura 6.96, en la que se ha considerado dos profundidades de socavación descritas anteriormente de 2.50 en forma general y 3.00 m para los tramos críticos.

CAPITULO VII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 Introducción.

Luego de realizada la investigación para las tres pendientes de ríos: pequeña, mediana y fuerte pendiente, en cada una de las cuales se ha realizada la aplicación práctica de una defensa ribereña, a partir de la simulación hidráulica del tramo de estudio, se tiene las conclusiones y recomendaciones descritas en los ítems abajo. Así mismo se tendrá en cuenta, responder las hipótesis descritas en el capítulo I.

7.2 Conclusiones

Las conclusiones de la investigación son las siguientes:

7.2.1 Conclusiones Generales.

- J La pendiente del lecho del río, es el parámetro más importante, a partir del cual se genera el proceso de erosión y sedimentación, teniendo en cuenta obviamente las velocidades y esfuerzos cortantes, que son los que generan el transporte de partículas al fondo del lecho de un río. Por esta razón se ha dividido en tres pendientes: pequeña, mediana y fuerte pendiente.
- J Los ríos de pequeña pendiente, como se ha definido en la tesis, muestran únicamente, como máximo, partículas de arena en su superficie libre, las mismas que combinada con el agua del río, forman un dragado que puede disponerse dentro de tubos geotextiles y formar una estructura resistente al paso de las máximas velocidades en este río.
- J Los ríos de mediana pendiente, presentan por lo general partículas de hasta 30 cm de diámetro como máximo en promedio, teniendo en su lecho guijarros y cantos rodados, los mismos que pueden utilizarse en estructuras flexibles como gaviones.

- J Los rios de fuerte pendiente presentan en su lecho rocas de gran diametro, alcanzando diametros hasta de 2.00 m, lo mismo que demuestra el poder erosivo del lecho del rio.
- J En la tesis se ha considerado como premisa fundamental la pendiente, la misma que condiciona la existencia de particulas finas, gruesas y grandes, considerando para ello tres propuestas de defensas ribereñas: tubos geotextiles, gaviones y enrocado, respectivamente, lo mismo que se considera aprovechando la existencia del material del lecho del rio, para economizar el proyecto.
- J Se ha observado en los tres casos analizados, que el transito del caudal de maximas avenidas, a nivel de flujo permanente gradualmente variado, permite determinar adecuadamente las caracteristicas de diseño, teniendo en cuenta la interpretacion adecuada de si el flujo es subcritico o supercritico.
- J Definir en campo la linea del thalweg es importante en epoca de estiaje, debido a que a partir de estas profundidades maximas que forman la linea del thalweg, se define la proteccion al pie de la Defensa Ribereña.
- J El coeficiente de rugosidad de Manning no se puede definir con certeza, este numero se obtiene a partir de los diametros que forman parte de la curva granulometrica, siendo necesario ajustarlo para obtener resultados apropiados en lo que respecta a velocidad, tirante y otros parametros hidraulicos, que permitan un dimensionamiento adecuado de la Defensa Ribereña.
- J En lo que respecta a materiales para Defensas Ribereñas, no se cuenta con informacion confiable, en lo que respecta a resistencia de los materiales, por ejemplo para el caso de los tubos geotextiles, no se sabe cual es la vida util de la tela, con respecto a la degradacion ocasionada por los rayos UV. En el caso e gaviones y gaviones tipo colchon, no se conoce la relacion que existe entre la velocidad y el diametro de la malla, razon por la cual se mantiene la incertidumbre de si soporta la malla al paso de la

maxima avenida. En el caso de enrocado no existe consideraciones de diseño adecuadas para instalar las rocas teniendo en cuenta como espesor 2D50, lo mismo que resulta antieconomico para velocidades mayores a 5.50 m/s, resultando en diametro de rocas de hasta 2.00 m, lo mismo que constructivamente con es adecuado su utilizacion, siendo necesario optar por la instalacion de gaviones o estructura mixta (enrocado – gavion).

- J Existen diferentes formulaciones numericas para la determinacion de los criterios de iniciacion de movimiento en funcion a la granulometria de las particulas del lecho del rio, a partir del cual se determina las profundidades de erosion, lo mismo que a su vez tambien genera incertidumbre, debido a la gran variabilidad de particulas, siendo necesario definir esta profundidad de acuerdo a experiencia del diseñador.

7.2.2 Conclusiones rios de pequeña pendiente.

- J El caudal de diseño, para el dimensionamiento de la Defensa Ribereña en ambos márgenes del río Tumbes es de 1800 m³/s, el mismo que se transitó en el tramo de estudio de 1.78 Km, alcanzando valores de diseño de 12 N/m² (margen derecha) y 15N/m² (margen izquierda), los mismos que son mucho menores al que soporta la tela del geotextil tejido igual a 9.54 KN/m.
- J Se consideró un tubo geotextil de 9x15, es decir de perímetro 9.00 m, y 15 m de largo, el mismo que se logra configurar geométricamente a partir del peso específico del dragado igual a 14 KN/m³ y el programa MACFORM, encontrando los valores de la base en contacto con el fondo igual a 2.94 m, ancho máximo igual a 3.79 m, altura de 1.50 m, y generando finalmente una tensión máxima circunferencial igual a 9.54 KN/m.
- J Se ha obtenido un Factor de Seguridad igual a 7.34, cuando se compara la tensión circunferencial obtenida de 9.54 KN/m, con el que soporta la tela, dado por el fabricante igual a 70.1 KN/m.

- J La máxima socavación al pie de la estructura es igual a 4.92 m, razón por la cual se requiere extender tubos geotextiles en el lecho del río, que formen una longitud igual a 7.50 m, de tal forma que protejan la estructura vertical.

7.2.3 Conclusiones ríos de mediana pendiente.

- J Para el diseño de la defensa ribereña de la margen izquierda del río Rimac, adyacente al nuevo Boulevard a instalarse en una longitud de 4.00 Km, se ha considerado un periodo de retorno igual a 100 años, al que corresponde un caudal de diseño igual a 406.31 m³/s.
- J En la etapa Hidráulica para realizar la obtención del perfil de la superficie libre de agua se ha utilizado el programa HEC RAS v. 4.1, a partir del tránsito del caudal de máximas avenidas obtenido en la etapa hidrológica a través del tramo de análisis en cada una de las 201 secciones transversales.
- J Los coeficientes de rugosidad de Manning fueron obtenidos teniendo en cuenta la granulometría existente en cada una de las 201 secciones transversales, cada una de las cuales se ha subdividido en tres zonas: banco de inundación izquierdo, canal principal y banco de inundación derecho, a partir de la aplicación de la ecuación de Abt.
- J Luego de realizada el análisis hidráulico, pilar importante de la presente tesis, y haber analizado los resultados de las características hidráulicas, se ha elegido la sección transversal, teniendo en cuenta cuatro tramos, como a continuación se indica:

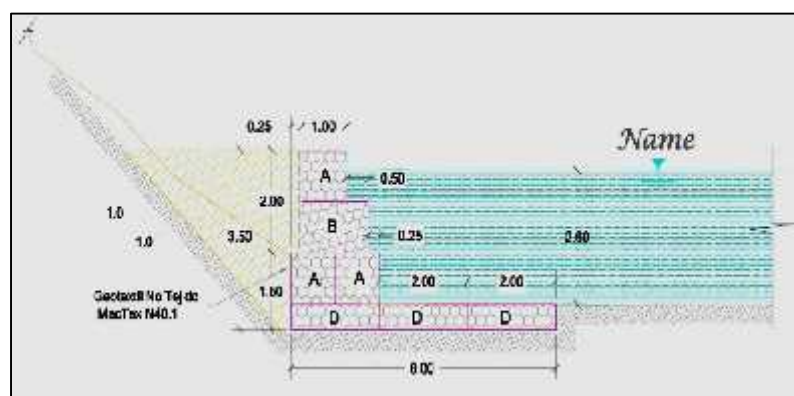


Figura 7.1: Sección típica del tramo 0+000 a 0+600.

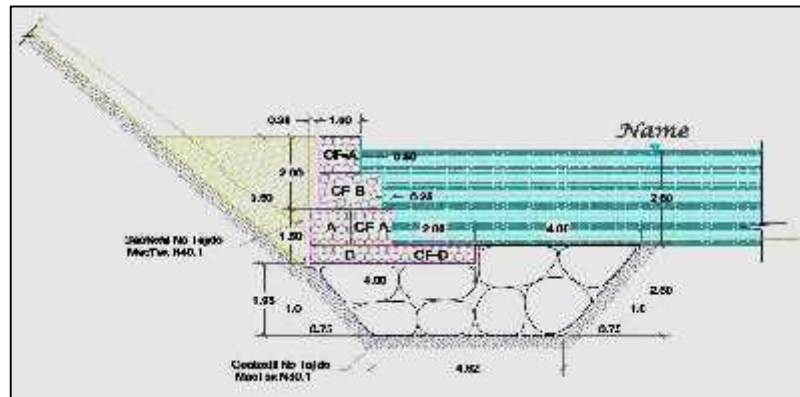


Figura 7.2: Sección típica del tramo 0+600 @ 1+000.

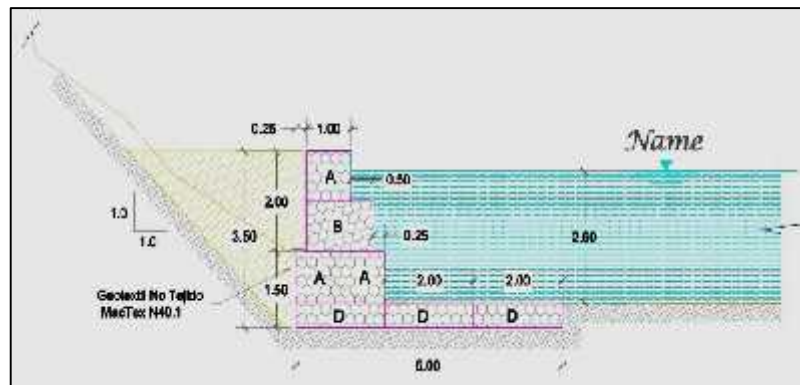


Figura 7.3: Sección típica del tramo 1+000 @ 1+780.

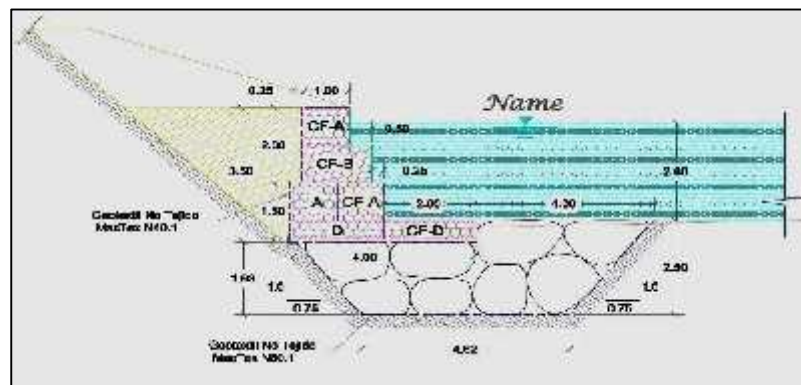


Figura 7.4: Sección típica del tramo 1+780 @ 4+160.

- J El dimensionamiento del enrocado al pie de la estructura fluvial, se realizó teniendo en cuenta tres metodologías: HEC-11, Pilarczyk, Simons y Senturk.
- J La profundidad máxima de socavación es igual a 2.50 m, considerando a partir de este dato extender longitudinalmente la longitud del colchón reno de protección igual a 4.00 m, mientras que, en el caso de enrocado, instalar las rocas hasta en una profundidad de 2.50 m.
- J Se ha considerado la estructura mixta, en los tramos críticos, debido a que la incidencia de la línea del thalweg, viaja adyacente a la margen izquierda y para garantizar la estabilidad de la estructura fluvial mediante gaviones se ha decidido instalar rocas de un diámetro, que posean una velocidad crítica de iniciación de movimiento superior a la que trae el río en máximas avenidas.

7.2.4 Conclusiones ríos de fuerte pendiente.

- J Para el dimensionamiento de la defensa ribereña, se consideró un periodo de retorno de 175 años, cuyos caudales pico fueron obtenidos son los que se resumen a continuación:

Tabla 7.1: Caudales pico para los puntos de aforo

PUNTO DE AFORO	Tr = 175 años Q (m ³ /s)
PA_01	287.21
PA_02 (Pte. Juntas)	237.13
PA_03	524.34
PA_04	544.38
PA_05	569.25

Fuente: Elaboración propia

- J En la etapa Hidráulica para realizar la obtención del perfil de la superficie libre de agua se ha utilizado el programa HEC RAS v. 4.1, a partir del tránsito del caudal de máximas avenidas obtenido en la etapa hidrológica a través de los 6 tramos de análisis, que permitió la determinación de las características hidráulicas de diseño de la defensa ribereña.

- J Los coeficientes de rugosidad de Manning fueron obtenidos teniendo en cuenta la granulometría existente en el lecho del río a través de la fórmula de Abt, generalizando a un valor conservador de 0.05 para todos los tramos de análisis, divididos en cada una de las secciones transversales en: banco de inundación izquierdo, canal principal y banco de inundación derecho.

- J Luego de realizada la simulación hidráulica se ha considerado una altura de 4.00 m, para la defensa ribereña, así como velocidades de diseño, que permitieron la determinación del D50 del enrocado.

- J Las profundidades de socavación fueron realizadas a partir de tres metodologías: HEC-6, Lischtván Lebediev y HEC-11, habiendo concluido en profundidades de socavación igual a 2.50 m y para los casos críticos identificados en el desarrollo del capítulo 4 una profundidad de 3.00 m, las mismas que corresponden a curvas y frente a la confluencia de los ríos Callayuc y Santa Clara.

- J El dimensionamiento del enrocado al pie de la estructura fluvial, se realizó teniendo en cuenta tres metodologías: HEC-11, Pilarczyk, Simons y Senturk, las mismas que permitieron la elección general para los 6 tramos de D50 = 1.20 m, lo mismo que permite definir un espesor del enrocado de 2.40 m.

- J La gradación a considerar tanto en el talud como al pie del enrocado, en los 6 tramos en estudio, es el que a continuación se indica:

Tabla 7.2: Gradación del enrocado

Rango del tamaño de la piedra	Porcentaje de gradación más fino
1.80 @ 2.00	100
1.50 @ 1.70	85
1.20 @ 1.70	50
0.50 0.70	15

Fuente: Elaboración propia

- J Es necesario la colocación de un geotextil no tejido de 540 gr, que evite que el paso del flujo de agua a través de los espacios vacíos entre rocas erosione el talud y comprometa la estabilidad del enrocado.
- J Para el dimensionamiento del área de roca requerida al pie de cada uno de los enrocados, se ha utilizado la fórmula propuesta por el HEC-11.
- J Las secciones finales de los enrocados, son los que a continuación se muestran:

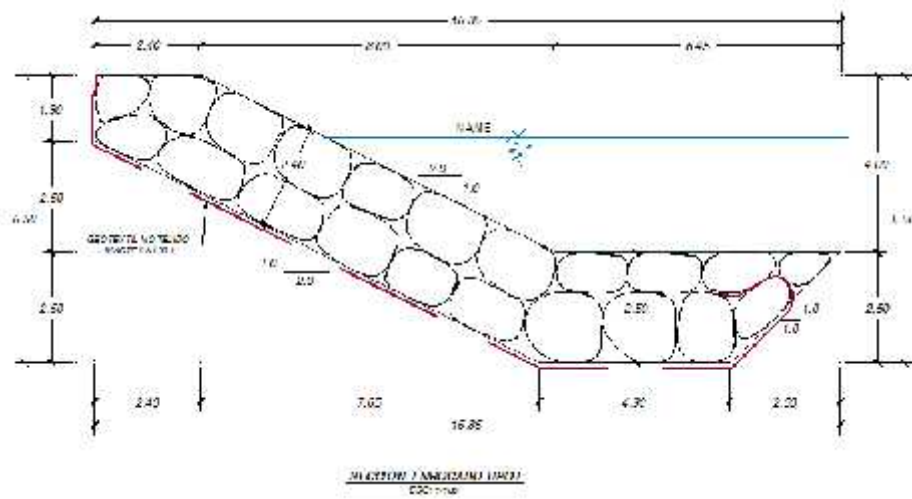


Figura 7.5: Sección enrocado tipo I

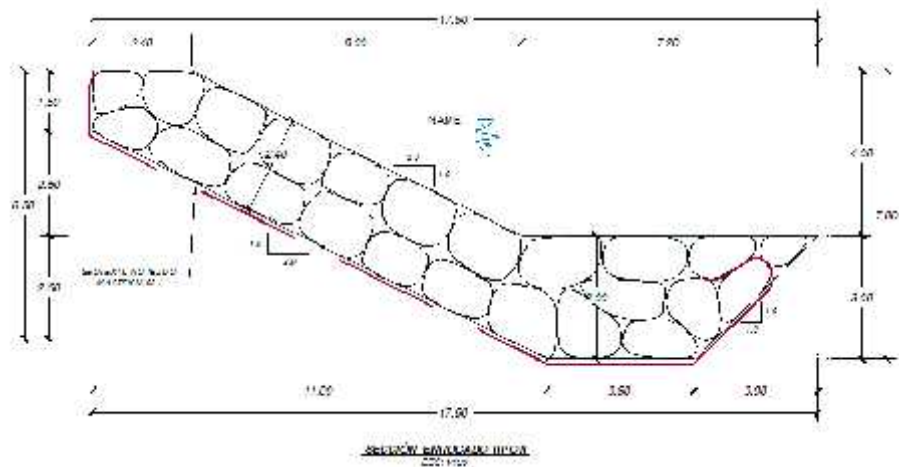


Figura 7.6: Sección enrocado tipo II

7.3 Recomendaciones

- J Es necesario que se cree conciencia en las autoridades y población beneficiaria, los mismos que deben verificar cada año si los materiales se encuentran en buen estado, caso contrario deben ser reemplazados, para que cumplan su función de evitar la erosión e inundación en las márgenes de los ríos.

- J Tener en cuenta que los softwares como el caso del HEC-RAS, no debe reemplazar al ingeniero, quien tiene la responsabilidad de interpretar adecuadamente los resultados obtenidos de la simulación hidráulica, a partir del cual se diseña la Defensa Ribereña.

- J Se debe tener en cuenta las especificaciones técnicas en lo que respecta a los materiales a utilizar para los ríos de pequeña, mediana y fuerte pendiente:

- J En el caso de ríos de pequeña pendiente para no utilizar muchas horas de bombeo, se recomienda realizar una poza al costado de la obra, de tal manera que pueda disponerse adecuadamente la arena y esta sea bombeada directamente a los tubos geotextiles.

- J En el caso de ríos de mediana pendiente, se debe seleccionar adecuadamente las piedras de relleno que irán en el colchón reno, debido a que este componente de la Defensa Ribereña es el más importante.

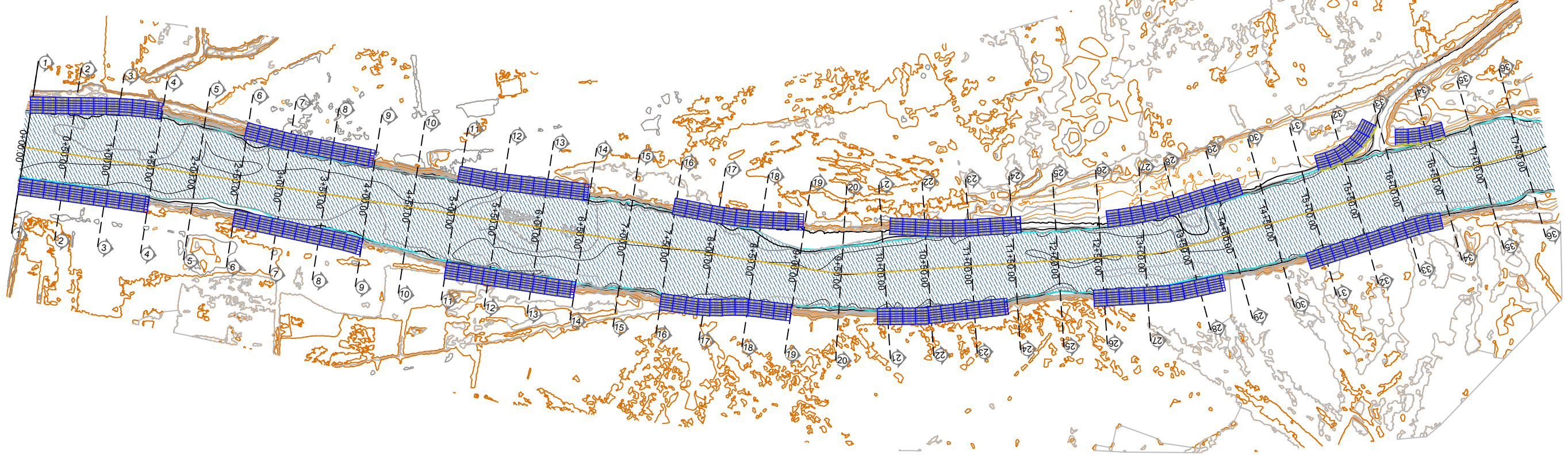
- J En el caso de ríos de fuerte pendiente, las rocas que forman parte del enrocado deben apilarse adecuadamente, de tal forma de instalarse en el talud la cantidad adecuada de rocas, que formen una granulometría con un ángulo de fricción interna de 41° , instalados en un talud adecuado para garantizar su estabilidad a lo largo del tiempo de vida útil previsto.

BIBLIOGRAFIA

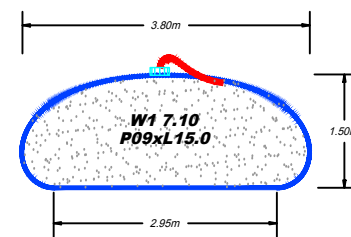
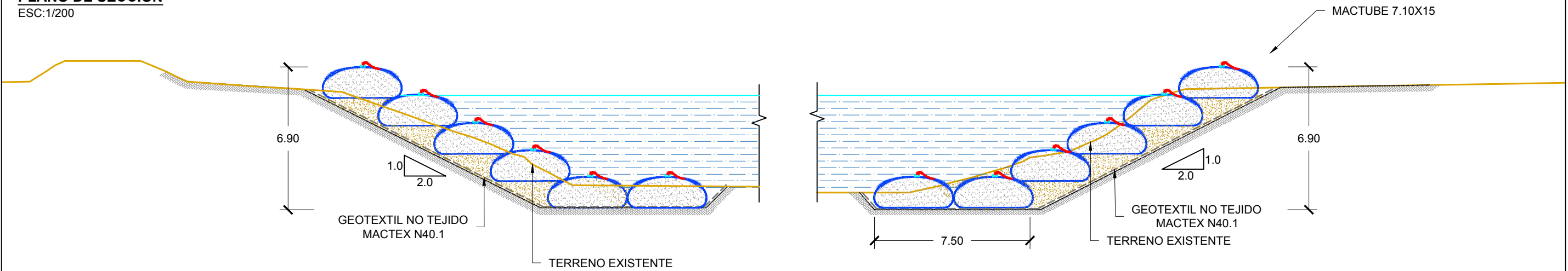
- [1] Jaime, Suárez Díaz. Control de Erosión en Zonas Tropicales / Universidad Industrial de Santander, (2001).
- [2] Chow, V., (1994). Hidráulica de Canales Abiertos. Colombia, Mc Graw Hill Interamericana S.A. Santafé de Bogotá.
- [3] Haestad Methods Floodplain Modeling using HEC-RAS / Haestad Methods,(2005).
- [4] Dyhouse, G., (2003).Floodplain Modeling using HEC-RAS.EEUU. Haestad Methods Inc.
- [5] Juan Pedro Martin Vide (2003). Ingeniería de Ríos. Alfaomega. Grupo Editor, S.A. de C.V. México.
- [6] Eduard Naudascher (2000). Hidráulica de Canales. Editorial Limusa. México.
- [7] Gary W. Brunner (2001). HEC-RAS River Analysis system User's Manual. US Army Corps of Engineers. EEUU.
- [8] U.S Army Corps of Engeneiers. Desing of Riprap Revetment /IV Departament of Army, Washington D.C , (1970).
- [9] Arturo, Rocha Felices. Introducción a la Hidráulica Fluvial /Universidad Nacional de Ingeniería,(1998).
- [10] Jaime Camargo Hernández. Manual de Gaviones /Series del Instituto de Ingeniería, (2001).
- [11] José Antonio, Maza Álvarez. Introduction to River Engineering /Universidad Italiana Per Stranieni, Italia, (1993).

PLANOS

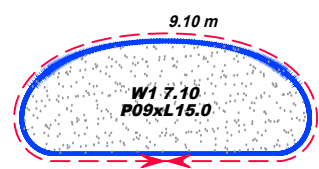
PLANO EN PLANTA
ESC:1/5000



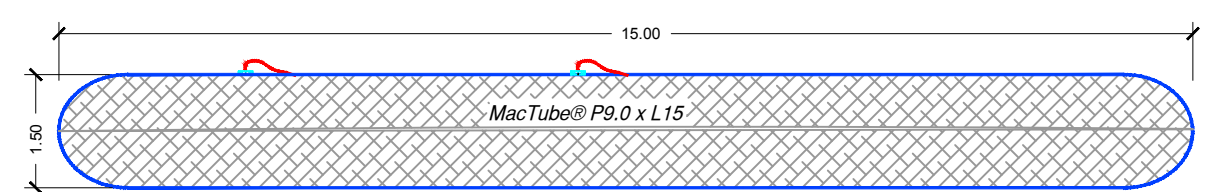
PLANO DE SECCIÓN
ESC:1/200



SECCIÓN TÍPICA MacTube w1 7.10
ESC : 1 / 50



DIMENSION MacTube w1 7.10
ESC : 1 / 50



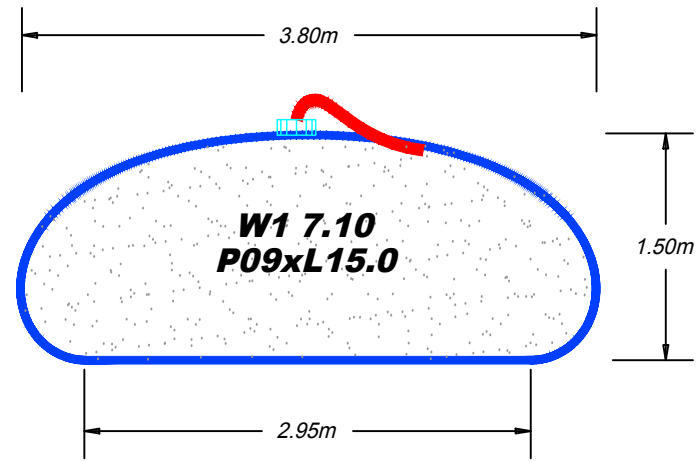
SECCIÓN LONGITUDINAL MacTube P7.10x15.0
ESC: 1/75

El MacTube® es fabricado con geotextil tejido producido a través del entrelazamiento de hilos de polipropileno de alta tenacidad, en ángulos rectos, además de ser inerte a la degradación biológica y resistente a los ataques químicos (álcalis y ácidos). Las bocas de entrada son radiales y cosidos al tubo, facilitando el proceso de llenado. El MacTube® W1 17S permite el desdúe del agua a través de los poros del geotextil, reteniendo el material sólido en su interior, creando un geocontainer que, aplicado en zonas costeras permite su recuperación y protección.

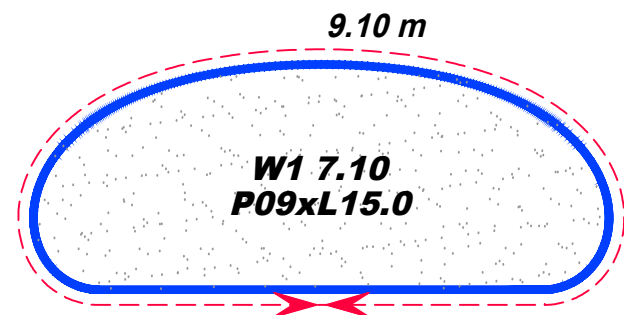
GEOTEXTIL MacTex N 40.1		
Propiedades	Unidad	Valor
Resistencia a la Tracción	N	711
Elongación a la Tracción	%	>50
Resistencia al Punzonamiento	N	400
Resistencia al Desgarre Trapezoidal	N	289
Permeabilidad	cm/s	0.30
Permisividad	s-1	1.60
Tamaño de abertura aparente	mm	0.212

ESPECIFICACIÓN MacTube® Características Técnicas			
Resistencia longitudinal a la tracción:	70,0 kN/m	Resistencia al punzonamiento :	1.246 kN
Resistencia transversal a la tracción:	105,0 kN/m	Permisividad :	0.35 s ⁻¹
Elongación longitudinal a la tracción:	14 %	Tasa de Flujo :	810,0 l/m/m2
Resistencia uv 500 hrs :	80%	Polímero :	Polipropileno

	UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA			
	PROYECTO: DEFENSA RIBEREÑA RIO TUMBES			
PLANO: PLANTA Y SECCIONES				
PRESENTADO POR: CESAR MENESES HUAYANAY	UBICACION: Región : Tumbes Provincia : Tumbes Distrito : Tumbes Lugar : Tumbes	Diseño : Revisado / Aprobado Escala : INTRICADA	Dibujo : CM.HJ. Fecha : MAYO 2017	LAMINA: P-01



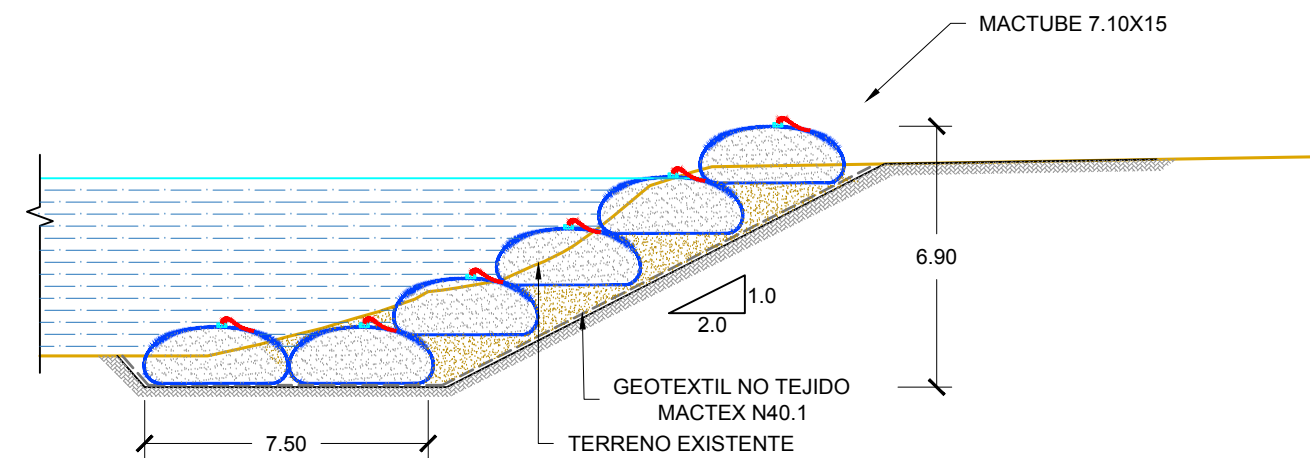
SECCIÓN TÍPICA MacTube w1 7.10
ESC : 1 / 50



DIMENSION MacTube w1 7.10
ESC : 1 / 50

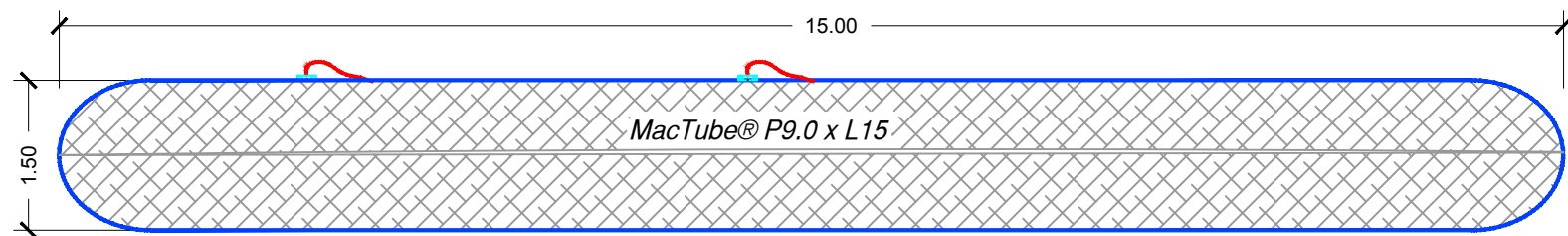
GEOTEXTIL MacTex N 40.1		
Propiedades	Unidad	Valor
Resistencia a la Tracción	N	711
Elongación a la Tracción	%	>50
Resistencia al Punzonamiento	N	400
Resistencia al Desgarre Trapezoidal	N	289
Permeabilidad	cm/s	0.30
Permisividad	s-1	1.60
Tamaño de abertura aparente	mm	0.212

PLANO DE SECCIÓN
ESC:1/200



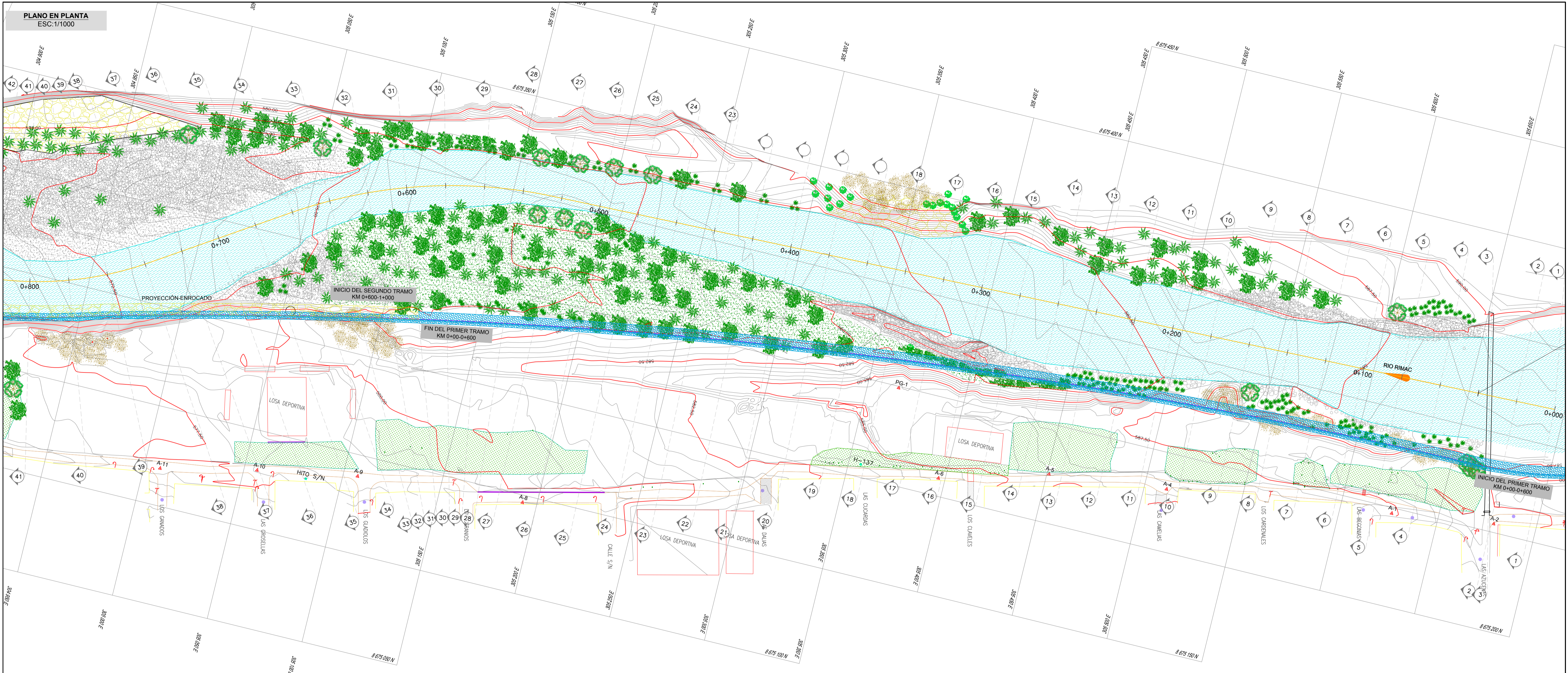
ESPECIFICACIÓN MacTube® Características Técnicas			
Resistencia longitudinal a la tracción:	70,0 kN/m	Resistencia al punzonamiento :	1.246 kN
Resistencia transversal a la tracción:	105,0 kN/m	Permisividad :	0.35 s ⁻¹
Elongación longitudinal a la tracción:	14 %	Tasa de Flujo :	810,0 l/m/m2
Resistencia uv 500 hrs :	80%	Polímero :	Polipropileno

El MacTube® es fabricado con geotextil tejido producido a través del entrelazamiento de hilos de polipropileno de alta tenacidad, en ángulos rectos, además de ser inerte a la degradación biológica y resistente a los ataques químicos (álcalis y ácidos).
 Las bocas de entrada son radiales y cosidos al tubo, facilitando el proceso de llenado.
 El MacTube® W1 17S permite el deságüe del agua a través de los poros del geotextil, reteniendo el material sólido en su interior, creando un geocontainer que, aplicado en zonas costeras permite su recuperación y protección.

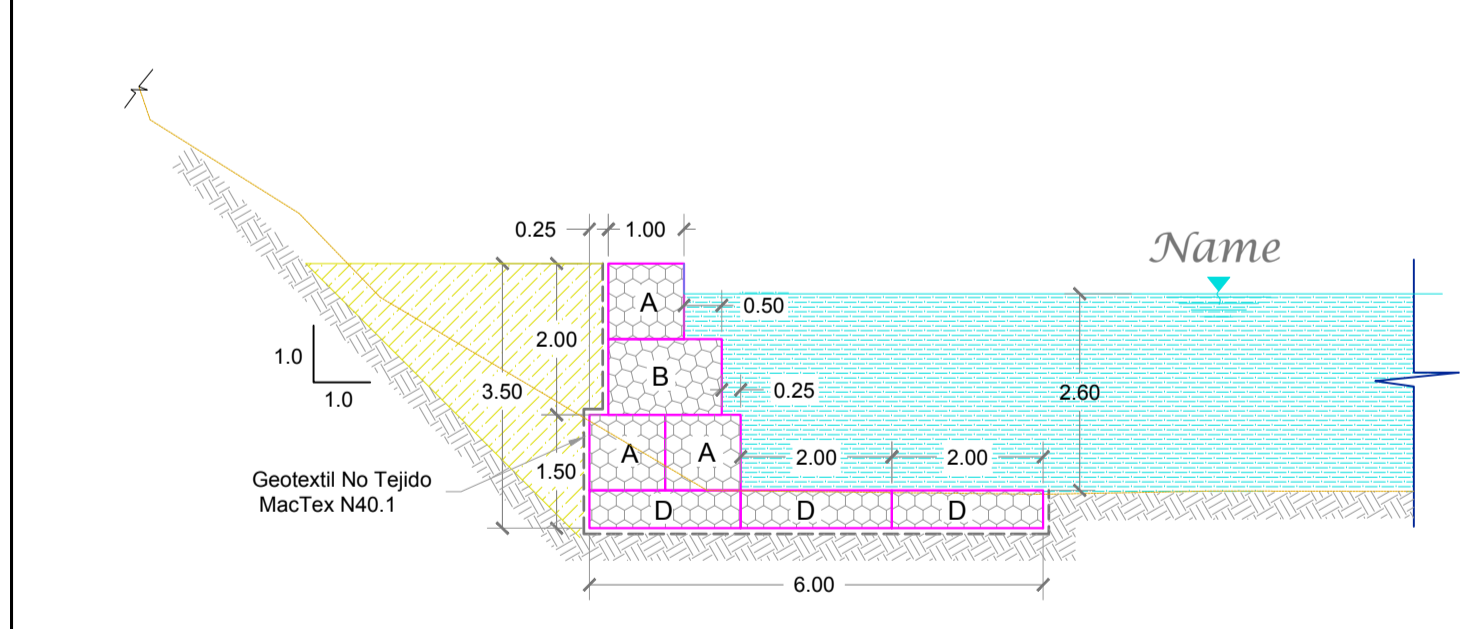


SECCIÓN LONGITUDINAL MacTube P7.10x15.0
ESC: 1/75

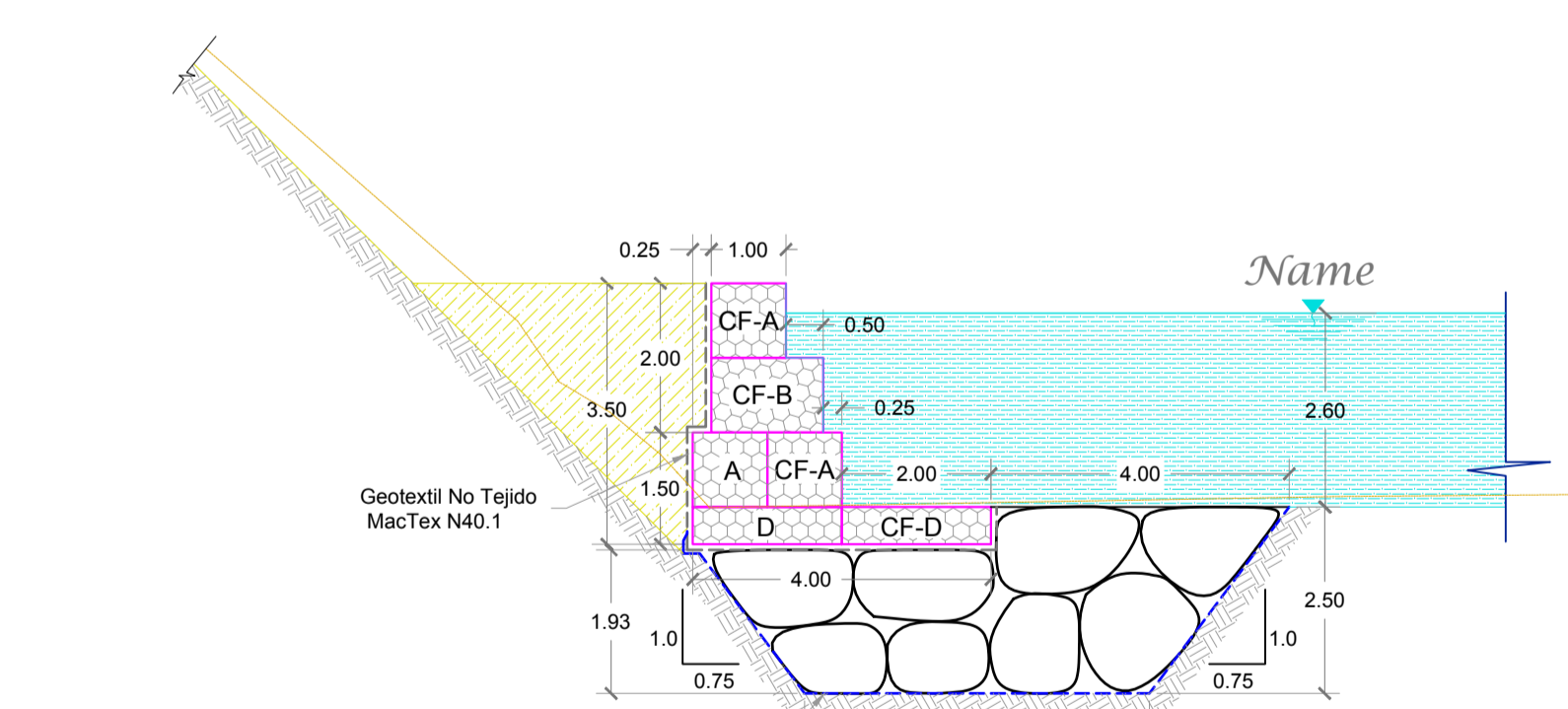
	UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA		
	PROYECTO: DEFENSA RIBEREÑA RIO TUMBES		
PLANO: SECCION Y ESPECIFICACIONES			
PRESENTADO POR: CESAR MENESES HUAYANAY	UBICACION: Región : Tumbes Provincia : Tumbes Distrito : Tumbes Lugar : Tumbes	Diseño : Revisado / Aprobado : Escala : INDIKADA	Dibujo : C.M.H. Fecha : MAYO 2017
			LAMINA: P-02



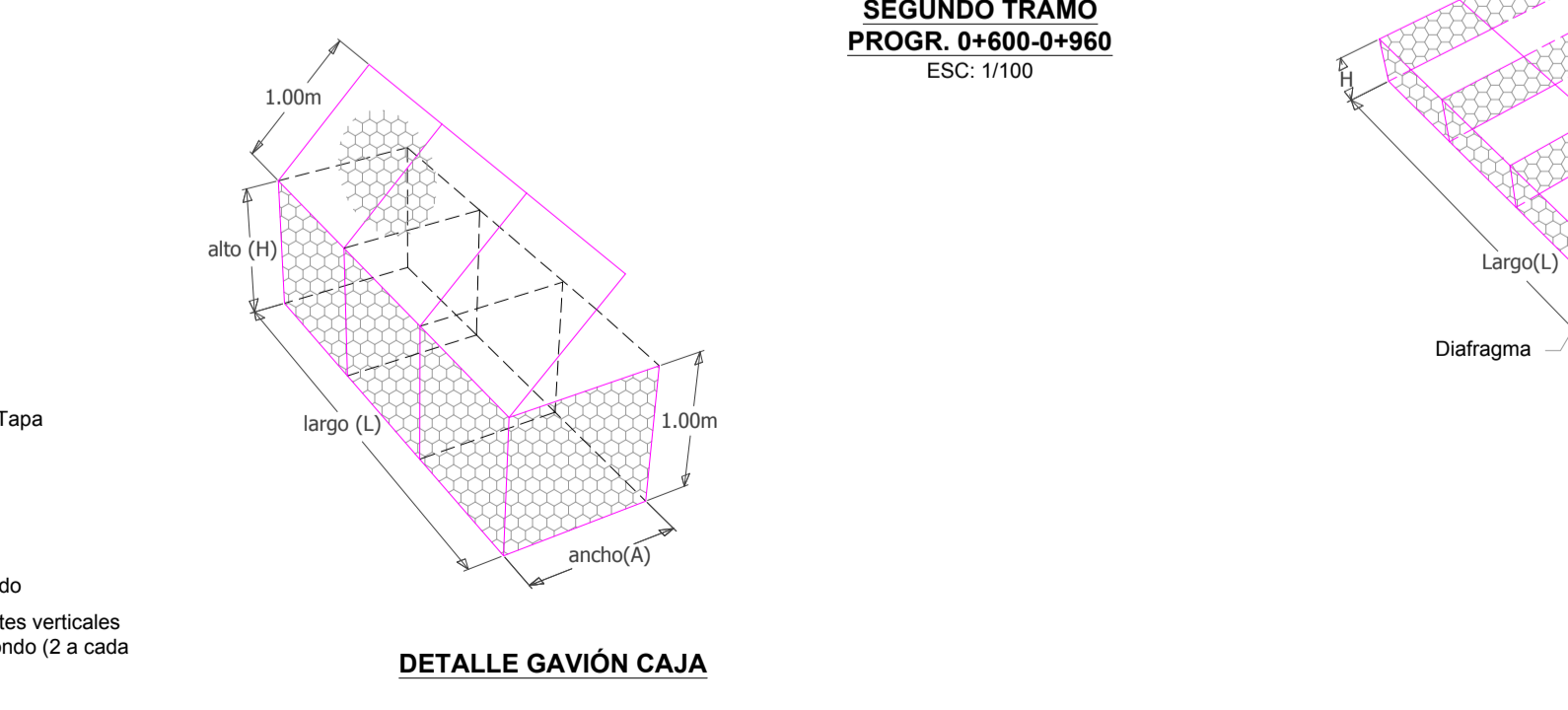
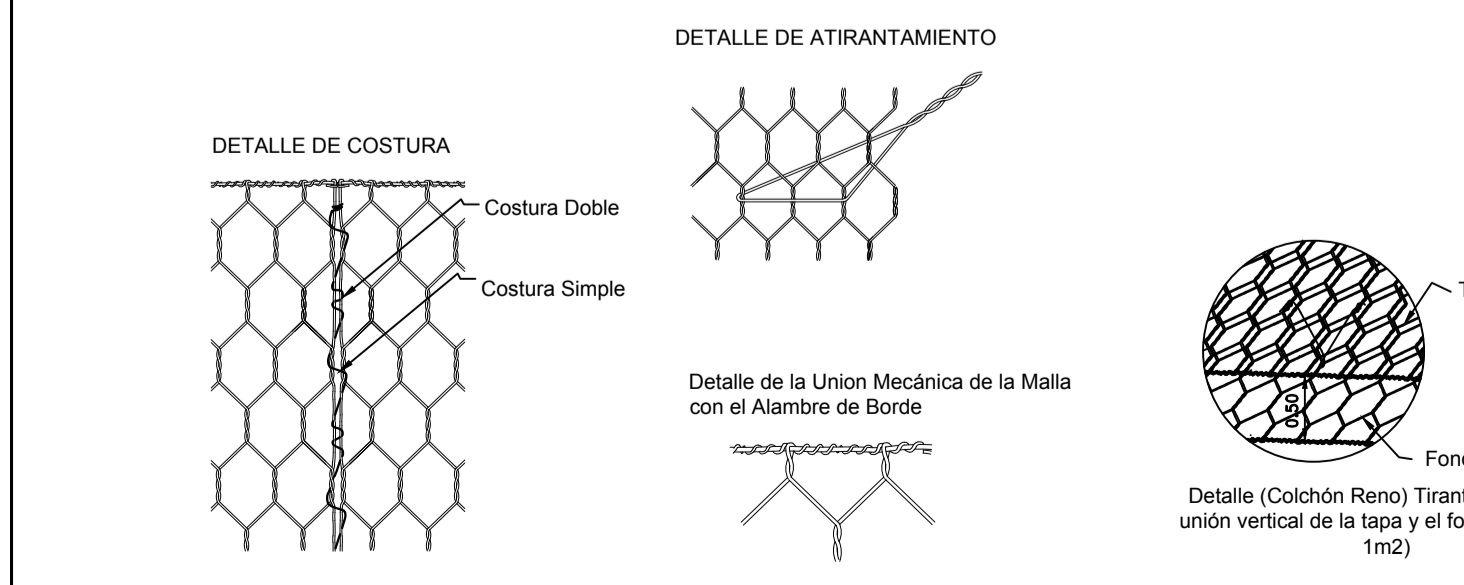
SECCIONES TÍPICAS
ESC: 1/100



DETALLE DE SECCIÓN TÍPICA PRIMER TRAMO PROG. 0+000-0+600
ESC: 1/100



DETALLE DE SECCIÓN TÍPICA SEGUNDO TRAMO PROG. 0+600-0+960
ESC: 1/100



DETALLE GAVIÓN CAJA

DETALLE COLCHÓN RENO

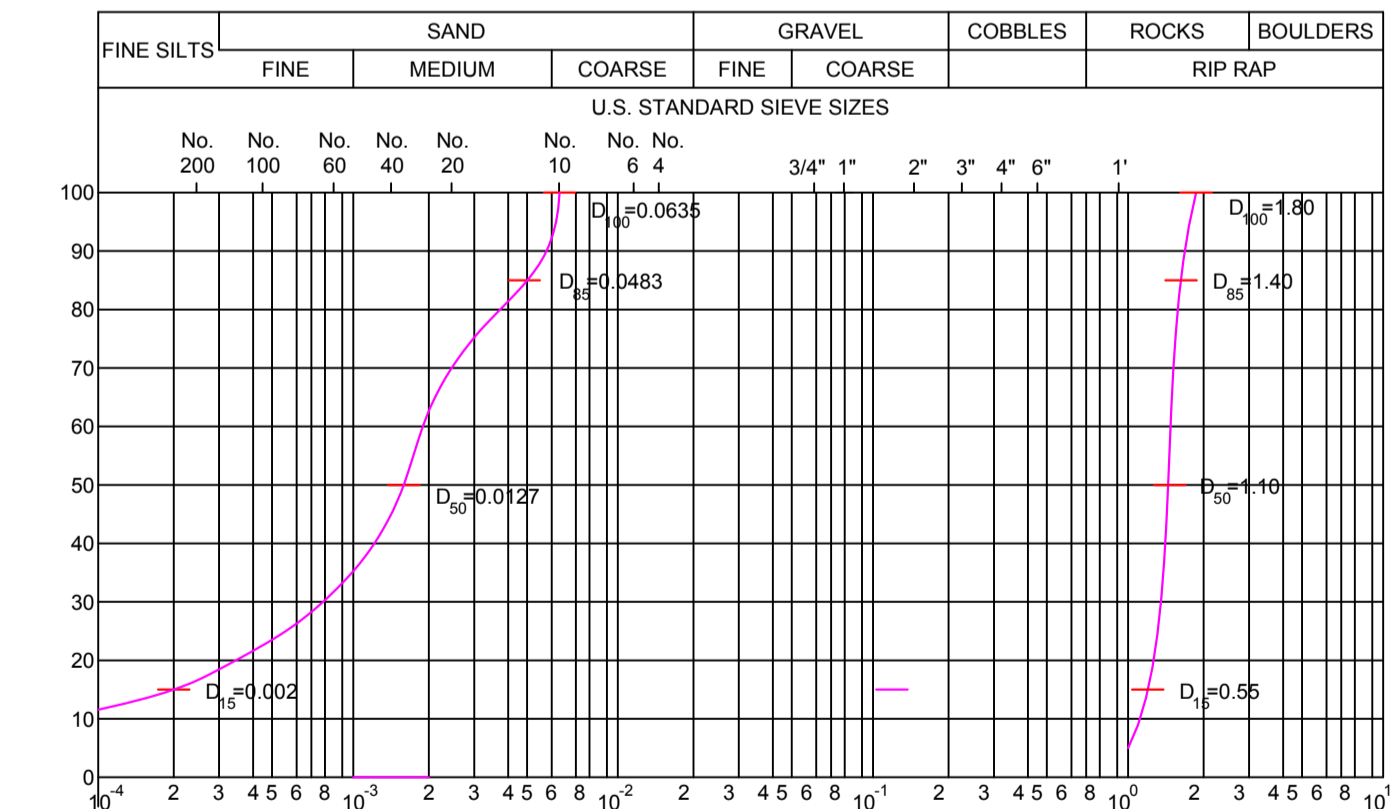


TABLA DE MEDIDAS STANDARD GAVIÓN CAJA Y COLCHÓN RENO

TIPO	L(m)	A(m)	H(m)	VOL.(m ³)	TIPO DE MALLA	DIÁMETRO DEL ALAMBRE
Gavión Tipo A	5.0	1.0	1.0	5.00	10X12	Ø 2.4 mm
Gavión Tipo B	5.0	1.5	1.0	7.50		
Colchón Tipo D	5.0	2.0	0.5	5.00		

DIÁMETRO DE LA PIEDRA : 6" @ 10"

TABLA DE MEDIDAS STANDARD GAVIÓN CAJA Y COLCHÓN RENO FUERTE

TIPO	L(m)	A(m)	H(m)	VOL.(m ³)	TIPO DE MALLA	DIÁMETRO DEL ALAMBRE
Gavión Tipo CF-A	5.0	1.0	1.0	5.00	10X12	Ø 2.7 mm
Gavión Tipo CF-B	5.0	1.5	1.0	7.50		
Colchón Tipo CF-D	5.0	2.0	0.5	5.00		

DIÁMETRO DE LA PIEDRA : 6" @ 10"

GEOTEXTIL NO TEJIDO MACTEX N 40.1

Propiedad	Unidad	Valor
Resist. Última Longitudinal a la Tracción	N	711
Elongación a la Tracción	N	> 50
Resistencia al Punzonamiento	N	400
Resistencia al desgarre Trapezoidal	N	289
Permeabilidad	cm/s	0.30
Permisividad	s ⁻¹	1.60
Tamaño de abertura aparente	mm	0.212

GEOTEXTIL NO TEJIDO MACTEX N 80.1

Propiedad	Unidad	Valor
Resist. Última Longitudinal a la Tracción	N	1330
Elongación a la Tracción	N	> 50
Resistencia al Punzonamiento	N	780
Resistencia al desgarre Trapezoidal	N	511
Permisividad	s ⁻¹	1.0
Tamaño de abertura aparente	mm	0.15

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA

PROYECTO: **DEFENSA RIBEREÑA RIO RIMAC-LIMA**

PLANO: PLANTA Y SECCIONES (PRIMER Y SEGUNDO TRAMO)
PROGRESIVAS: (0+000 @ 0+600) Y (0+600 @ 0+960)

PRESENTADO POR: CESAR MENESES HUAYANAY	UBICACION: Región : Lima Provincia : Lima Distrito : Ate Lugar : Chalcacayo	Diseño: Revisado / Aprobado: Escala: INDICADA	Dibujo: C.M.H.	LAMINA: MAYO 2017
---	---	--	-------------------	----------------------

PS-01

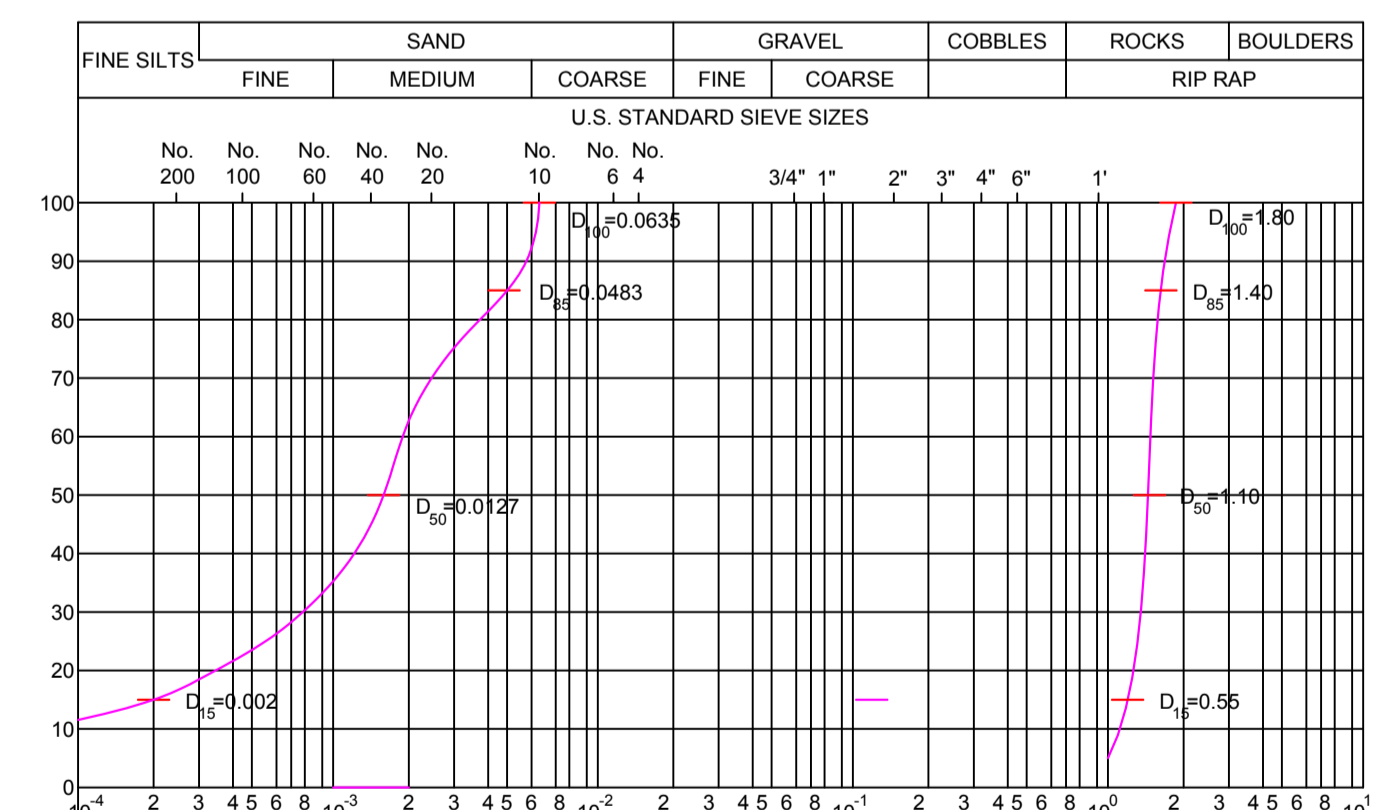
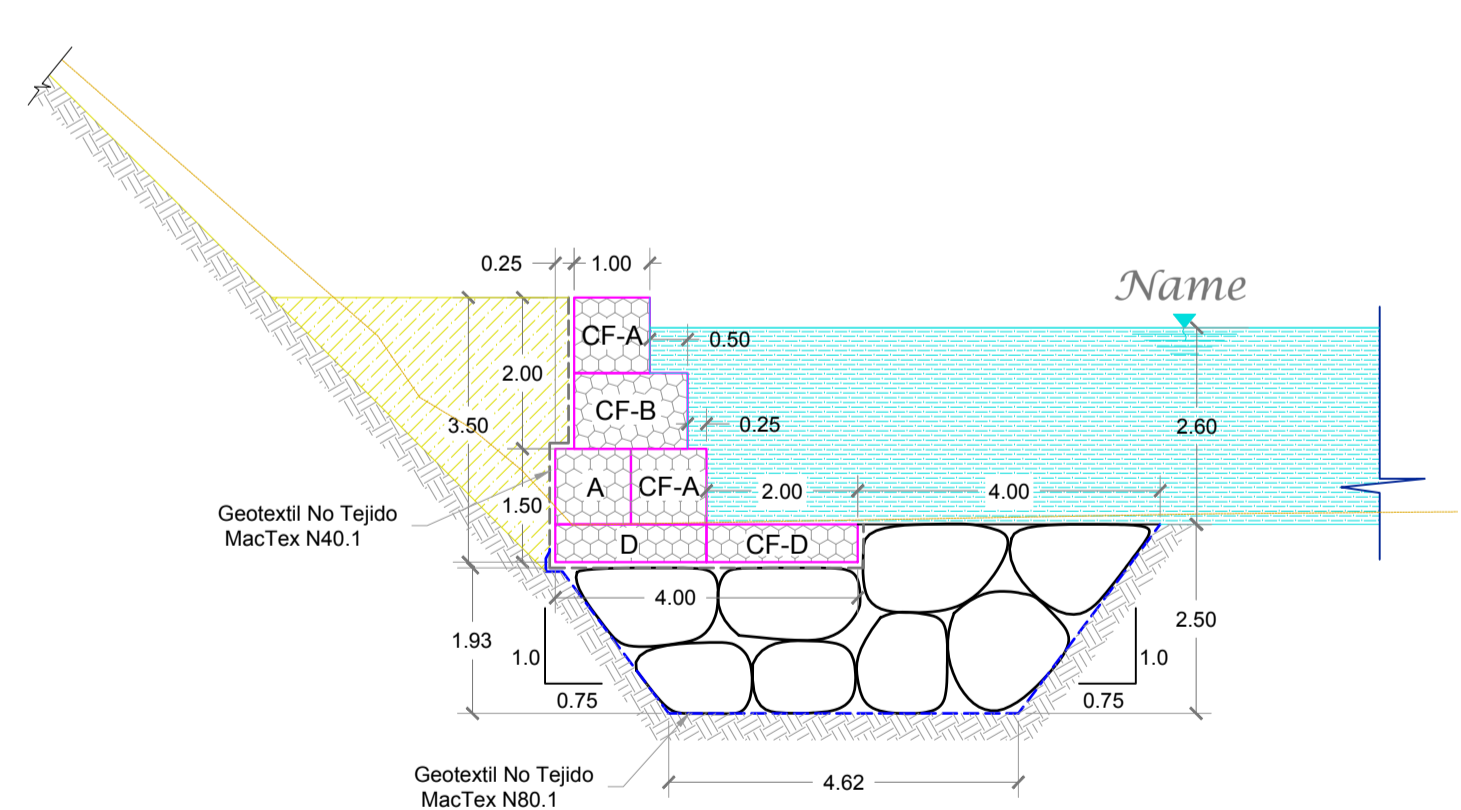
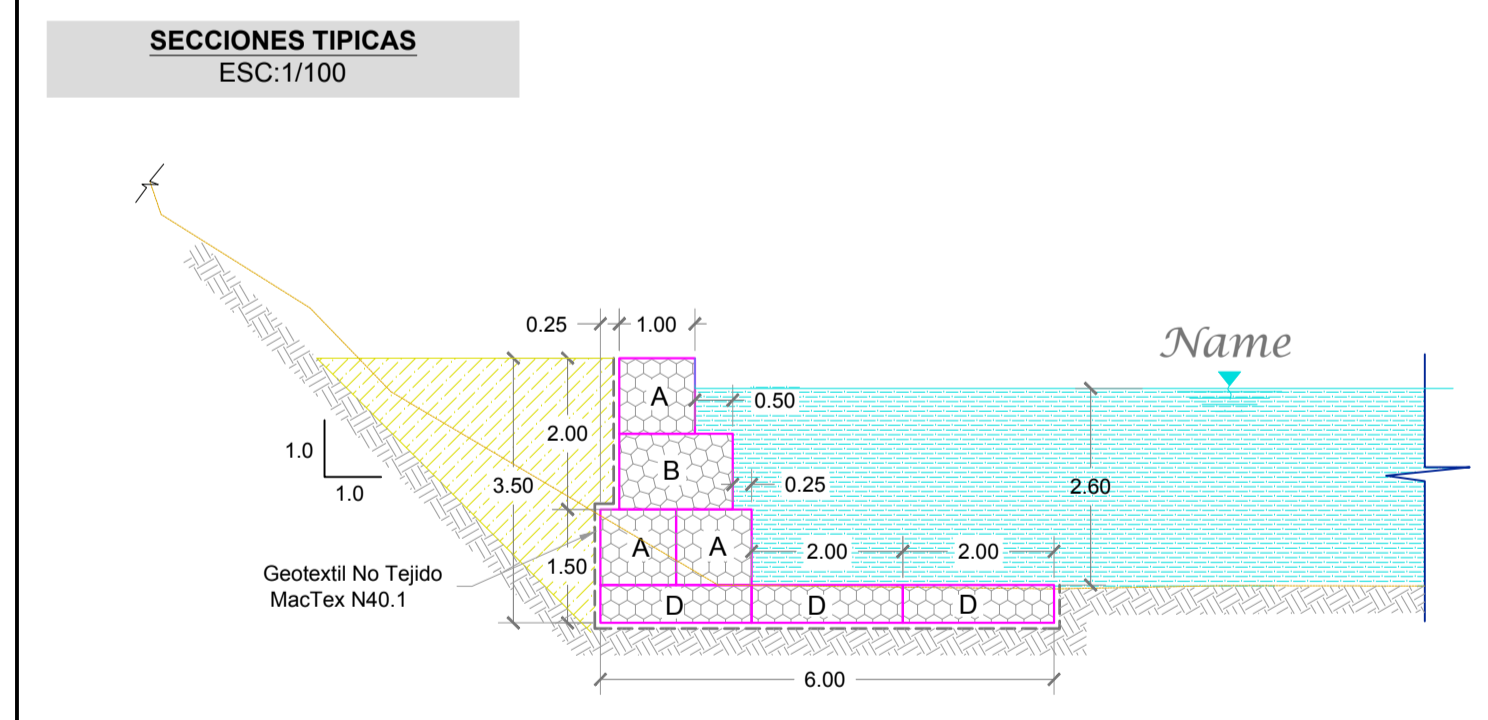
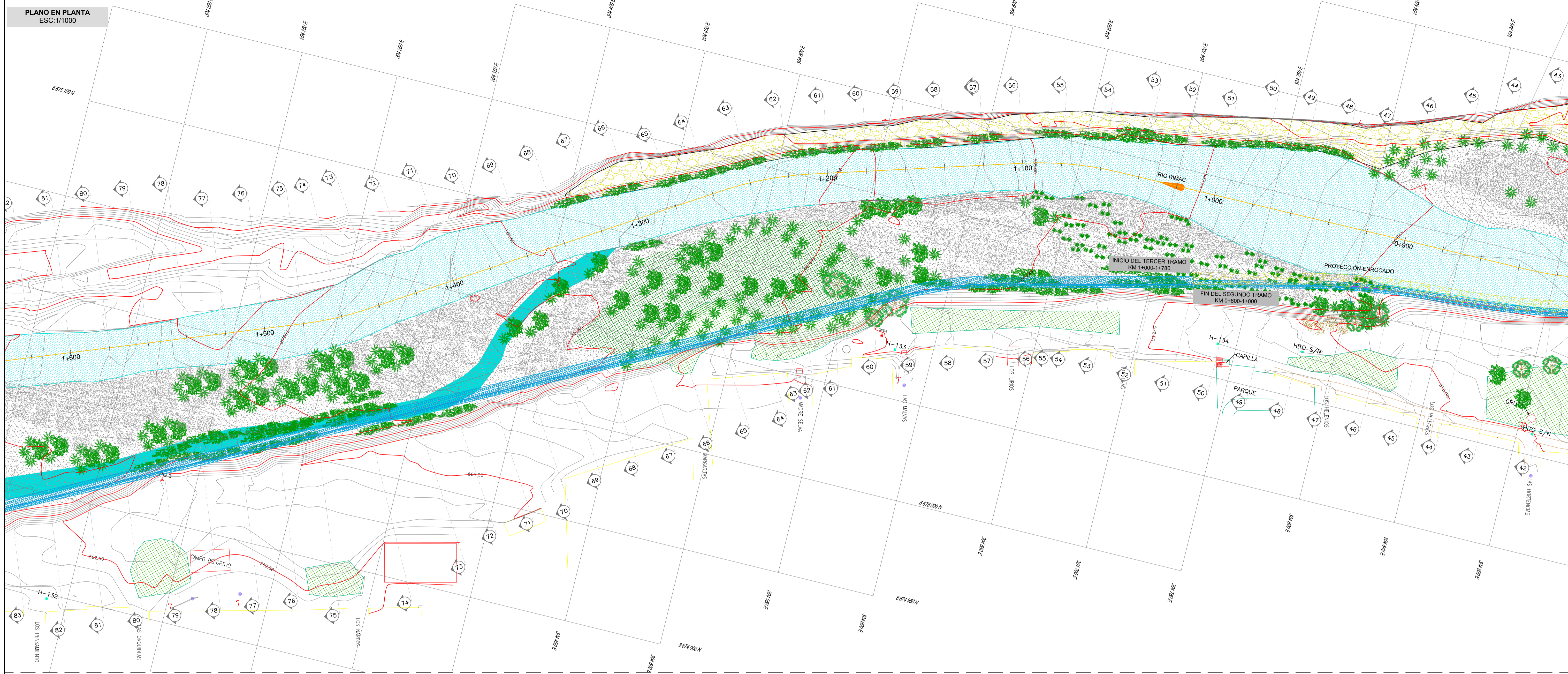


TABLA DE MEDIDAS STANDARD GAVIÓN CAJA Y COLCHÓN RENO

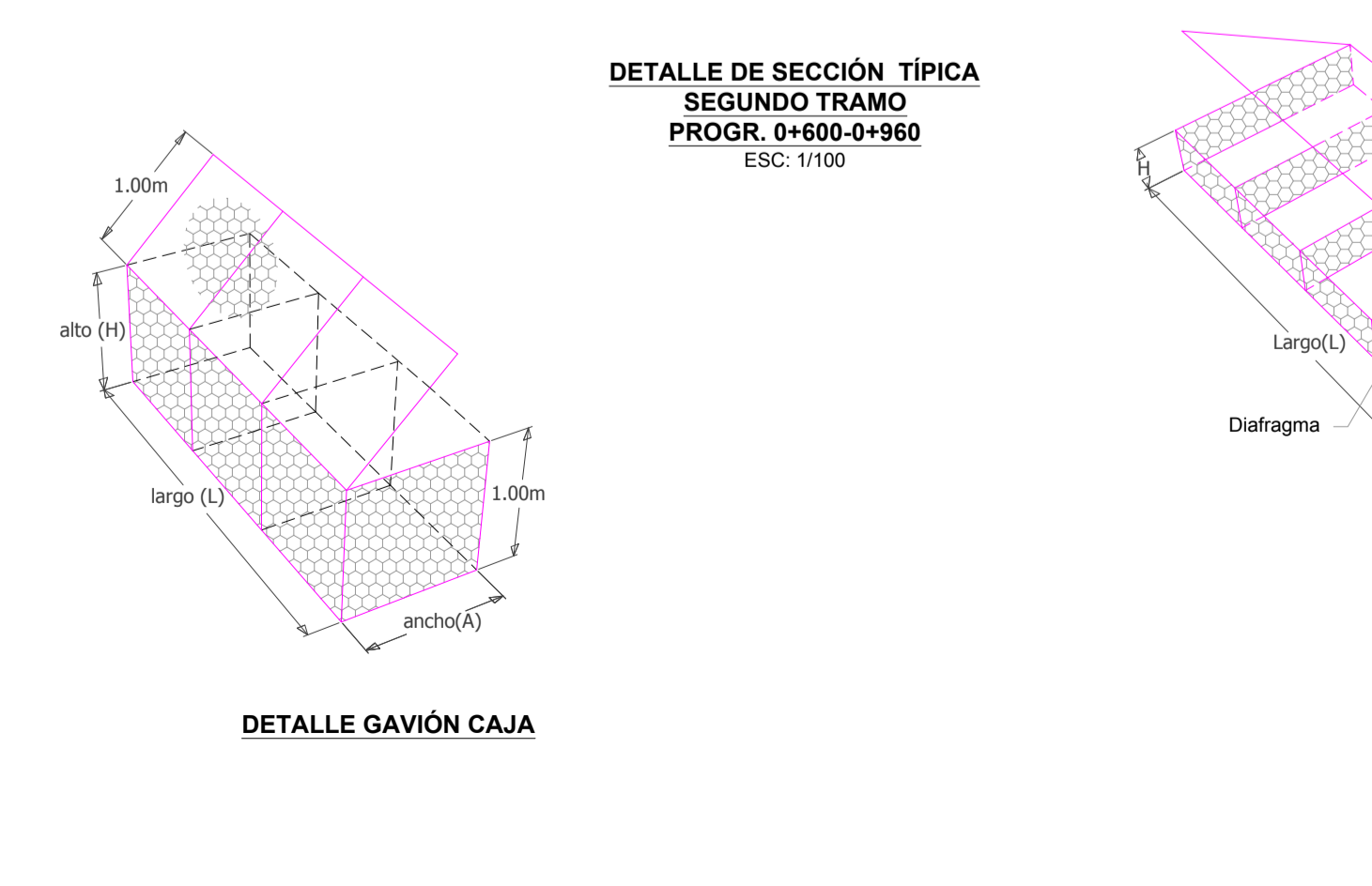
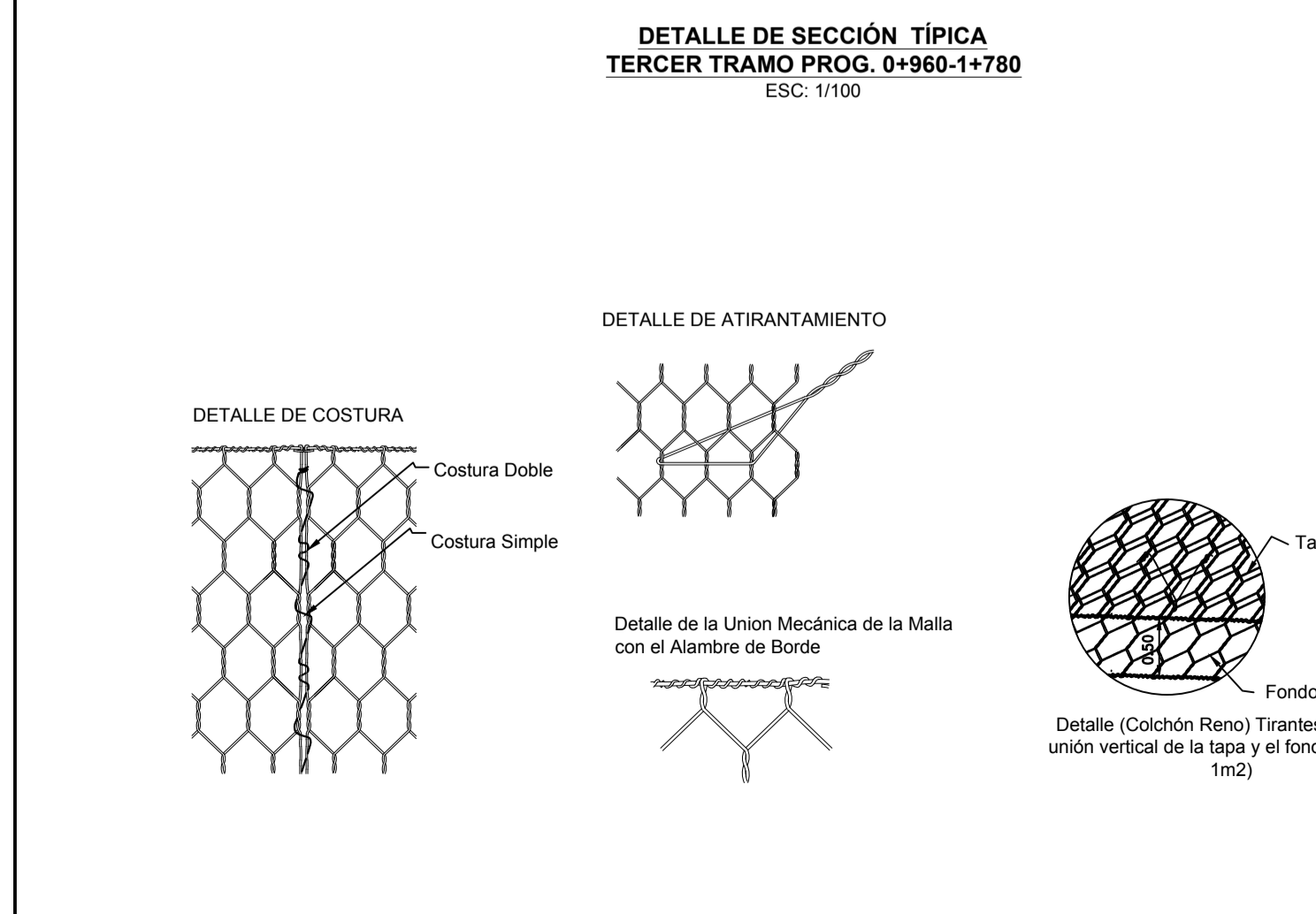
TIPO	L(m)	A(m)	H(m)	VOL.(m3)	TIPO DE MALLA	DIÁMETRO DEL ALAMBRE
Gavión Tipo A	5.0	1.0	1.0	5.00	10X12	Ø 2.4 mm
Gavión Tipo B	5.0	1.5	1.0	7.50		
Colchón Tipo D	5.0	2.0	0.5	5.00		

DIÁMETRO DE LA PIEDRA: 6"@10"

TABLA DE MEDIDAS STANDARD GAVIÓN CAJA Y COLCHÓN RENO FUERTE

TIPO	L(m)	A(m)	H(m)	VOL.(m3)	TIPO DE MALLA	DIÁMETRO DEL ALAMBRE
Gavión Tipo CF-A	5.0	1.0	1.0	5.00	10X12	Ø 2.7 mm
Gavión Tipo CF-B	5.0	1.5	1.0	7.50		
Colchón Tipo CF-D	5.0	2.0	0.5	5.00		

DIÁMETRO DE LA PIEDRA: 6"@10"



GEOTEXTIL NO TEJIDO MACTEX N 40.1

Propiedad	Unidad	Valor
Resist. Última Longitudinal a la Tracción	N	711
Elongación a la Tracción	N	> 50
Resistencia al Punzamiento	N	400
Resistencia al desgarre Trapezoidal	N	289
Permeabilidad	cm/s	0.30
Permisividad	s ⁻¹	1.60
Tamaño de abertura aparente	mm	0.212

GEOTEXTIL NO TEJIDO MACTEX N 80.1

Propiedad	Unidad	Valor
Resist. Última Longitudinal a la Tracción	N	1330
Elongación a la Tracción	N	> 50
Resistencia al Punzamiento	N	780
Resistencia al desgarre Trapezoidal	N	511
Permisividad	s ⁻¹	1.0
Tamaño de abertura aparente	mm	0.15

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA

PROYECTO: DEFENSA RIBEREÑA RIO RIMAC-LIMA

PLANO: PLANTA Y SECCIONES (SEGUNDO Y TERCER TRAMO)
PROGRESIVAS: (0+600 @ 0+960) Y (0+960 @ 1+780)

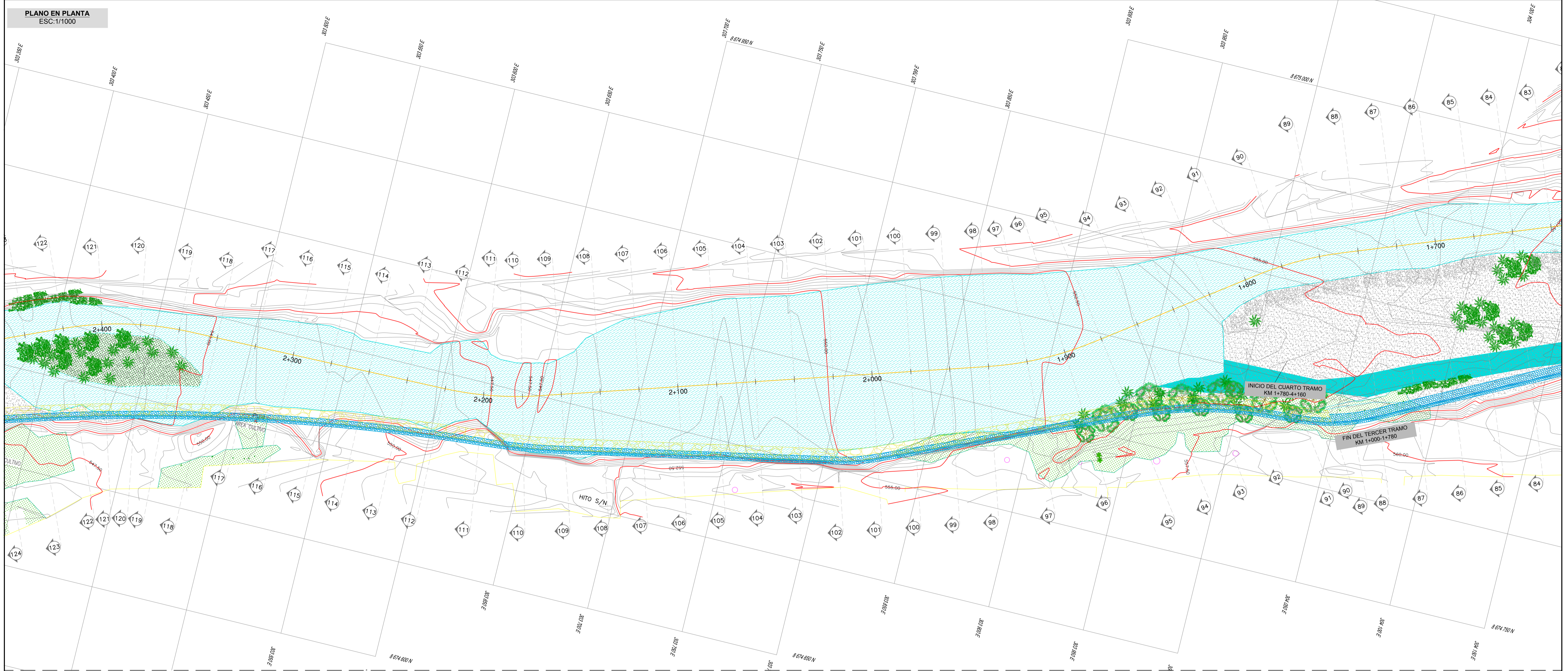
PRESENTADO POR: CESAR MENESES HUAYANAY

UBICACION: Región: Lima, Provincia: Lima, Distrito: Ate, Lugar: Chacabayo

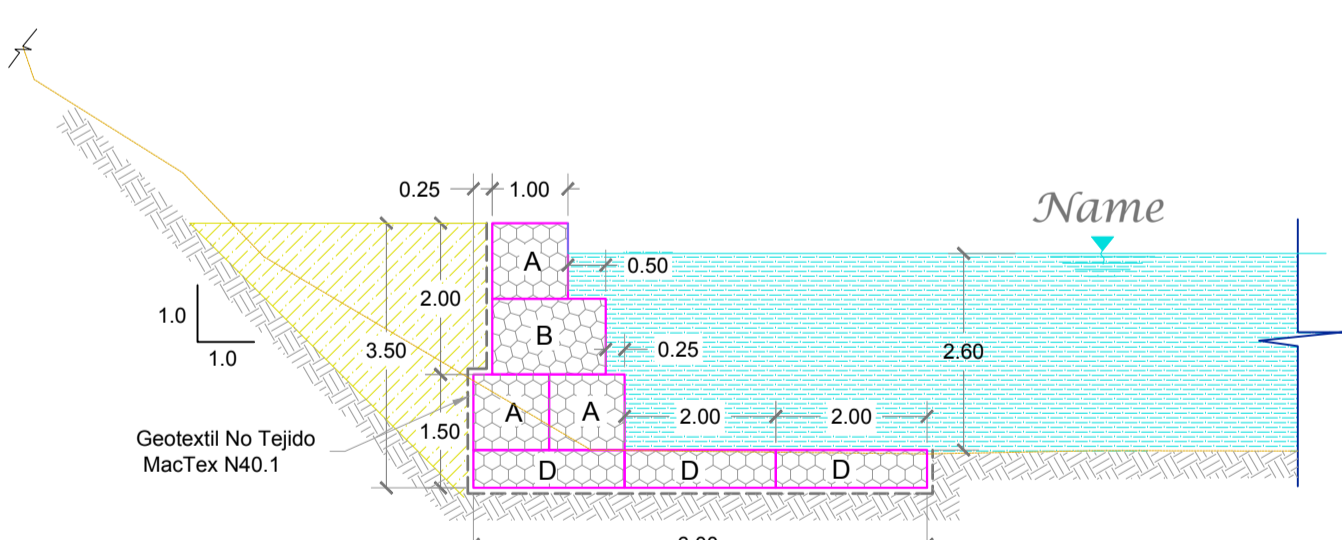
Diseño: [] Revisado / Aprobado: [] Escala: INDICADA

Dibujó: C.M.H. Fecha: MAYO 2017

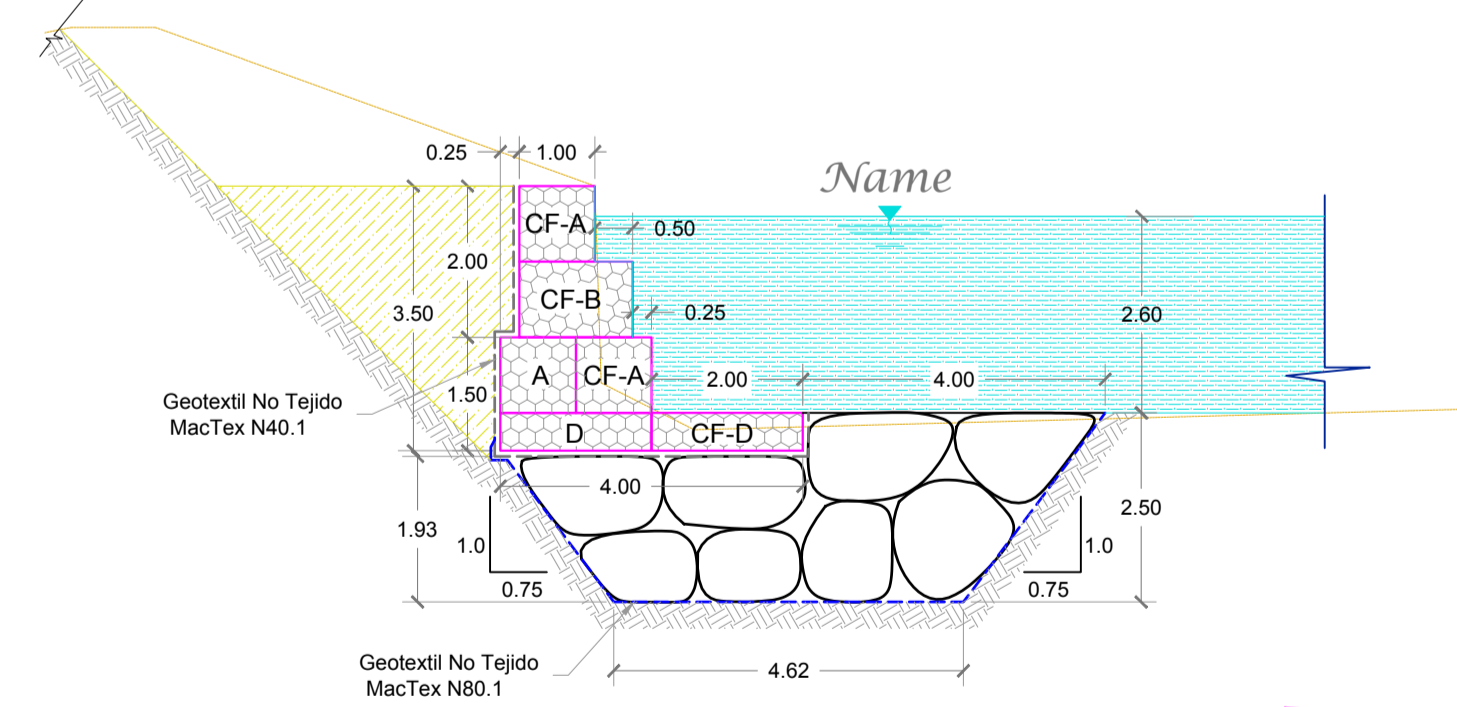
LAMINA: PS-02



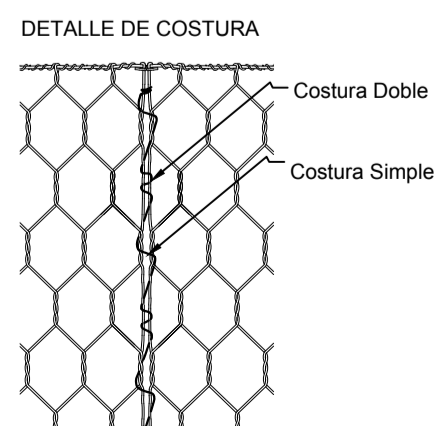
SECCIONES TÍPICAS
ESC:1/100



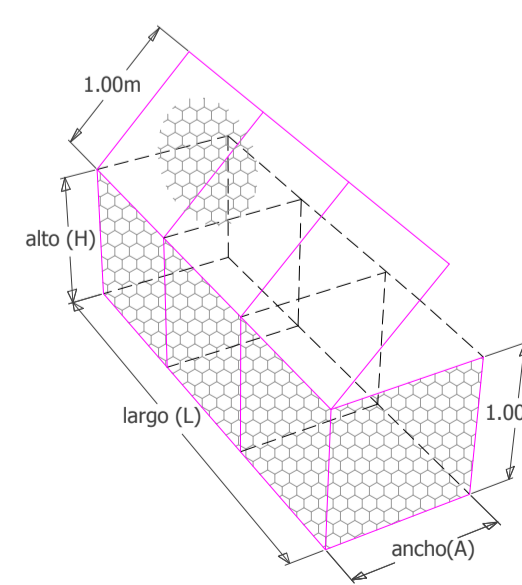
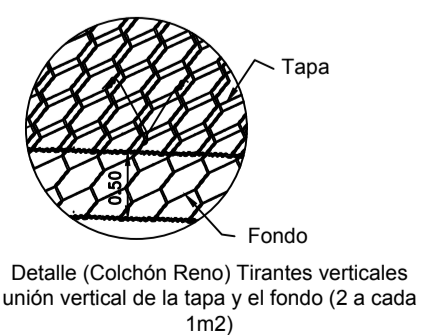
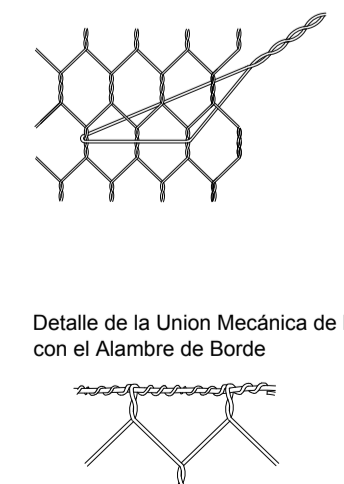
DETALLE DE SECCIÓN TÍPICA
TERCER TRAMO PROG. 0+960-1+780
ESC: 1/100



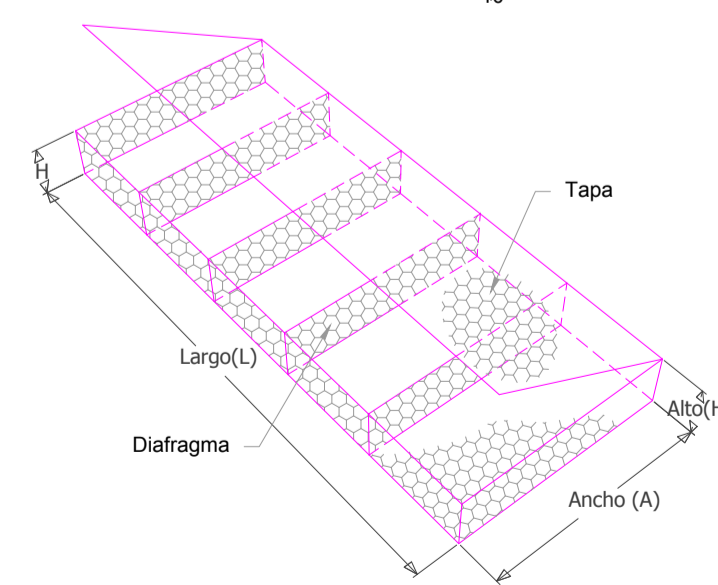
DETALLE DE SECCIÓN TÍPICA
CUARTO TRAMO PROG. 1+740-4+160
ESC: 1/100



DETALLE DE ATIRANTAMIENTO



DETALLE GAVIÓN CAJA



DETALLE COLCHÓN RENO

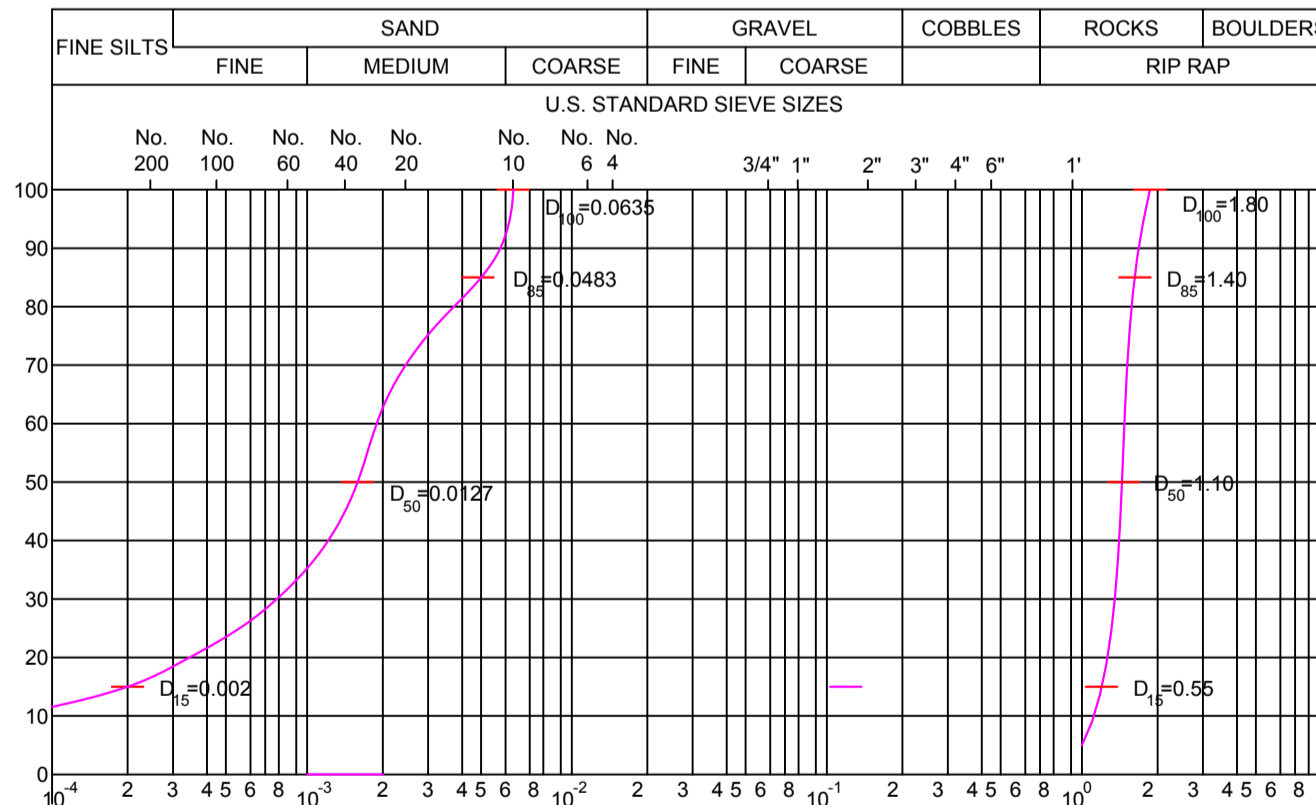


TABLA DE MEDIDAS STANDARD GAVIÓN CAJA Y COLCHÓN RENO						
TIPO	L(m)	A(m)	H(m)	VOL.(m3)	TIPO DE MALLA	DIÁMETRO DEL ALAMBRE
Gavión Tipo A	5.0	1.0	1.0	5.00	10X12	Ø 2.4 mm
Gavión Tipo B	5.0	1.5	1.0	7.50		
Colchón Tipo D	5.0	2.0	0.5	5.00		
DIÁMETRO DE LA PIEDRA: 6" @ 10"						

TABLA DE MEDIDAS STANDARD GAVIÓN CAJA Y COLCHÓN RENO FUERTE						
TIPO	L(m)	A(m)	H(m)	VOL.(m3)	TIPO DE MALLA	DIÁMETRO DEL ALAMBRE
Gavión Tipo CF-A	5.0	1.0	1.0	5.00	10X12	Ø 2.7 mm
Gavión Tipo CF-B	5.0	1.5	1.0	7.50		
Colchón Tipo CF-D	5.0	2.0	0.5	5.00		
DIÁMETRO DE LA PIEDRA: 6" @ 10"						

GEOTEXTIL NO TEJIDO MACTEX N 40.1		
Propiedad	Unidad	Valor
Resist. Última Longitudinal a la Tracción	N	711
Elongación a la Tracción	N	> 50
Resistencia al Punzonamiento	N	400
Resistencia al desgarre Trapezoidal	N	289
Permeabilidad	cm/s	0.30
Permisividad	s ⁻¹	1.60
Tamaño de abertura aparente	mm	0.212

GEOTEXTIL NO TEJIDO MACTEX N 80.1		
Propiedad	Unidad	Valor
Resist. Última Longitudinal a la Tracción	N	1330
Elongación a la Tracción	N	> 50
Resistencia al Punzonamiento	N	780
Resistencia al desgarre Trapezoidal	N	511
Permisividad	s ⁻¹	1.0
Tamaño de abertura aparente	mm	0.15

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA

PROYECTO: DEFENSA RIBEREA RIO RIMAC-LIMA

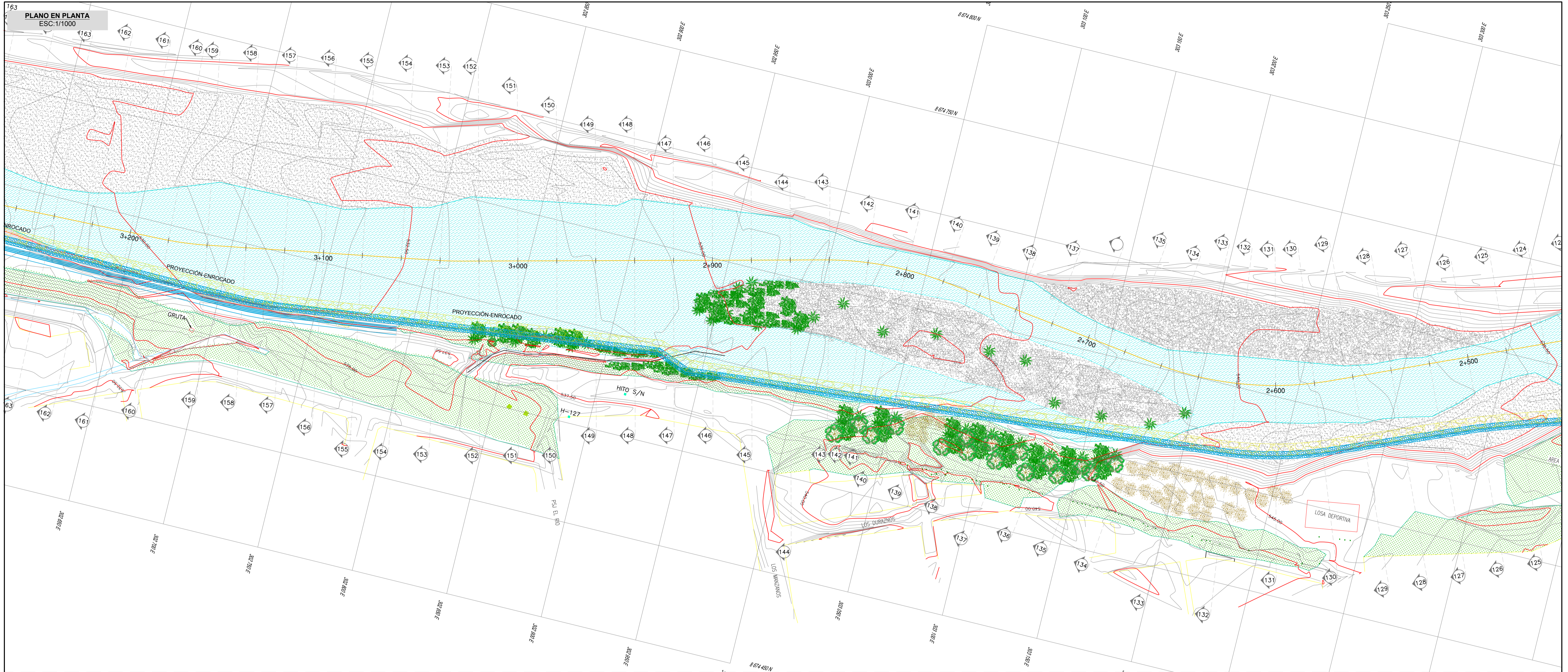
PLANO: PLANTA Y SECCIONES (TERCER Y CUARTO TRAMO)
PROGRESIVAS: (0+960 @ 1+780) Y (1+740 @ 4+160)

PRESENTADO POR: CESAR MENESES HUAYANAY

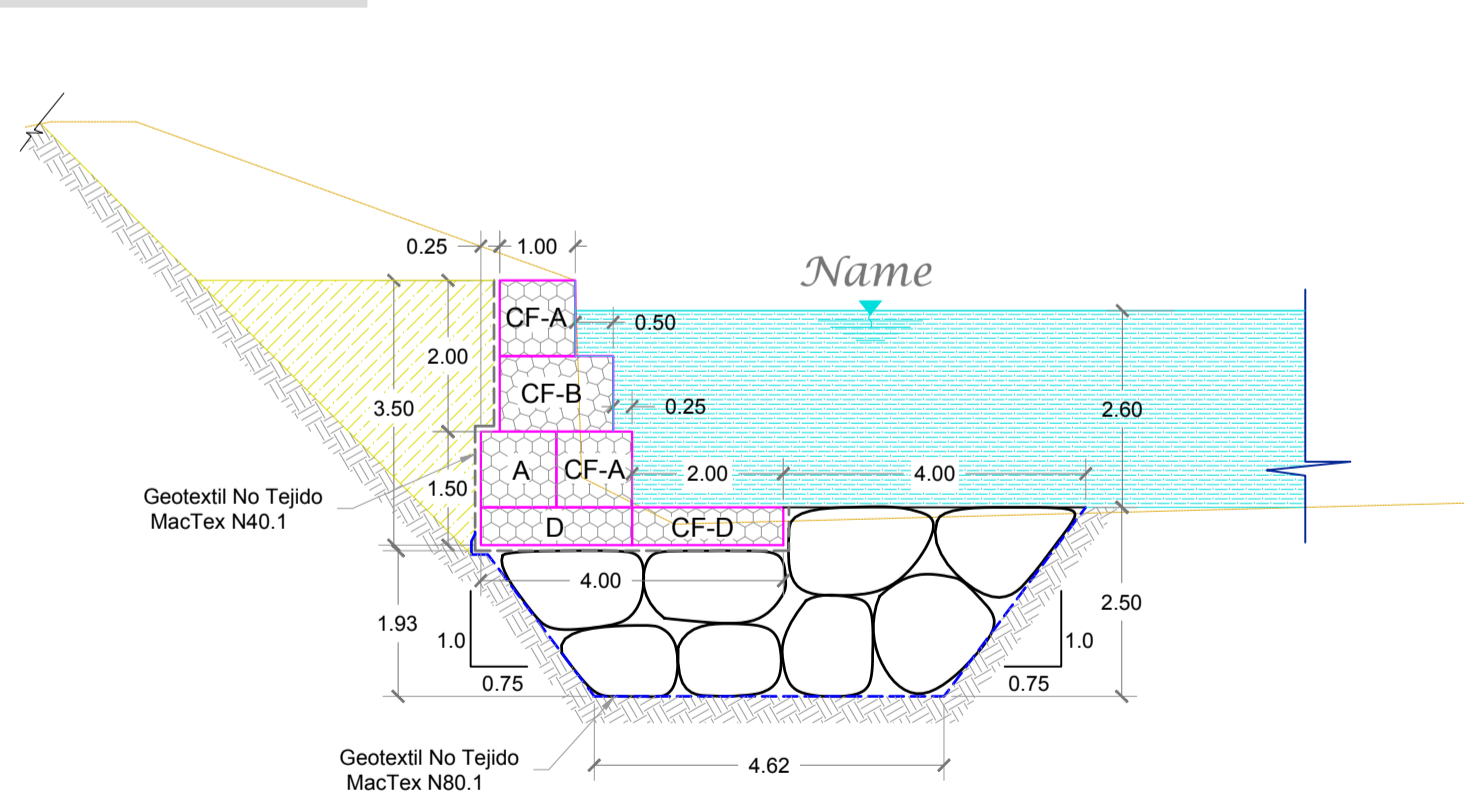
REGION: Lima
PROVINCIA: Lima
DISTRITO: Ate
LUGAR: Chacacayo

DISEÑO: CMH
REVISADO/APROBADO: CMH
FECHA: MAYO 2017

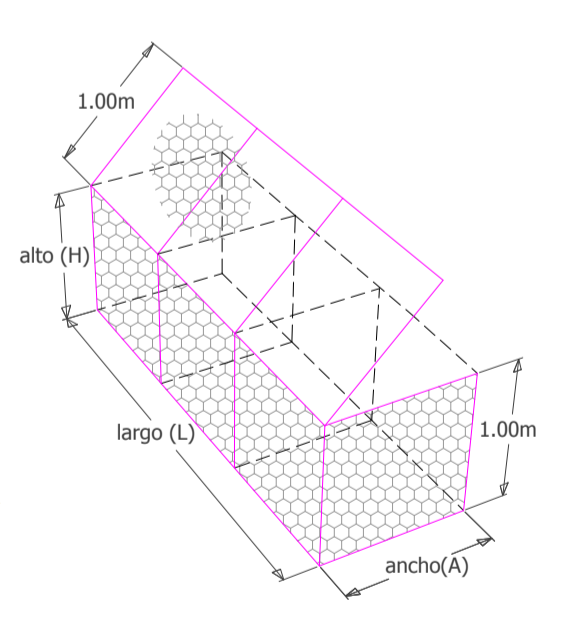
LAMINA: PS-03



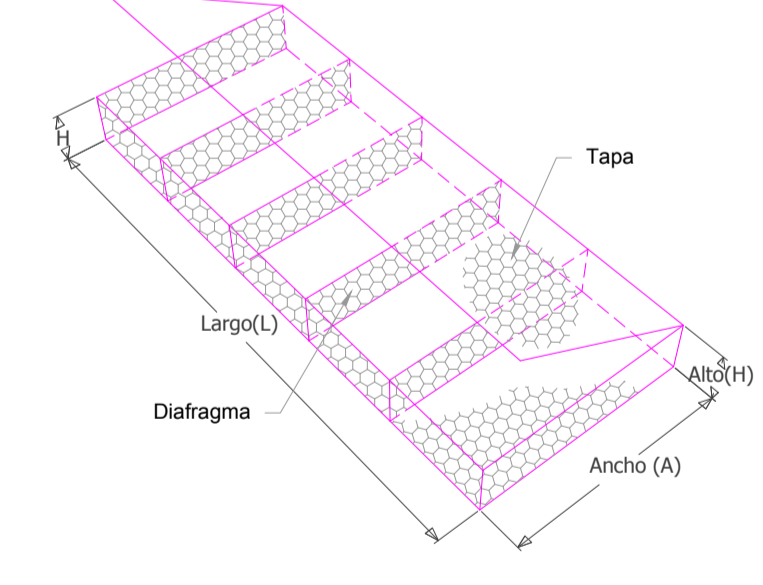
SECCIONES TÍPICAS
ESC:1/100



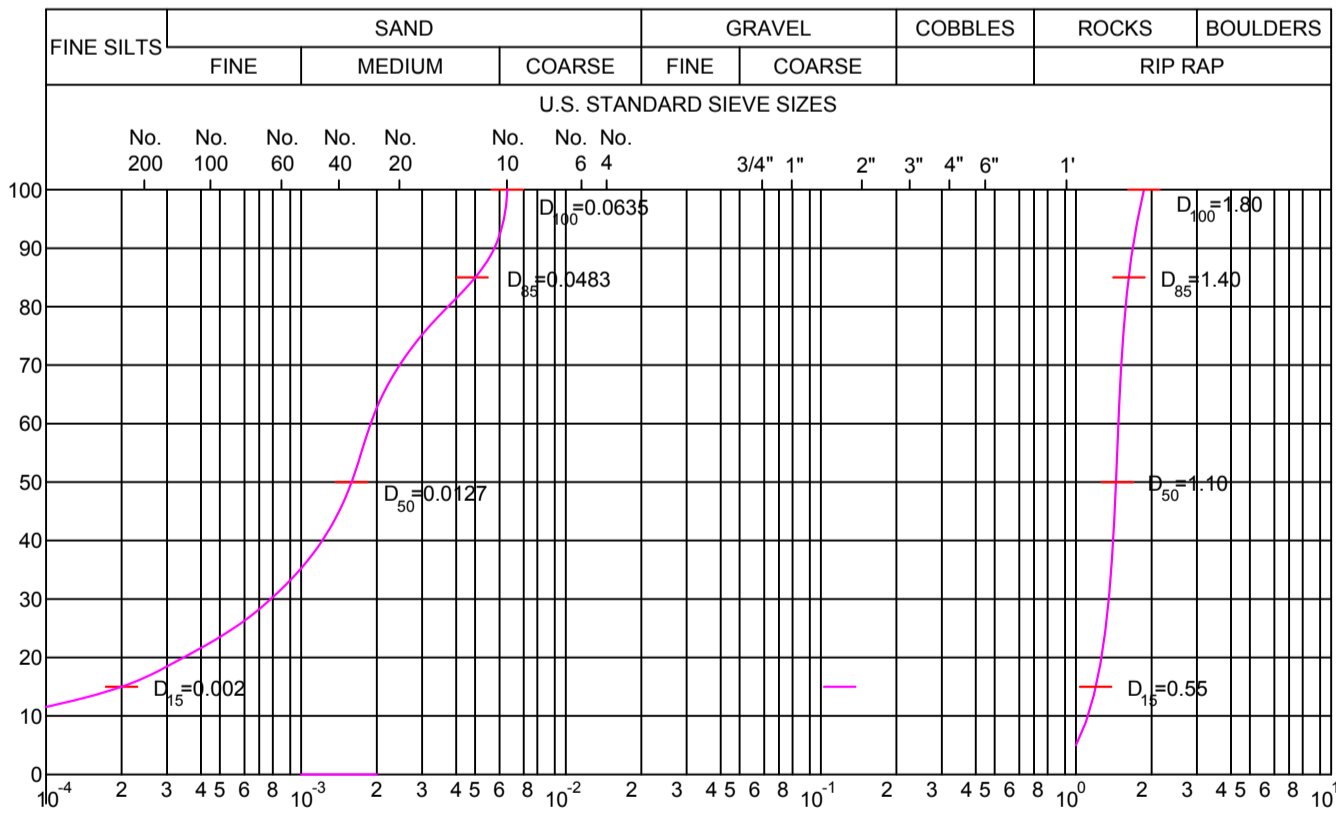
DETALLE DE SECCIÓN TÍPICA
CUARTO TRAMO PROGR. 1+740-4+160
ESC: 1/100



DETALLE GAVIÓN CAJA



DETALLE COLCHÓN RENO



TIPO	L(m)	A(m)	H(m)	VOL.(m3)	TIPO DE MALLA	DIÁMETRO DEL ALAMBRE
Gavión Tipo A	5.0	1.0	1.0	5.00	10X12	Ø 2.4 mm
Gavión Tipo B	5.0	1.5	1.0	7.50		
Colchón Tipo D	5.0	2.0	0.5	5.00		

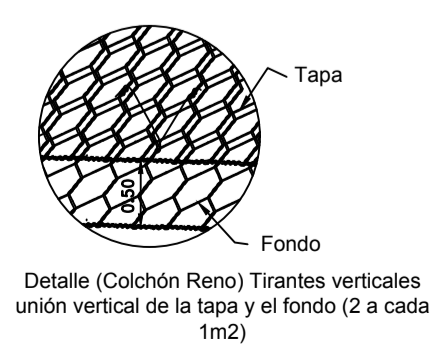
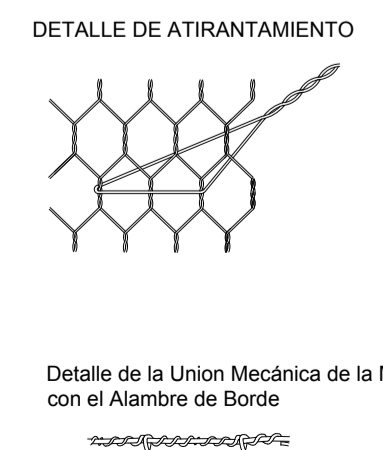
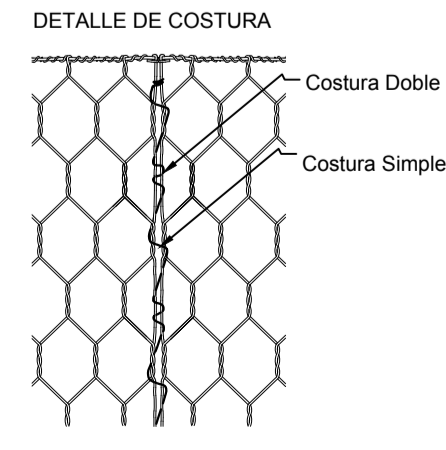
DIÁMETRO DE LA PIEDRA: 6" @ 10"

TIPO	L(m)	A(m)	H(m)	VOL.(m3)	TIPO DE MALLA	DIÁMETRO DEL ALAMBRE
Gavión Tipo CF-A	5.0	1.0	1.0	5.00	10X12	Ø 2.7 mm
Gavión Tipo CF-B	5.0	1.5	1.0	7.50		
Colchón Tipo CF-D	5.0	2.0	0.5	5.00		

DIÁMETRO DE LA PIEDRA: 6" @ 10"

Propiedad	Unidad	Valor
Resist. Última Longitudinal a la Tracción	N	711
Elongación a la Tracción	N	> 50
Resistencia al Punzonamiento	N	400
Resistencia al desgarre Trapezoidal	N	289
Permeabilidad	cm/s	0.30
Permisividad	s ⁻¹	1.60
Tamaño de abertura aparente	mm	0.212

Propiedad	Unidad	Valor
Resist. Última Longitudinal a la Tracción	N	1330
Elongación a la Tracción	N	> 50
Resistencia al Punzonamiento	N	780
Resistencia al desgarre Trapezoidal	N	511
Permisividad	s ⁻¹	1.0
Tamaño de abertura aparente	mm	0.15



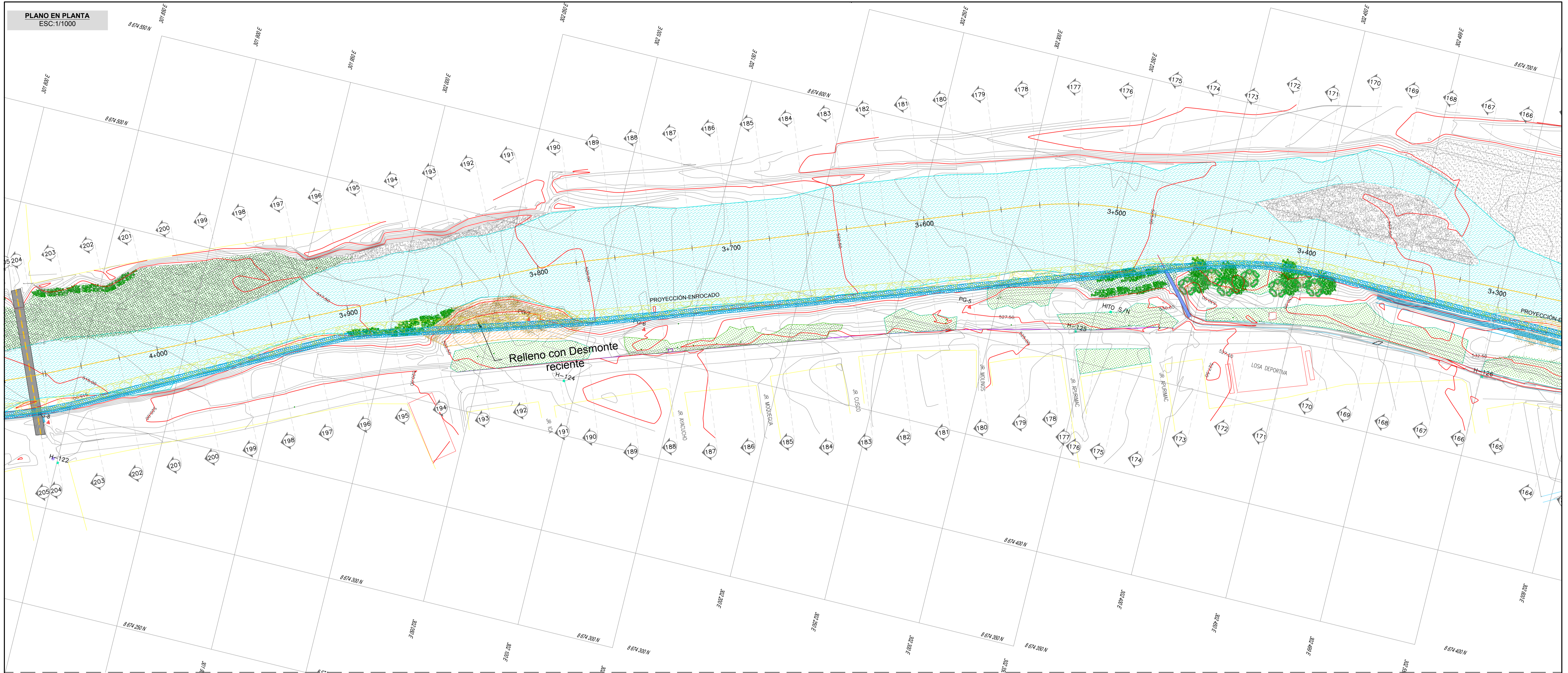
UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA

PROYECTO: **DEFENSA RIBERENA RIO RIMAC-LIMA**

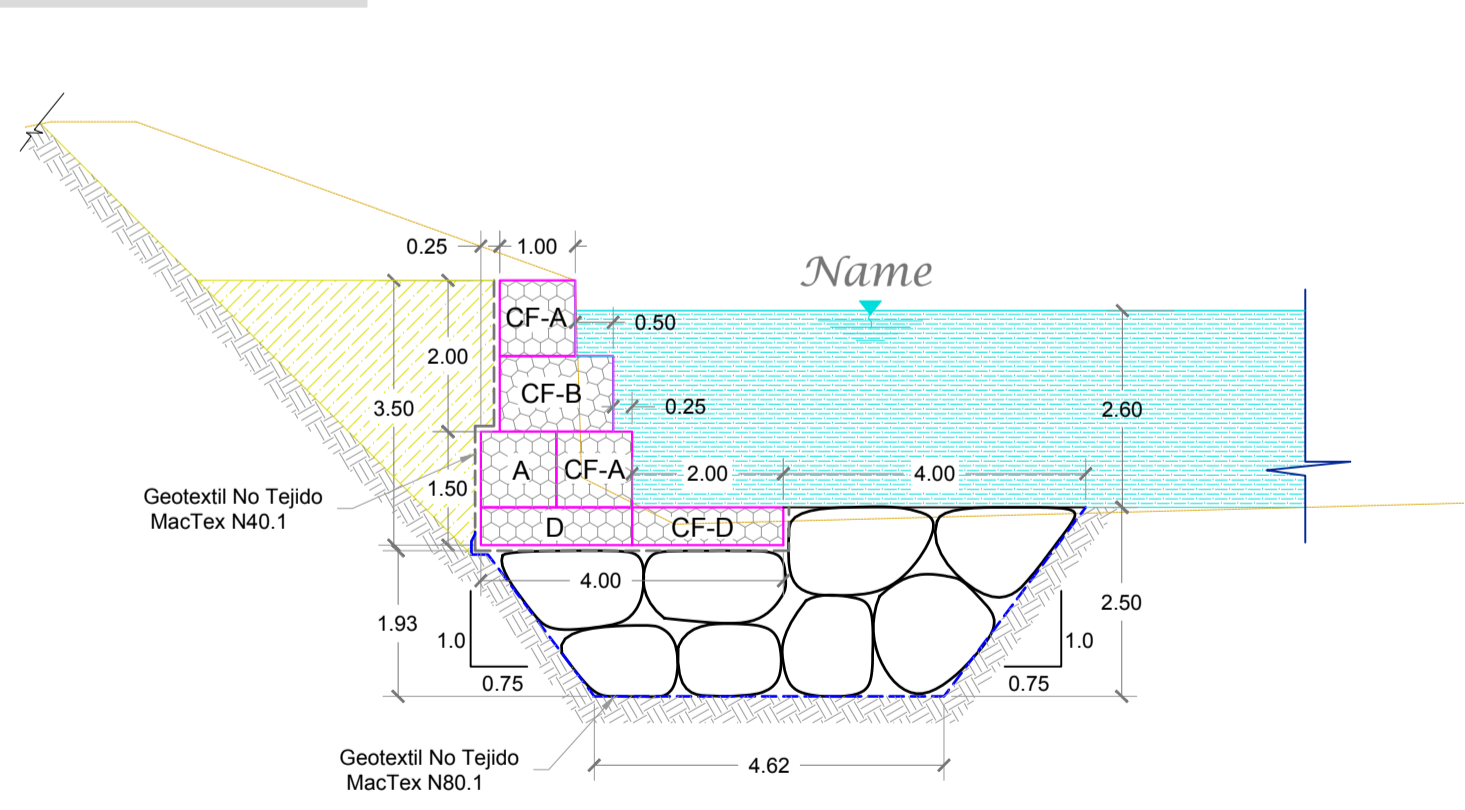
PLANO: PLANTA Y SECCIONES (CUARTO TRAMO)
PROGRESIVAS (1+740 @ 4+160)

PRESENTADO POR: CESAR MENESES HUAYANAY	UBICACION: Región : Lima Provincia : Lima Distrito : Ate Lugar : Chacabayo	Diseño: Revisado / Aprobado Escala: INDICADA	Dibujo: C.M.H.	LAMINA: MAYO 2017
---	--	---	-------------------	----------------------

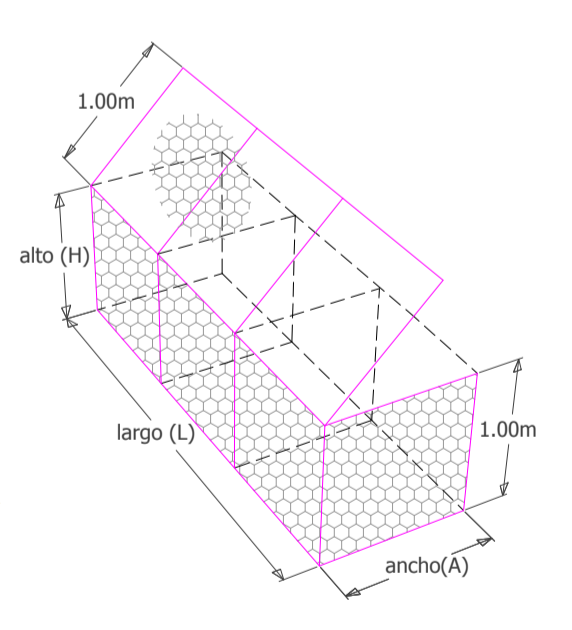
PS-04



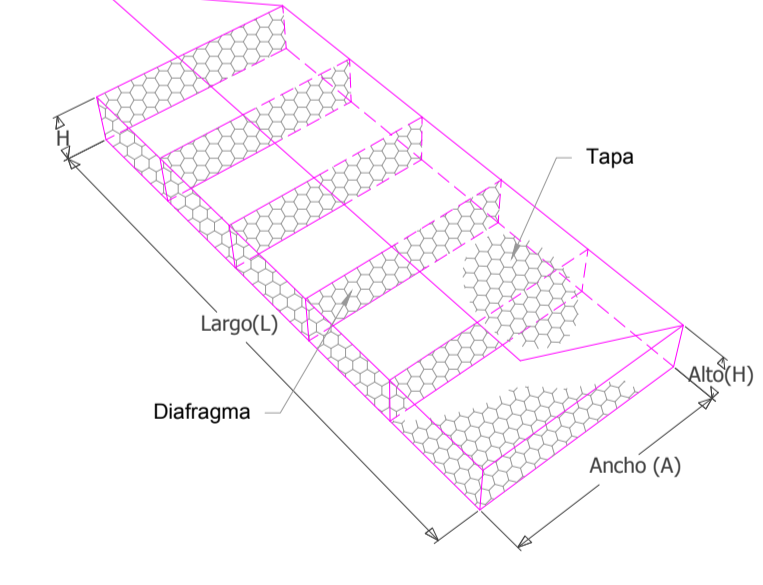
SECCIONES TÍPICAS
ESC:1/100



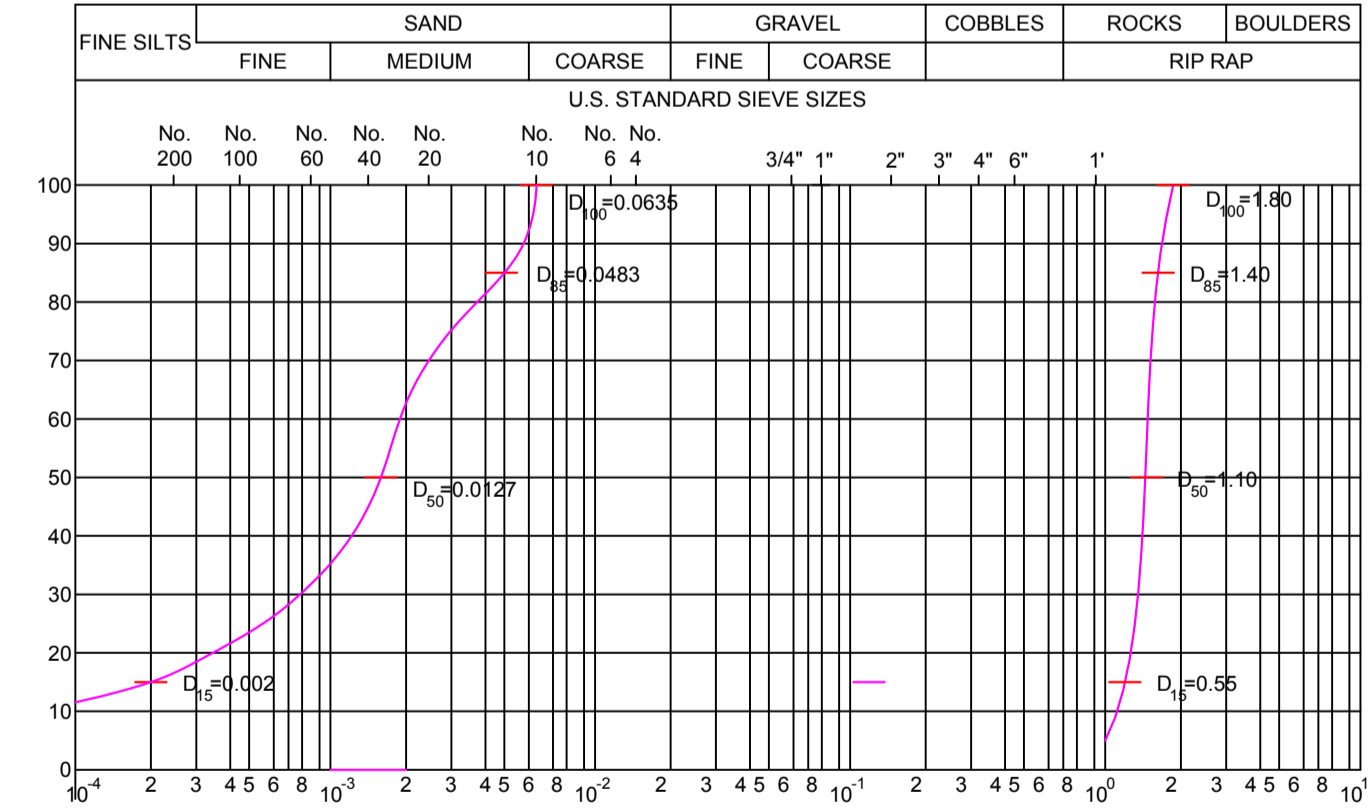
DETALLE DE SECCIÓN TÍPICA
CUARTO TRAMO PROGR. 1+740-4+160
ESC: 1/100



DETALLE GAVIÓN CAJA



DETALLE COLCHÓN RENO



TIPO	L(m)	A(m)	H(m)	VOL.(m3)	TIPO DE MALLA	DIÁMETRO DEL ALAMBRE
Gavión Tipo A	5.0	1.0	1.0	5.00	10X12	Ø 2.4 mm
Gavión Tipo B	5.0	1.5	1.0	7.50		
Colchón Tipo D	5.0	2.0	0.5	5.00		

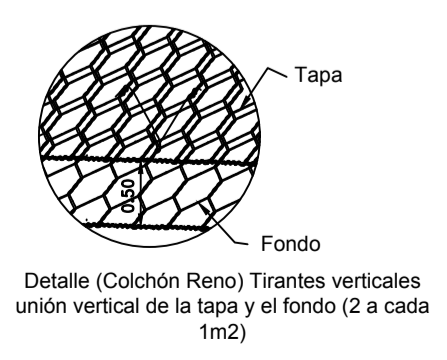
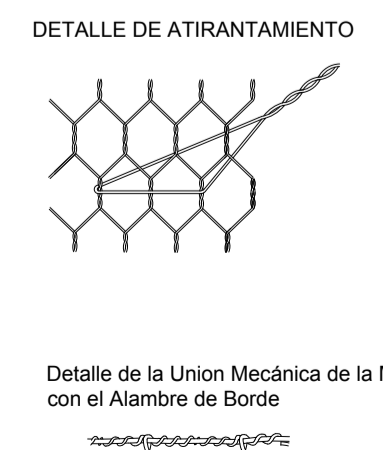
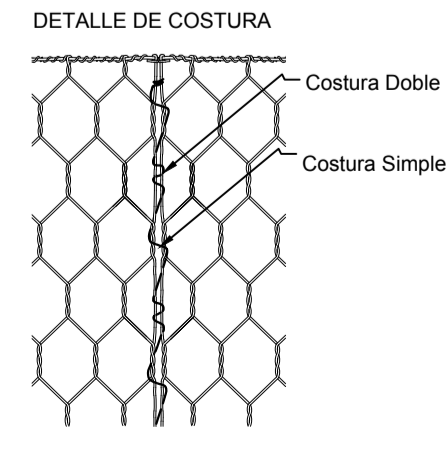
DIÁMETRO DE LA PIEDRA: 6"@10"

TIPO	L(m)	A(m)	H(m)	VOL.(m3)	TIPO DE MALLA	DIÁMETRO DEL ALAMBRE
Gavión Tipo CF-A	5.0	1.0	1.0	5.00	10X12	Ø 2.7 mm
Gavión Tipo CF-B	5.0	1.5	1.0	7.50		
Colchón Tipo CF-D	5.0	2.0	0.5	5.00		

DIÁMETRO DE LA PIEDRA: 6"@10"

Propiedad	Unidad	Valor
Resist. Última Longitudinal a la Tracción	N	711
Elongación a la Tracción	N	> 50
Resistencia al Punzonamiento	N	400
Resistencia al desgarre Trapezoidal	N	289
Permeabilidad	cm/s	0.30
Permisividad	s ⁻¹	1.60
Tamaño de abertura aparente	mm	0.212

Propiedad	Unidad	Valor
Resist. Última Longitudinal a la Tracción	N	1330
Elongación a la Tracción	N	> 50
Resistencia al Punzonamiento	N	780
Resistencia al desgarre Trapezoidal	N	511
Permisividad	s ⁻¹	1.0
Tamaño de abertura aparente	mm	0.15



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA

PROYECTO: DEFENSA RIBEREÑA RIO RIMAC-LIMA

PLANO: PLANTA Y SECCIONES (CUARTO TRAMO-CONTINUACION)
PROGRESIVAS (1+740 @ 4+160)

PRESENTADO POR: CESAR MENESES HUAYANAY

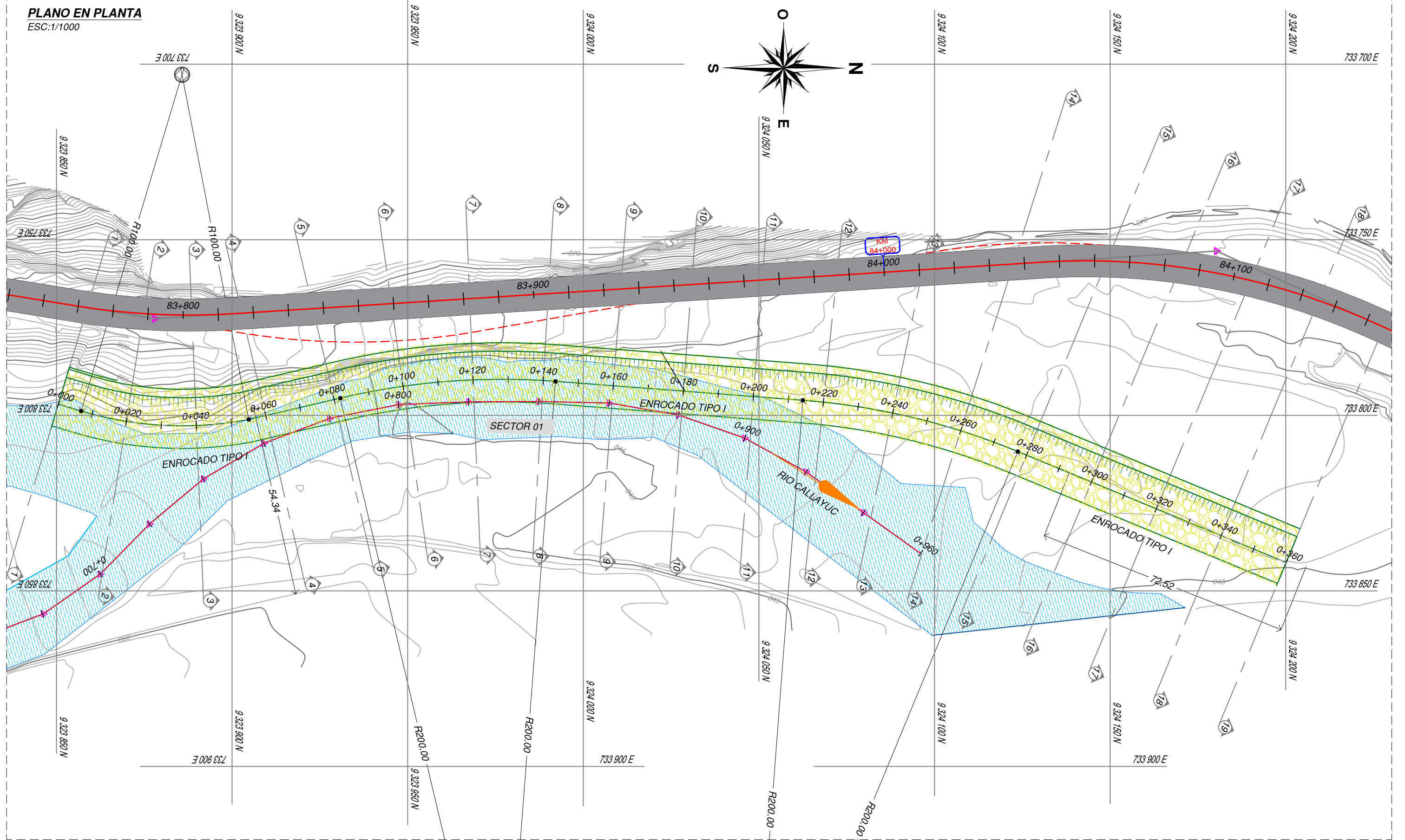
UBICACION: Región: Lima, Provincia: Lima, Distrito: Alto, Lugar: Chactacayo

DISEÑO: [] REVISADO/APROBADO: [] ESCALA: INDICADA

FECHA: MAYO 2017

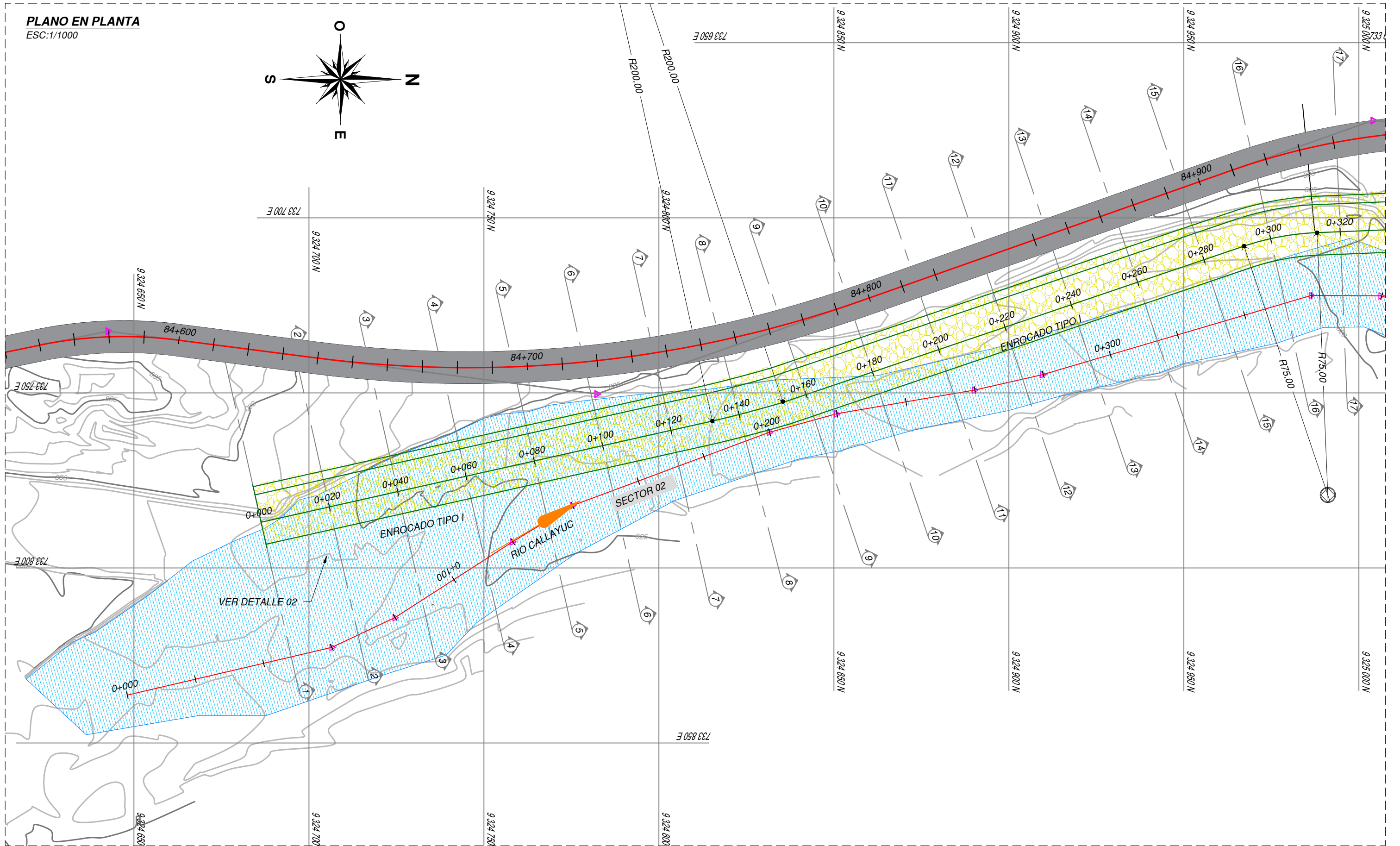
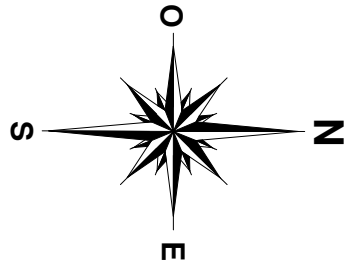
LÁMINA: PS-05

PLANO EN PLANTA
ESC:1/1000



	UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA			
	PROYECTO: DEFENSA RIBEREÑA RIO CALLAYUC- CAJAMARCA			
PLANO: PLANTA SECTOR 01				
PRESENTADO POR: CESAR MENESES HUAYANAY	UBICACION Región : Cajamarca Provincia : Cutervo Distrito : Callayuc Lugar : Callayuc	Diseño : Revisado / Aprobado : Escala : INDECAD	Dibujo : CMHL Fecha : MAYO 2017	P-02

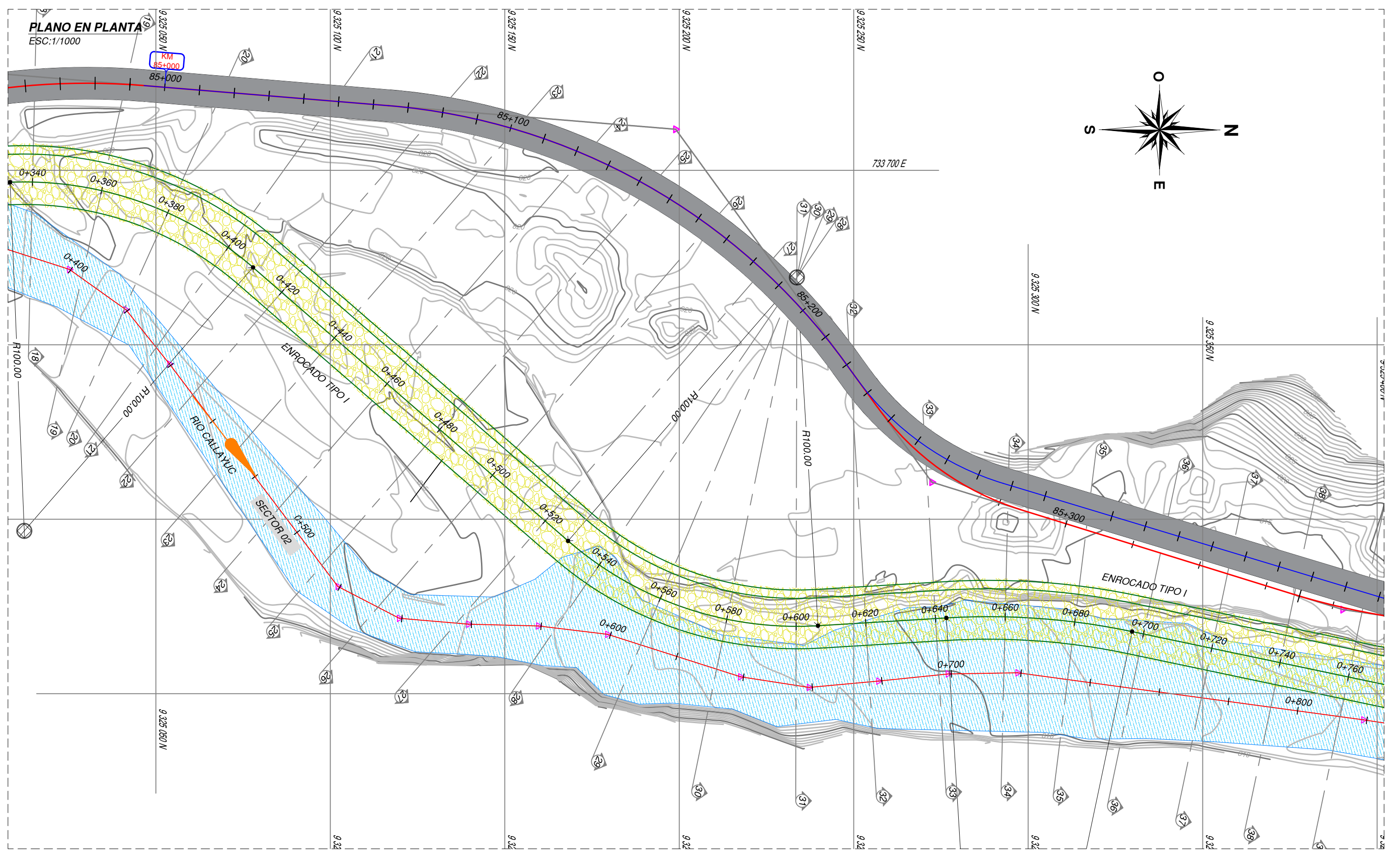
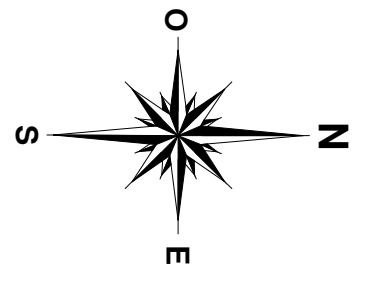
PLANO EN PLANTA
ESC:1/1000



	UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA			
	PROYECTO: DEFENSA RIBEREÑA RIO CALLAYUC- CAJAMARCA			
PLANO: PLANTA SECTOR 02				
PRESENTADO POR: CESAR MENESES HUAYANAY	UBICACION: Region : Cajamarca Provincia : Cutervo Distrito : Callayuc Lugar : Callayuc	Dibujo : Revisado / Aprobado : Escala : INERCADA	Dibujo : C.M.H. Fecha : MAYO 2017	LAMINA : P-03

PLANO EN PLANTA
ESC:1/1000

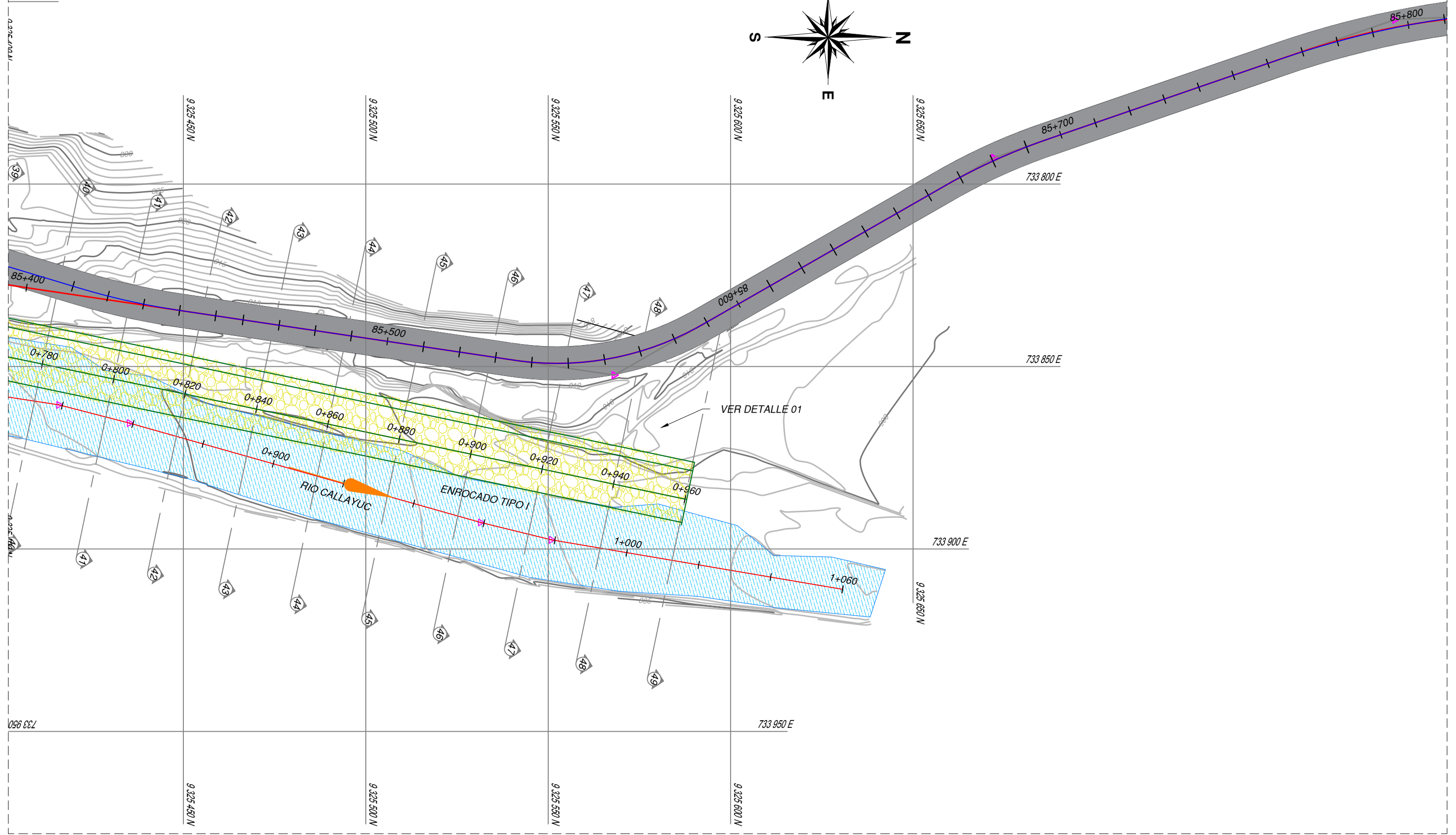
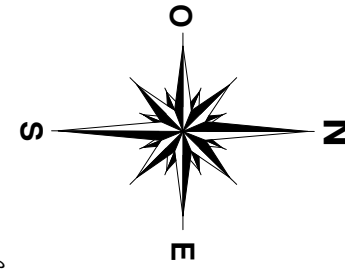
KM
85+000



	UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA			
	PROYECTO: DEFENSA RIBEREÑA RIO CALLAYUC- CAJAMARCA			
PLANO: PLANTA SECTOR 02				
PRESENTADO POR: CESAR MENESES HUAYANAY	UBICACION: Región : Cajamarca Provincia : Cutervo Distrito : Callayuc Lugar : Callayuc	Diseño: Revisado / Aprobado: Escala : INERCADIA	Obra: C.M.H. Fecha : MAYO 2017	LAMINA : P-04

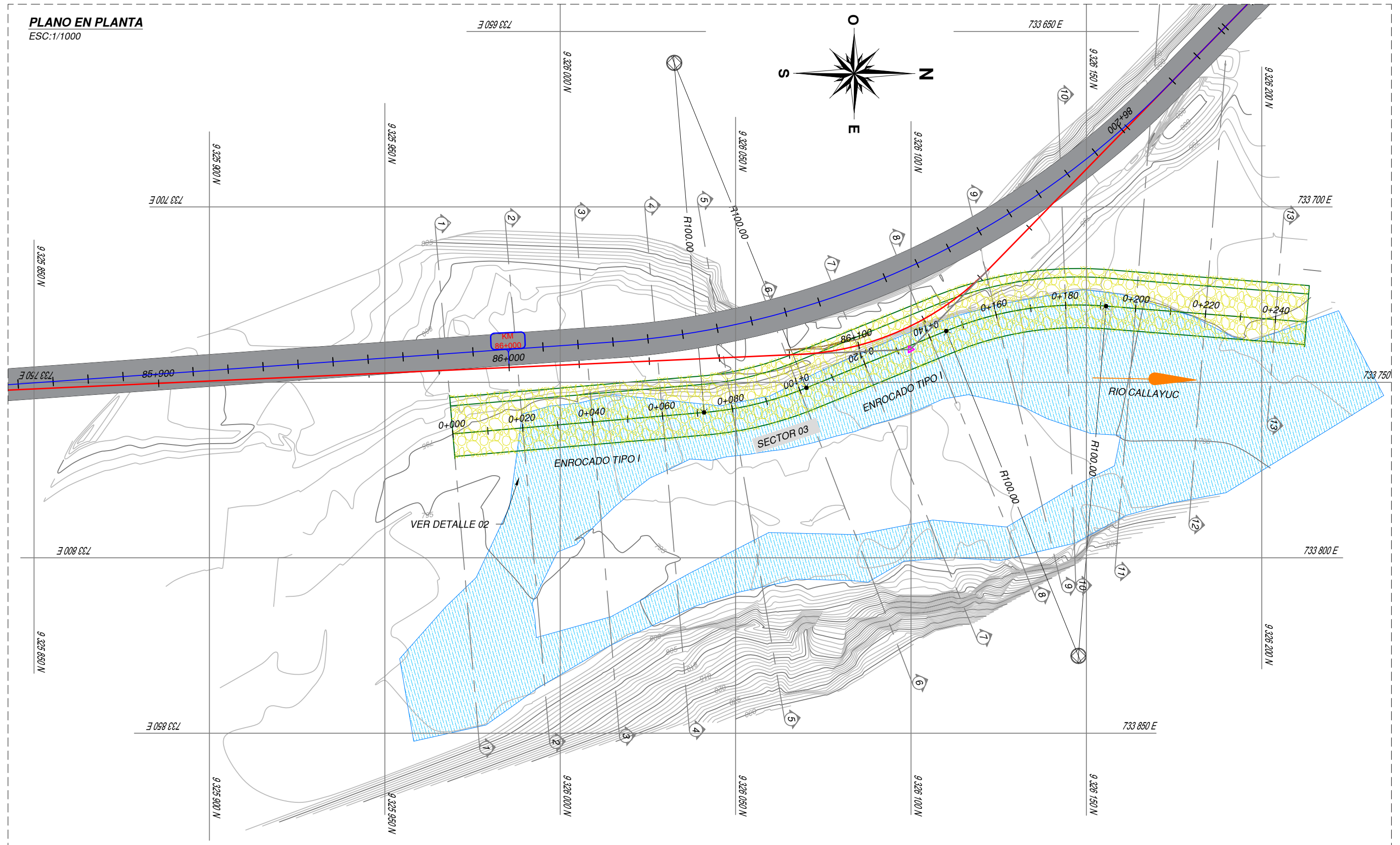
PLANO EN PLANTA
ESC:1/1000

733 750 E



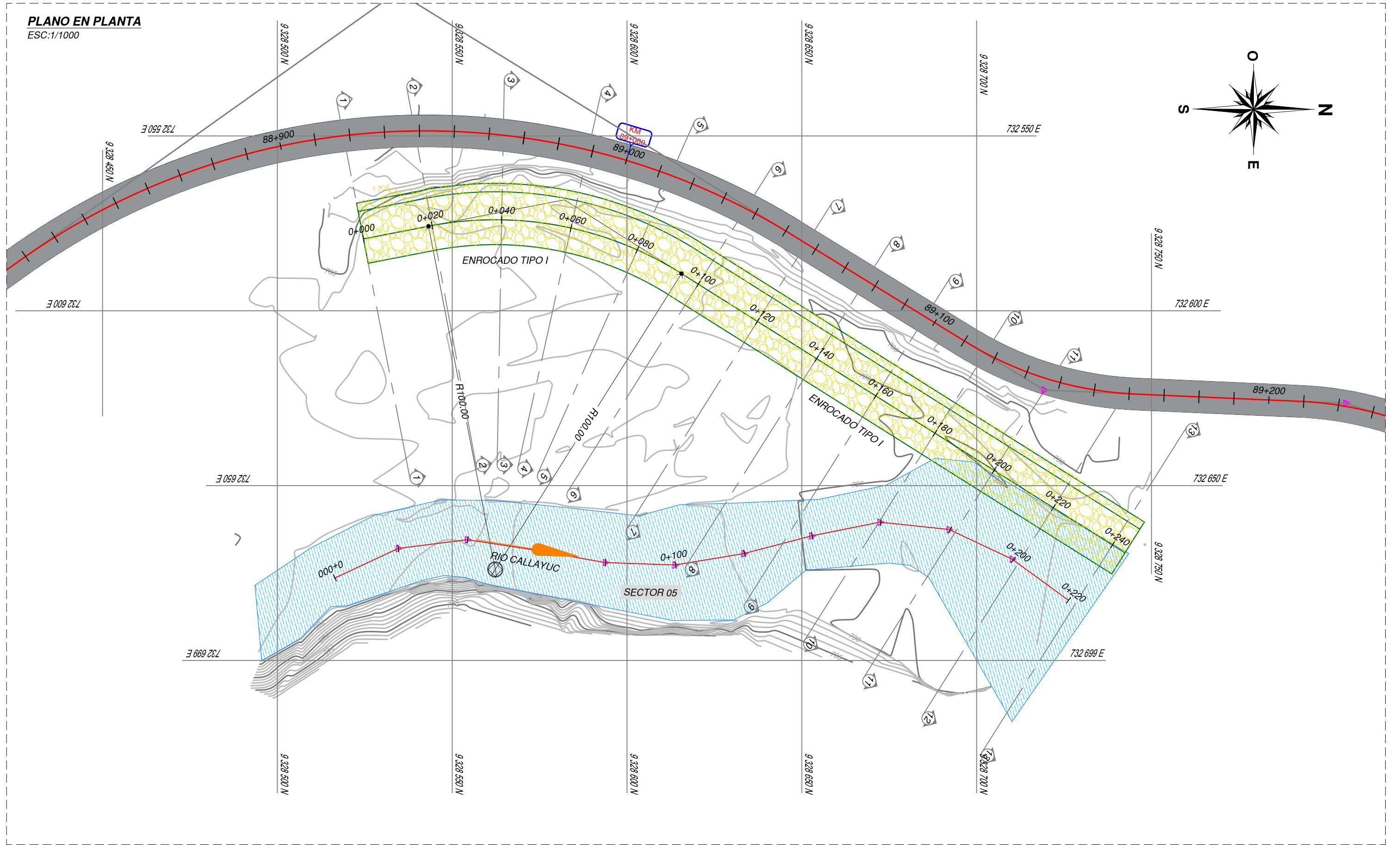
	UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA			
	PROYECTO : DEFENSA RIBEREÑA RIO CALLAYUC- CAJAMARCA			
PLANO : PLANTA SECTOR 02				
PRESENTADO POR: CESAR MENESES HUAYANAY	UBICACION	Diseño :	Dibujó :	LAMINA :
	Región : Cajamarca	Revisado / Aprobado :	C.M.H.	P-05
	Provincia : Cutervo	Fecha :	MAYO 2017	
	Distrito : Callayuc	Escala :	INERCADIA	
Lugar : Callayuc				

PLANO EN PLANTA
ESC:1/1000



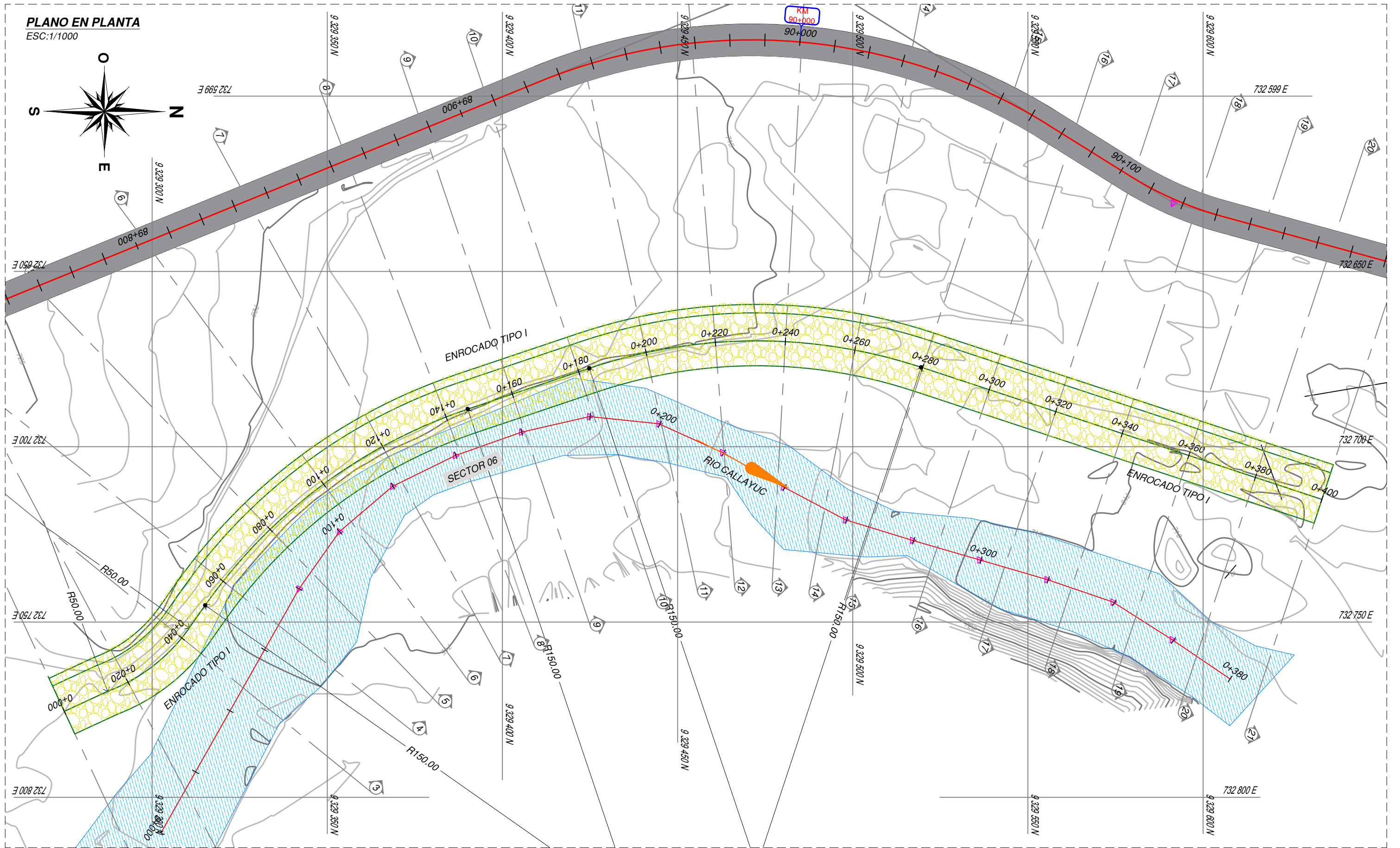
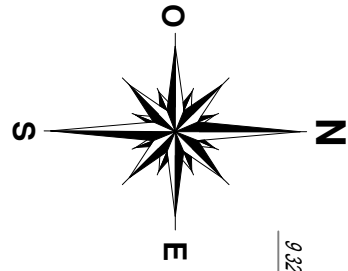
	UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA			
	PROYECTO: DEFENSA RIBEREÑA RIO CALLAYUC- CAJAMARCA			
PLANO: PLANTA SECTOR 03				
PRESENTADO POR: CESAR MENESES HUAYANAY	UBICACION: Región : Cajamarca Provincia : Cutervo Distrito : Callayuc Lugar : Callayuc	Diseño: Revisado / Aprobado: Escala: INERCADIA	Dibujo: C.M.H. Fecha: MAYO 2017	P-06

PLANO EN PLANTA
ESC:1/1000



	UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA			
	PROYECTO: DEFENSA RIBEREÑA RIO CALLAYUC- CAJAMARCA			
PLANO: PLANTA SECTOR 05				
PRESENTADO POR: CESAR MENESES HUAYANAY	UBICACION:	Diseño:	Dibujo:	LÁMINA: P-08
	Región : Cajamarca		CMJL	
	Provincia : Cutervo	Revisado / Aprobado:		
	Distrito : Callayuc	Fecha : MAYO 2017		
Lugar : Callayuc	Escala : INERCADA			

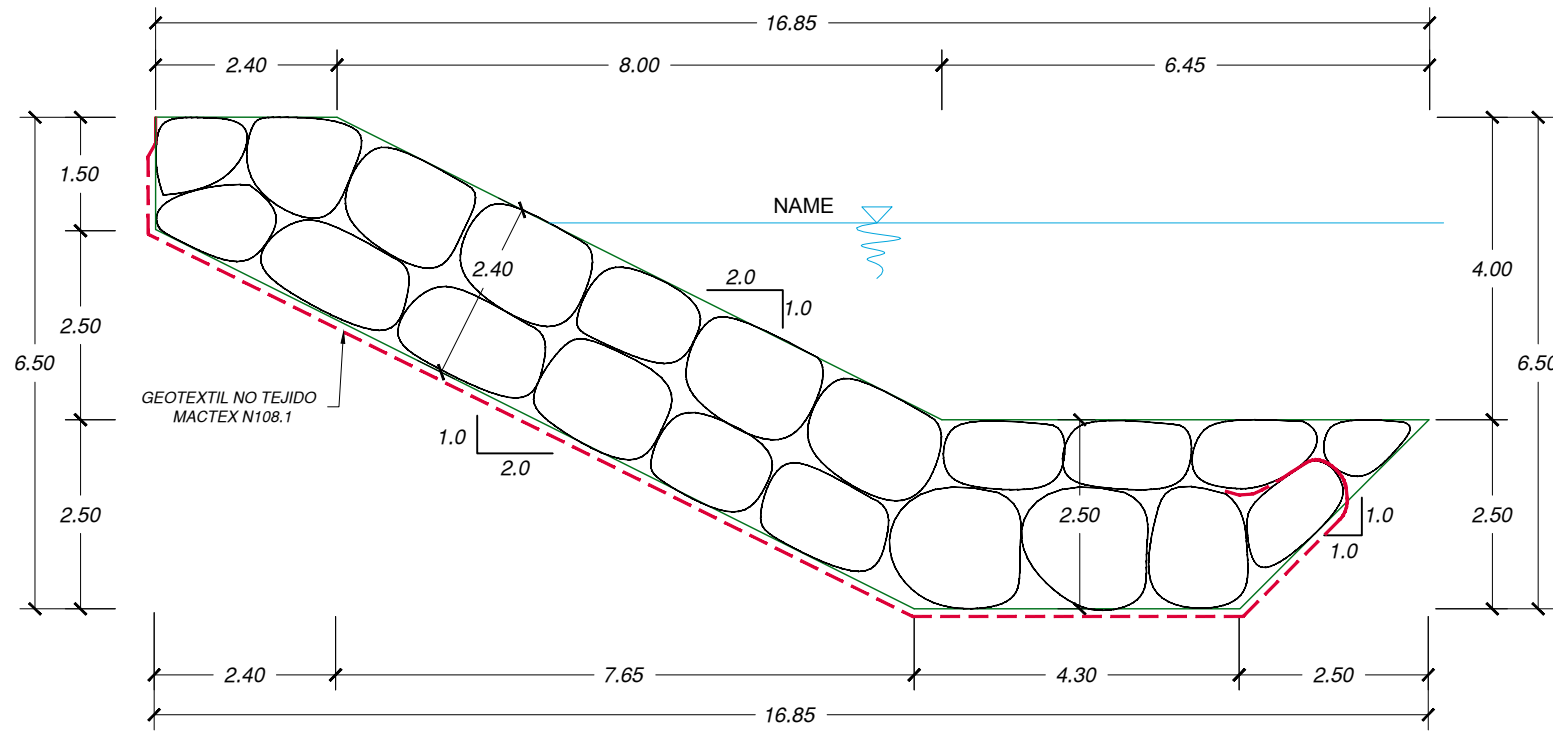
PLANO EN PLANTA
ESC:1/1000



	UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA			
	PROYECTO: DEFENSA RIBERENA RIO CALLAYUC- CAJAMARCA			
PLANO: PLANTA SECTOR 06				
PRESENTADO POR: CESAR MENESES HUAYANAY	UBICACION: Region : Cajamarca Provincia : Cutervo Distrito : Callayuc Lugar : Callayuc	Dibujo : Revisado / Aprobado : Escala :	Dibujo : Fecha :	LAMINA: P-09
		INEBCADA	MAYO 2017	

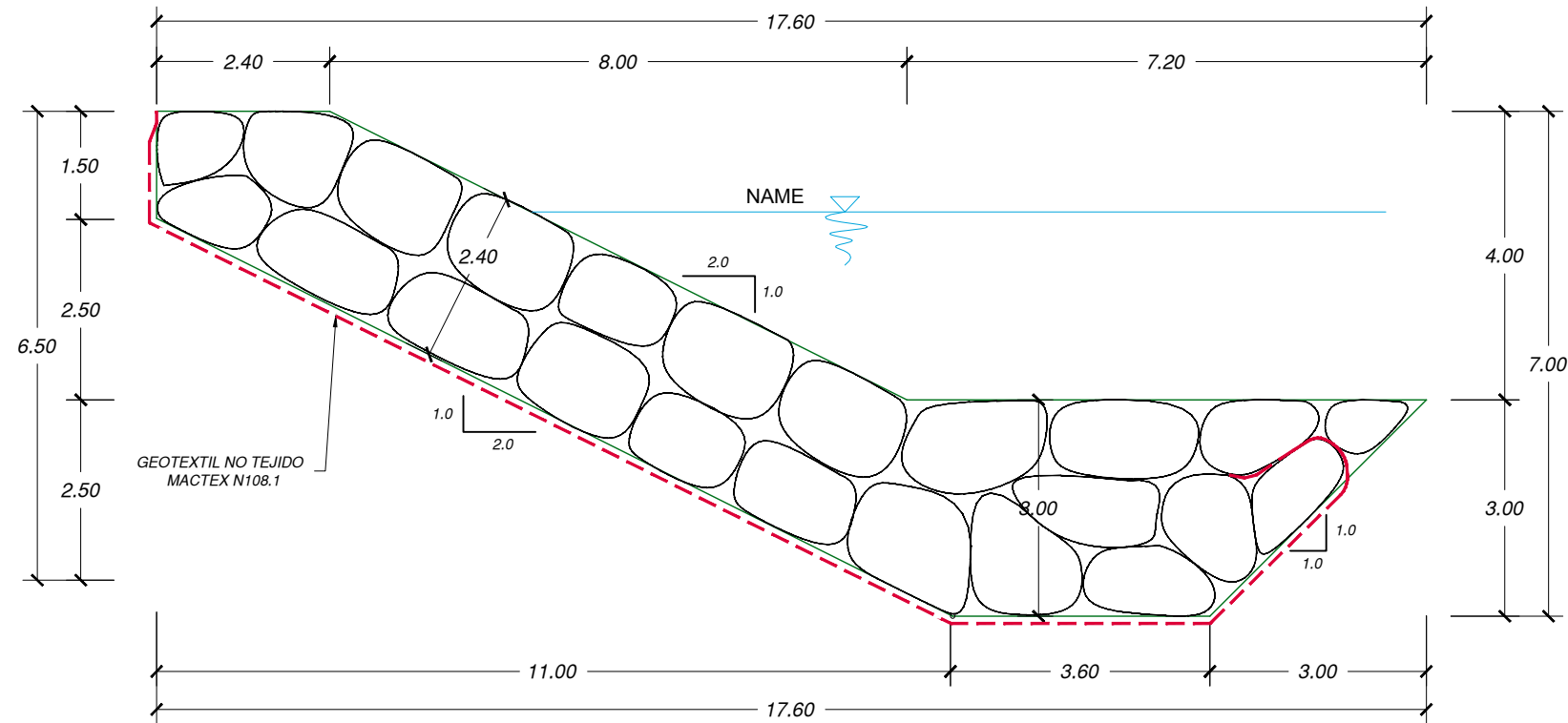
PLANO DE SECCIONES

ESC: IINDICADA



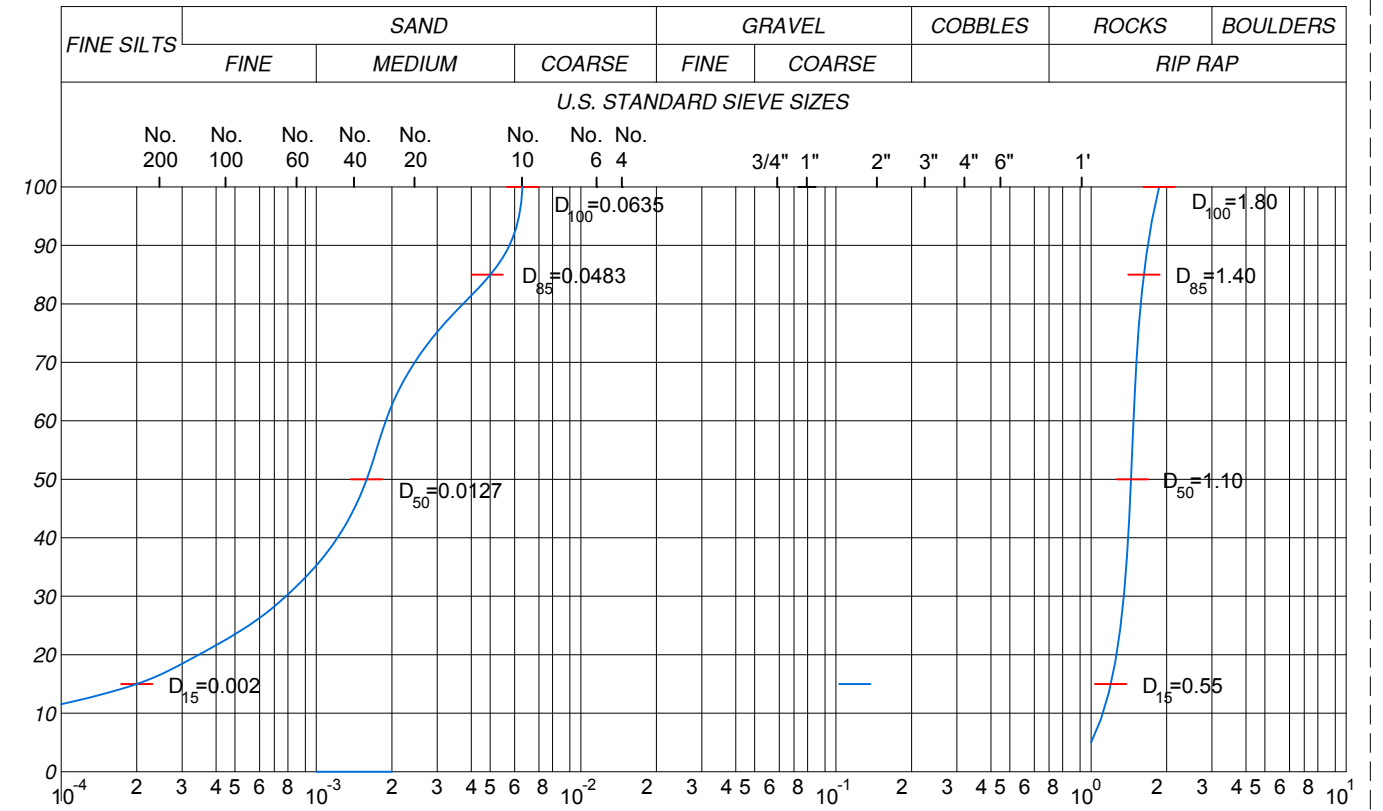
SECCIÓN ENROCADO TIPO I

ESC: 1/100



SECCIÓN ENROCADO TIPO II

ESC: 1/100



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA

PROYECTO: DEFENSA RIBEREÑA RIO CALLAYUC- CAJAMARCA

PLANO: SECCIONES

PRESENTADO POR:
CESAR
MENESES
HUAYANAY

UBICACION
Región : Cajamarca
Provincia : Cutervo
Distrito : Callayuc
Lugar : Callayuc

Diseño :
Revisado / Aprobado
Escala : INDICADA

Dibujo :
Fecha : MAYO 2017

LAMINA:

S-01

