



# UNIVERSIDAD DE CUENCA



## FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

### “INSPECCION Y EVALUACION DE LA SOCAVACION EN CIMENTACIONES DE PUENTES Y ESTABLECIMIENTO DE MEDIDAS DE PROTECCION CONTRA ESTE FENOMENO”

TEMA DE MONOGRAFÍA  
PREVIA A LA  
OBTENCIÓN DEL TÍTULO  
DE INGENIERO CIVIL

**AUTOR:** ALOMÍA CASTRO DIEGO SEBASTIAN  
CALDERÓN BRITO JOSE MIGUEL

**TUTOR:** ING. FABIAN CORDERO

**CUENCA – ECUADOR**

**2013**



## RESUMEN

El presente trabajo de investigación tiene por propósito tratar acerca de la inspección y evaluación de la socavación en las cimentaciones de puentes; el primero que se encuentra ubicado en la Av. Ernesto Che Guevara y el segundo en el sector de Charasol; los mismos que se encuentran sobre el río Burgay en la ciudad de Azogues; mediante la investigación de campo por medio de la observación directa se obtuvo información que permitió llegar a evaluar el estado de los mismos; como parte de la evaluación se realizaron cálculos de socavación general y local en pilas y estribos.

Para el análisis de la socavación general en el cauce se emplearon los siguientes métodos: Lischtván-Levediev y Neill; para el análisis de la socavación local en estribos se emplearon los métodos de: Laursen, Hire y Melville y para el análisis de la socavación local en pilas se emplearon los métodos de Carsten, Larras, Laursen y Toch, Breusers, Nicollet y Shen y el método de la CSU (Universidad estatal de Colorado).

Para evitar el fenómeno de la socavación en pilas y estribos se proponen medidas de protección en cada puente como son: implantación de muros de gaviones, tratamiento con hormigón e implantación de enrocados; estas medidas fueron debidamente diseñadas para cada uno de los puentes objeto de la investigación.

**Palabras claves:** Socavación, Degradación, Inspección, Evaluación, Protección.



## ABSTRACT

The present research work has for purpose to deal with the inspection and evaluation of the undermining in the foundations fingers bridges; The first is located in the Av. Ernesto Che Guevara and the second one at the sector of Charasol; The same that find on the river Burgay at Azogues city; through field research through direct observation , information was obtained that allowed get to evaluate the status of them , as part of the assessment calculations were performed in general and local scour piers and abutments.

They used the following methods for the analysis of the general undermining in the river bed: Lischtvan Levediev and Neill; They are used the methods for the analysis of the local undermining in stirrups of: Laursen, Hire and Melville and they used Carsten's methods, Larras, Laursen and Toch, Breusers, Nicollet for the analysis of the local undermining in sinks and Shen and the method of the CSU (state-owned University of red).

In order to avoid the undermining in sinks and the stirrups are offered protective measures at each bridge as they are: Implantation of walls of siege baskets, treatment with concrete and implantation of castled; these measures were designed for each of the bridges **of this investigation** properly.

Keywords: Scour, Degradation, Inspection, Assessment, Protection,



## ÍNDICE

### ÍNDICE GENERAL

Dedicatoria.....	16
Agradecimiento.....	17
Dedicatoria.....	18
Agradecimiento.....	19
<b>CAPÍTULO 1: CRITERIOS GENERALES.....</b>	<b>20</b>
1.1 INTRODUCCION.....	20
1.2 OBJETIVOS.....	21
1.2.1. Objetivo General. ....	21
1.2.2 Objetivos Específicos. ....	21
<b>CAPÍTULO 2: SOCAVACIÓN.....</b>	<b>22</b>
2.1 Conceptos básicos sobre socavación.....	22
2.2 Factores y formas de socavación.....	22
2.3 Tipos de socavación.....	23
2.3.1 Socavación a largo plazo.....	24
2.3.2 Migración lateral de la corriente.....	24
2.3.3 Socavación general.....	25
2.3.3.1 Socavación por contracción.....	25
2.3.4 Socavación local.....	26
2.3.4.1 Socavación local en pilas.....	27
2.3.4.2 Socavación local en estribos.....	28
2.3.5 Socavación total.....	29
2.4 Factores que afectan la socavación local en pilas.....	29
2.4.1 Ancho de la pila.....	30
2.4.2 Longitud de la pila.....	31
2.4.3 Ángulo de ataque del flujo.....	31
2.4.4 Profundidad del agua.....	31
2.4.5 Velocidad del flujo.....	31
2.4.6 Forma de la pila.....	32
2.4.7 Características del material del lecho como tamaño y cohesión.....	32
2.4.8 Tamaño y posición de la cimentación.....	33
2.4.9 Material flotante.....	34
2.5 Factores que afectan la socavación local en estribos.....	35
2.5.1 Longitud del estribo y profundidad del flujo.....	36
2.5.2 Forma del estribo.....	36
2.5.3 Velocidad de la corriente.....	37
2.5.4 Angulo de ataque del flujo.....	37
2.5.5 Geometría del cauce.....	38
2.5.6 Características del material del lecho como tamaño, gradación, y cohesión.....	39
2.6 Factores externos que pueden afectar la estabilidad de un puente.....	40



<b>CAPÍTULO 3: PROCESOS DE INSPECCIÓN Y EVALUACIÓN.....</b>	<b>41</b>
3.1 Inspección de puentes para análisis de socavación.....	41
3.2 Tipos de Inspección.....	42
3.4 Indicios de fallas.....	42
3.5 Pasos de un Programa de inspección.....	43
3.5.1 Recolección de información y Visita de campo.....	43
3.5.2 Reporte de la inspección.....	46
<b>CAPÍTULO 4: EVALUACIÓN DE LA SOCAVACIÓN EN PUENTES.....</b>	<b>47</b>
4.1 Generalidades.....	47
4.2 Información necesaria para evaluar un puente.....	47
4.3 Determinación y análisis de las variables que afectan la socavación.....	49
4.4 Calculo de la socavación.....	50
4.4.1 Calculo de la forma de socavación.....	50
4.4.2 Socavación general.....	51
4.4.3 Socavación local.....	57
4.4.3.1 Socavación local en pilas.....	57
4.4.3.2 Larras (1963).....	57
4.4.3.3 Método de Carsten (1966).....	59
4.4.3.4 Breusers, Nicollet y Shen (1977).....	60
4.4.3.5 Método de la Universidad Estatal de Colorado (CSU).....	60
4.5 Socavación local en estribos.....	63
4.6 Análisis de sensibilidad.....	68
4.7 Clasificación de los puentes.....	69
<b>CAPÍTULO 5: MEDIDAS PARA PROTECCIÓN DE PUENTES.....</b>	<b>70</b>
5.1 Medidas hidráulicas para protección de puentes.....	70
5.2 Protección local de un puente.....	72
5.3 Protección contra socavación por contracción.....	72
5.3.1 Método de Maza y García (J. A. Maza y M García (Maza, J. A., 1989).....	73
5.3.2 Protección contra la socavación local al pie de pilas.....	74
5.3.2.1 Método de Maza Álvarez.....	74
5.3.2.2 Método propuesto en HEC-18 (1993).....	76
5.3.2.2.1 Pantallas aguas arriba.....	76
5.3.2.2.2 Otras forma de protección.....	77
5.3.3 Protección contra la socavación local al pie de estribos.....	77
5.3.4 Otras medidas de protección de pilas y Estribos.....	79
5.3.4.1 Bolsas rellenas.....	79
5.3.4.2 Gaviones.....	80



5.3.5	Medidas estructurales para protección de Puentes.....	80
5.3.6	Reparaciones en seco y bajo agua.....	81
5.3.7	Reforzamiento de la cimentación existente.....	82
<b>CAPÍTULO 6: APLICACIÓN PRÁCTICA.....</b>		<b>86</b>
6.1	Fundamentación.....	86
6.2	Puente de la Av. Che Guevara.....	86
6.2.1	Formato de inspección de socavación de Puentes.....	87
6.2.2	Información de oficina.....	87
6.2.3	Revisión y evaluación de la información recolectada.....	88
6.2.4	Resumen de la información existente.....	88
6.2.5	Información sobre el puente.....	88
6.2.6	Problemas existentes o potenciales en el puente con relación a socavación.....	89
6.2.7	Información sobre el cauce.....	89
6.2.8	Otros parámetros.....	90
6.2.9	Calculo de la socavación.....	91
6.2.10	Forma de socavación.....	92
6.2.11	Socavación general.....	93
6.2.12	Socavación local.....	99
6.2.13	Fotografías.....	102
6.2.14	Evaluación de la situación del puente con respecto a la socavación .....	107
6.2.15	Medidas de Protección.....	108
6.3	Puente del Ferrocarril Sector Charasol.....	109
6.3.1	Formato de inspección de socavación de Puentes.....	110
6.3.2	Información de oficina.....	110
6.3.3	Revisión y evaluación de la información Recolectada.....	111
6.3.4	Resumen de la información existente.....	111
6.3.5	Información sobre el puente.....	112
6.3.6	Problemas existentes o potenciales en el puente con relación a socavación .....	112
6.3.7	Información sobre el cauce.....	113
6.3.8	Otros parámetros.....	114
6.3.9	Calculo de Socavación.....	114
6.3.10	Forma de socavación.....	116
6.3.11	Socavación general.....	117
6.3.12	Socavación local.....	123
6.3.12.1	Socavación local en estribos.....	124
6.3.12.2	Socavación local en la pila.....	127
6.3.13	Fotografías.....	133
6.3.14	Evaluación de la situación del puente con respecto a la socavación.....	141



6.3.15 Medidas de Protección.....	141
Bibliografía.....	144
Anexos.....	145

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Tipos de socavación	24
Figura 2. Socavación General	25
Figura 3. Contracción de flujo	26
Figura 4. Esquema de un vórtice tipo herradura alrededor de una pila vista en planta	27
Figura 5. Comportamiento del flujo en una pila cilíndrica	28
Figura 6. Esquema de la socavación en estribos	29
Figura 7. Variación de la profundidad de socavación en una pila circular, sedimento uniforme y profundidad del flujo alta en relación con el ancho de la pila.	32
Figura 8. Coeficiente $k_d$ que muestra el efecto del tamaño del sedimento sobre las profundidades de socavación	33
Figura 9. Configuración no uniforme de las pilas. Zona 1: tope de la fundación por encima del lecho. Zona 2: tope de la fundación dentro del hueco de socavación. Zona 3: tope de la fundación por debajo del hueco de socavación.	34
Figura 10. Influencia de desechos en la formación de huecos de socavación	35
Figura 11. Formas comunes de estribos	36
Figura 12. Influencia de la intensidad del flujo $V/V_c$ sobre la profundidad de socavación	37
Figura 13. Angulo de ataque del flujo sobre el de estribos.	38
Figura 14. Esquema de estribos construidos en cauces compuestos	38
Figura 15. Influencia de la gradación del sedimento.	39
Figura 16. Pasos de un programa de evaluación.	48
Figura 17. Sección transversal del cauce	52
Figura 18. Formas usuales de pilas	59
Figura 19. Formas típicas de pilas	61
Figura 20. Casos de obstrucción de estribos	64
Figura 21. $k_\theta$ Coeficiente según angulo de ataque	67
Figura 22. Comportamiento del enrocado como protección de pilas de puentes. a) Condición antes de la socavación. b) Condición durante la socavación.	75
Figura 23. Enrocado como protección de pilas de puentes. a) Angulo de ataque nulo. b) Angulo de ataque variable.	75



Figura 24. Protección de pilas con pantallas	77
Figura 25. Enrocado de protección al pie de estribos	79
Figura 26. Secuencia en el recalce de la cimentación con bloques de concreto	82
Figura 27. Tablestacas y llenado de vacíos. Tablestacas cortadas a ras con el tope de la zapata	84
Figura 28. Pilotes inclinados como impedimento al hincado de tablestacas.	84
Figura 29: Informe de laboratorio	91
Figura 30. Sección transversal de la zona del puente	94
Figura 31. Esquema de análisis en el que se basa los cálculos de socavación	95
Figura 32. Socavación producida, Método Lichstav-Levediev	97
Figura 33. Socavación producida, Método de Neill	98
Figura 34. Análisis Granulométrico río sector Charasol	115
Figura 35. Sección transversal de la zona del puente	117
Figura 36. Esquema de análisis en el que se basa los cálculos de socavación	118
Figura 37. Socavación producida, Método Lichstvan-Levediev	121
Figura 38. Socavación producida, Método de Neill	123

### ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Aspectos a inspeccionar en un puente con énfasis en socavación: Condiciones aguas arriba del puente.	44
Tabla 2 Aspectos a inspeccionar en un puente con énfasis en socavación. Condiciones en el puente.	45
Tabla 3 Aspectos a inspeccionar en un puente con énfasis en socavación. Condiciones aguas abajo del puente.	46
Tabla 4. Factor de corrección por contracción del cauce $\mu$	54
Tabla 5. Factor de corrección por forma de la pila	58
Tabla 6. Factor de corrección por ángulo de ataque del flujo	59
Tabla 7. Factor de corrección por forma de pila	61
Tabla 8. Factor de corrección por ángulo de ataque del flujo	61
Tabla 9. Factor de corrección según forma del lecho	62
Tabla 10. Factor de corrección por acorazamiento del sedimento del lecho	62
Tabla 11. Coeficiente por la forma del estribo	65
Tabla 12. Coeficiente según forma de estribo	66
Tabla 13. Medidas de protección de puentes.	71
Tabla 14. Información sobre el puente	88
Tabla 15. Datos de entrada y cálculo de la velocidad media del río	92
Tabla 16: Muestra el cálculo de la velocidad crítica del lecho.	93
Tabla 17. Resultados de tipo de socavación	93
Tabla 18. Datos comunes para los métodos de cálculo utilizados	96
Tabla 19. Datos de entrada método de Lischtvan-Levediev	96
Tabla 20. Resultados de cálculo método Lischtvan-Levediev	97
Tabla 21. Datos de entrada para cálculo de socavación por el	97



método de Neill	
Tabla 22. Resultados de socavación	98
Tabla 23. Datos de entrada. Método Laursen.	99
Tabla 24. Cálculo y resultados de profundidad de socavación según Laursen	99
Tabla 25. Datos de entrada. Método Hire	100
Tabla 26. Coeficientes y resultado de cálculo de profundidad de socavación. Método Hire.	100
Tabla 27. Datos de entrada. Método Melville	101
Tabla 28. Valores de coeficientes y cálculo de la profundidad de socavación	101
Tabla 29. Resumen de valores de entrada y resultados de cada método	102
Tabla 30. Información sobre el puente	112
Tabla 31. Informe sobre el cauce	113
Tabla 32. Datos de entrada y cálculo de la velocidad media del río Según Manning.	116
Tabla 33. Calculo de la velocidad crítica del río. Según Hec – 18	116
Tabla 34. Resultados de tipo de socavación.	117
Tabla 35. Datos comunes para los métodos de cálculo de socavación.	119
Tabla 36. Datos de entrada método de Lischtvan-Levediev	120
Tabla 37. Resultados de cálculo método Lischtvan-Levediev	120
Tabla 38. Datos de entrada para cálculo de socavación por el método de Neill	121
Tabla 39. Resultados de socavación Método de Neill	122
Tabla 40. Resumen de los cálculos de socavación general	123
Tabla 41. Datos de entrada. Método Laursen	124
Tabla 42. Cálculo y resultados de profundidad de socavación según Laursen	124
Tabla 43. Datos de entrada. Método Hire	125
Tabla 44. Coeficientes y resultado de cálculo de profundidad de socavación.	125
Tabla 45. Datos de entrada. Método Melville	126
Tabla 46. Valores de coeficientes y cálculo de la profundidad de socavación	126
Tabla 47. Resumen de valores de enrocado y resultados de cada Método	127
Tabla 48. Datos de entrada. Método Carsten.	127
Tabla 49. Parámetros de cálculo y resultado de profundidad de socavación según Carsten.	128
Tabla 50. Datos de entrada. Método Larras	128
Tabla 51. Coeficientes y resultado de cálculo de profundidad de socavación. Método Larras	129
Tabla 52. Datos de entrada y resultado de profundidad de socavacion.	129
Tabla 53. Dato de entrada y cálculo de la profundidad de socavación	130



Tabla 54. Datos de entrada. Método CSU	130
Tabla 55 Valores de coeficiente y de profundidad de socavación	131
Tabla 56. Resumen de valores de entrada y resultados de cada método	132

### ÍNDICE DE FOTOS

Fotografía 1. Enrocado río Tomebamba, Cuenca	73
Fotografía 2. Enrocado del puente Confederación, Norththumberland	74
Fotografía 3. Ubicación del puente Av. Che Guevara	86
Fotografía 4. Ubicación de la sección a analizar	94
Fotografía 5. Vista aérea del puente donde se puede verificar el ángulo que forma el eje del mismo con el eje del cauce del río.	102
Fotografía 6. Vista lateral del puente desde aguas arriba.	103
Fotografía 7. Vista lateral del puente desde aguas abajo	103
Fotografía 8. Estado de las laderas aguas arriba en el margen derecho	104
Fotografía 9. Estado de las laderas aguas arriba en el margen izquierdo.	104
Fotografía 10. Estado de las laderas aguas abajo en el margen derecho	105
Fotografía 11. Estado de las laderas aguas abajo en el margen izquierdo.	105
Fotografía 12. Estribo izquierdo	106
Fotografía 13. Estribo derecho.	106
Fotografía 14. Degradación del material que existe tras las columnas del estribo izquierdo	107
Fotografía 15. Ubicación del puente Ferrocarril sector Charasol	109
Fotografía 16. Ubicación de la sección a analizar	118
Fotografía 17. Vista aérea del puente donde se puede verificar el ángulo que forma el eje del mismo con el eje del cauce del río	133
Fotografía 18. Vista lateral del puente desde aguas arriba.	133
Fotografía 19. Vista lateral desde aguas abajo del puente	134
Fotografía 20. Ubicación del estribo en construcción en el margen izquierdo, aguas arriba del puente en análisis	134
Fotografía 21. Ubicación del estribo en el margen izquierdo, aguas abajo del puente en análisis.	135
Fotografía 22. Estado de las laderas aguas arriba en el margen derecho	135
Fotografía 23. Estado de las laderas aguas arriba en el margen izquierdo.	136
Fotografía 24. Estado de las laderas aguas abajo en el margen derecho.	136
Fotografía 25. Estado de las laderas aguas abajo en el margen	



izquierdo.	137
Fotografía 26. Estado del estribo derecho (aguas arriba).	137
Fotografía 27. Estado del estribo derecho (en el lecho).	138
Fotografía 28. Estado del estribo derecho (aguas abajo).	138
Fotografía 29. Estado de pila central derecha (en el cauce)	139
Fotografía 30. Estado de pila central derecha (aguas abajo)	139
Fotografía 31. Escombros que están obstruyendo el flujo del cauce	140
Fotografía 32. Fractura que se presenta en la parte inferior del puente (luz derecha)	140



**UNIVERSIDAD DE CUENCA**  
Fundada en 1867

Yo, **José Miguel Calderón Brito**, autor de la tesis **INSPECCION Y EVALUACION DE LA SOCAVACION EN CIMENTACIONES DE PUENTES Y ESTABLECIMIENTO DE MEDIDAS DE PROTECCION CONTRA ESTE FENOMENO**, reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Ingeniero Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

**José Miguel Calderón Brito**  
010580037-9

---

*Cuenca Patrimonio Cultural de la Humanidad. Resolución de la UNESCO del 1 de diciembre de 1999*

Av. 12 de Abril, Ciudadela Universitaria, Teléfono: 405 1000, Ext.: 1311, 1312, 1316  
e-mail [cdjbv@ucuenca.edu.ec](mailto:cdjbv@ucuenca.edu.ec) casilla No. 1103  
Cuenca - Ecuador



**UNIVERSIDAD DE CUENCA**  
Fundada en 1867

Yo, **Diego Sebastián Alomía Castro**, autor de la tesis **INSPECCION Y EVALUACION DE LA SOCAVACION EN CIMENTACIONES DE PUENTES Y ESTABLECIMIENTO DE MEDIDAS DE PROTECCION CONTRA ESTE FENOMENO**, reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de **Ingeniero Civil**. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

**Diego Sebastián Alomía Castro**  
030152461-7

---

*Cuenca Patrimonio Cultural de la Humanidad. Resolución de la UNESCO del 1 de diciembre de 1999*

Av. 12 de Abril, Ciudadela Universitaria, Teléfono: 405 1000, Ext.: 1311, 1312, 1316  
e-mail [cdjbv@ucuenca.edu.ec](mailto:cdjbv@ucuenca.edu.ec) casilla No. 1103  
Cuenca - Ecuador



**UNIVERSIDAD DE CUENCA**  
Fundada en 1867

Yo, **Diego Sebastián Alomía Castro**, autor de la tesis **INSPECCION Y EVALUACION DE LA SOCAVACION EN CIMENTACIONES DE PUENTES Y ESTABLECIMIENTO DE MEDIDAS DE PROTECCION CONTRA ESTE FENOMENO**, certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor/a.

**Diego Sebastián Alomía Castro**  
**030152461-7**



**UNIVERSIDAD DE CUENCA**  
Fundada en 1867

Yo, **José Miguel Calderón Brito**, autor de la tesis **INSPECCION Y EVALUACION DE LA SOCAVACION EN CIMENTACIONES DE PUENTES Y ESTABLECIMIENTO DE MEDIDAS DE PROTECCION CONTRA ESTE FENOMENO**, certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor/a.

---

**José Miguel Calderón Brito**  
010580037-9

---

*Cuenca Patrimonio Cultural de la Humanidad. Resolución de la UNESCO del 1 de diciembre de 1999*

Av. 12 de Abril, Ciudadela Universitaria, Teléfono: 405 1000, Ext.: 1311, 1312, 1316

e-mail [cdjbv@ucuenca.edu.ec](mailto:cdjbv@ucuenca.edu.ec) casilla No. 1103

Cuenca - Ecuador



## **DEDICATORIA**

*Los sueños se van cumpliendo con el trajinar de los días y con el esfuerzo de una existencia, más no caminamos solos, en cada recodo o escondrijo de nuestra realidad se hacen presentes de una u otra forma aquellos seres que son nuestro aliciente, la fuerza para caminar, el empuje para seguir hacia adelante; a esas personas que creyeron en mí, aquellos que confiaron, aquellos que dijeron “adelante, no te rindas” a cada uno de ellos dedico este trabajo investigativo, fruto del árbol de conocimiento, con amor dedico a Dios, a mis padres, hermanos, a mi esposa y a mi hijo que juntos son mi fuerza para seguir adelante, gracias por existir y estar siempre a mi lado*

*Sebastián Alomía*



## **AGRADECIMIENTO**

*No existe en el Universo una realidad más grande que el ser humano, y si algo lo distingue de los animales, no es su inteligencia, la sapiencia o el amor, lo que lo hace diferente es la gratitud, por ello y con aprecio y respeto mi agradecimiento a todos y cada uno de los catedráticos de la Universidad de Cuenca, al Ing. Wilson Fabián Cordero G. tutor y apoyo en el logro alcanzado, a mi compañero de investigación José y a todos quienes colocaron los cimientos, a los que creyeron en mí y también a los que dudaron, de cualquier manera fueron mi fortaleza.*

*Gracias.*

*Sebastián Alomía*



## **DEDICATORIA**

*La fortaleza de los hombres se mide en la capacidad de llegar a lograr lo que en su momento se propusieron, en caminar los senderos intransitables, pero sobre todo en ir haciendo caminos, dejando huella a su paso, pero el caminar solo se llegará más pronto, más cuando se camina acompañado se llega más lejos, vaya este trabajo para aquellos que saben hacer del camino un sendero para los otros, para aquellos que cumplen los sueños, para mis padres, esposa e hija que supieron ser la guía, la mano amiga, el remanso en que se calma la sed y se descansa del trajinar.*

*José Calderón*



## **AGRADECIMIENTO**

*Dice el pensador que “sólo un exceso es permitido al hombre y este es el exceso de gratitud”, vaya mi profundo agradecimiento a todos quienes de una u otra forma fueron partícipes en el desarrollo de este trabajo investigativo, a los docentes de la Universidad de Cuenca por sus sabias enseñanzas, por su consejo y sobre todo por compartir su gran experiencia, al Ing. Wilson Fabián Cordero tutor de esta investigación, a todos aquellos que tuvieron fe en que se alcanzaría la meta, que el tiempo sea fructífero en gratitud.*

*Gracias.*

*José Calderón.*



# CAPÍTULO 1

## CRITERIOS GENERALES

### 1.1 INTRODUCCION

La socavación es el resultado de la acción erosiva del flujo de agua que arranca y acarrea material de lecho y de las bancas de un cauce, convirtiéndose en una de las causas más comunes de falla en puentes.

Es por esto que la inspección y evaluación de las condiciones actuales de un puente permitirá tomar decisiones correctas en el mantenimiento de la estructura en lo referente a establecimiento de medidas de protección. La principal problemática desde el punto de vista de la hidráulica es que los estribos de los puentes y las pilas intermedias que soportan la estructura del puente y que están cimentadas sobre el lecho de un río, al paso de una creciente se ven afectadas por la socavación local. Esto deriva que la estructura se vea en peligro de un colapso a causa de que el material que se encuentra en el fondo del río y al pie de la estructura, es extraído por el cambio brusco de velocidades dando como resultado que la pila o estribo del puente pierda profundidad en su cimentación o en el peor de los casos quede totalmente al descubierto la zapata de cimentación.

Por lo antes mencionado se considera en el estudio investigativo la existencia de la problemática en la estructura de los puentes debido a que en las estaciones invernales se presentan el crecimiento de las precipitaciones y el aumento del caudal en el río Burgay lo que coloca en serio peligro a los diversos puentes, de ahí que se hace necesario un proceso de inspección, evaluación y proposición de aspectos que permitan determinar criterios claros al respecto y dar propuestas valederas, siempre ceñidas a criterios técnicos.

Se plantea hacer una inspección y evaluación, al pie de pilas y estribos de los puentes "Del Ferrocarril (sector Charasol) y el Puente sobre la Av. Ernesto Che Guevara (sector terminal Terrestre) ubicados sobre el río Burgay en la ciudad de Azogues, para así poder establecer las medidas correctivas necesarias para contrarrestar la socavación en los elementos de la subestructura.

Para el desarrollo de la investigación se han determinado aspectos claramente definidos y estructurados en capítulos como se detallan a continuación:

Capítulo 1 en donde se desarrollan generalidades del problema y los objetivos tanto generales como específicos que se quieren alcanzar con la



investigación; en el capítulo 2 se trata sobre los conceptos básicos de la socavación, con lo que se permite sustentar en un marco teórico técnico todo el problema de la investigación; capítulo 3

## **1.2 OBJETIVOS**

### **1.2.1. Objetivo General.**

Inspeccionar y evaluar la socavación local en elementos de apoyo de los puentes: “Del Ferrocarril (sector Charasol)” y el puente sobre la “Av. Ernesto Che Guevara (sector terminal terrestre)” de la ciudad de Azogues, para de esta manera establecer la medida de protección más idónea para contrarrestar los efectos adversos que la misma esté produciendo.

### **1.2.2 Objetivos Específicos.**

- Definir conceptos relacionados con la socavación de puentes.
- Describir niveles de evaluación del fenómeno de socavación en puentes.
- Determinar los diferentes métodos de cálculo de socavación en puentes
- Identificar y determinar indicios de fallas relacionadas con la socavación en puentes.
- Establecer medidas de mitigación del fenómeno de socavación en los puentes de estudio.



## CAPÍTULO 2 SOCAVACIÓN

### 2.1 Conceptos básicos sobre socavación

El concepto de socavación es difícil de precisar aun cuando se lo puede interpretar como forma especial de erosión donde existe un movimiento de partículas que constituyen una base de apoyo, sin embargo se considera a la socavación como “La remoción de materiales del lecho y de las bancas de un cauce debido a la acción erosiva del flujo de agua alrededor de una estructura hidráulica”. La socavación se produce por un desequilibrio entre el aporte sólido que trae el agua a una cierta sección y la mayor cantidad de material que es removido por el agua en esa sección.

La socavación se puede producir de diferentes maneras y dependen del tipo de suelo que forme el cauce según esto se puede tener materiales de suelos granulares sueltos que se erosionan rápidamente mientras que suelos arcillosos son más resistentes a la erosión pero al final la socavación puede ser tan profunda en ambos casos que lo único que varía es simplemente el tiempo en que llegaría a esta profundidad dependiendo de las crecientes que se requieran para que se produzca una máxima profundidad de socavación según el tipo de material que el lecho conforme.

La posibilidad de arrastre de los materiales de fondo en cada punto se considera dependiente de la velocidad media del agua y de la velocidad media requerida para arrastrar las partículas de sedimento.

### 2.2 Factores y formas de socavación

Factores como La geomorfología, el flujo de inundación, los sedimentos del lecho y la geometría del puente pueden ser agentes que afectan a la profundidad de socavación. A estos se suman también las características del sitio y del río que terminan siendo más importantes en la socavación general que en la localizada, el clima, la topografía y vegetación son propias del sitio y la sección transversal, la forma del lecho y las propiedades del contorno del canal son algunas de las características del río. Estos últimos son de primordial importancia porque definen el comportamiento del agua y la tasa de transporte de sedimentos en el sitio del puente.

En lo que respecta a las formas de socavación estas dependen de que si existe o no movimientos de sedimentos desde aguas arriba pudiendo ser en lecho móvil o socavación en agua clara, las mismas que se relacionan con el transporte de sedimentos:



- **Socavación en lecho móvil**

Conocido también como socavación en lecho vivo, se presenta cuando hay transporte de sedimentos desde el lecho aguas arriba hasta el sitio del lugar de construcción de un puente, quedando por lo tanto parte de este sedimento atrapado en el hueco de socavación. En este tipo de socavación, la profundidad depende de la relación que exista entre la tasa de suministro de sedimentos y la tasa de descarga de los mismos.

La profundidad de estado de equilibrio, se logra cuando el promedio de transporte de los sedimentos del material del lecho dentro del hueco de socavación es igual a los removidos por él, lo que se conoce como condición de umbral.

- **Socavación en agua clara.**

El flujo de sedimentos es cero dentro de la cuenca de socavación y el material del lecho aguas arriba está en reposo es decir no existe transporte de sedimentos desde aguas arriba hasta el sitio, en este caso la erosión es continua y la profundidad de socavación aumenta con el tiempo llegando a un valor límite donde el esfuerzo cortante en el lecho no es suficiente para evacuar más partículas, debido a que el esfuerzo cortante real es menor que el esfuerzo crítico, o sea cuando el flujo de agua no puede mover más partículas del hueco formado.

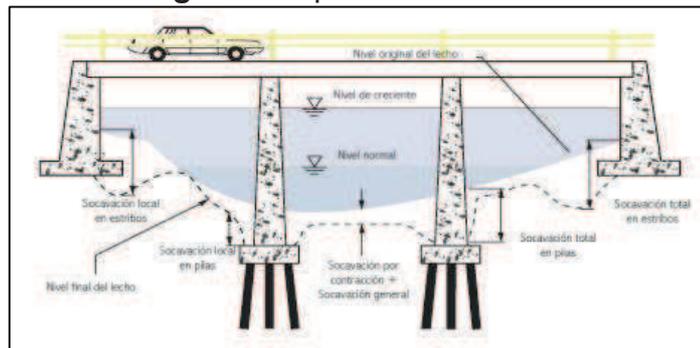
### **2.3 Tipos de socavación**

Se deben tener en cuenta cuatros tipos al realizar la evaluación de la socavación en puentes:

- Socavación a largo plazo.
- Socavación por migración lateral de la corriente.
- Socavación general por contracción y otras causas.
- Socavación local.

Se debe tener en cuenta que para predecir la socavación no existen métodos únicos ni exactos. En el caso de socavación local y general las profundidades son mas que calculadas estimadas, ya que las formas de cálculo no brindan un valor exacto, esto debido a que se usan métodos empíricos. Los otros dos tipos de socavación deben considerarse en una evaluación integral del puente y quedara a juicio su estimación cualitativa pues es difícil determinarlas por medio de métodos expeditos.

**Figura. 1** Tipos de socavación



**Fuente:** SIPUCOL

El interés por determinar los diferentes tipos de socavación radica en saber si la estructura corre algún riesgo para así poder establecer formas de protección.

### **2.3.1 Socavación a largo plazo**

Se refiere a la tendencia a la degradación que el lecho presenta a lo largo del tiempo debido a causas externas, ya sean naturales o inducidas por el hombre.

Existen muchas causas que pueden alterar la elevación del lecho del cauce durante el tiempo y que pueden afectar la zona donde se vaya a construir o se encuentre el puente, las mismas que pueden ser causadas natural o artificialmente.

El lecho puede estar en degradación o agradación; el primero es perjudicial para la estabilidad del puente desde el punto de vista de la socavación, mientras que el otro es benéfico para la estabilidad pero esta no se toma en cuenta en la evaluación de un puente por socavación.

Según un artículo de la Universidad del Cauca, Venezuela “Degradación se refiere al descenso o socavación del lecho del cauce debido al déficit en el suministro de sedimentos desde aguas arriba. El fenómeno opuesto es la agradación, la cual se refiere a la sedimentación de materiales del cauce o de la cuenca en sectores aguas arriba de un puente”.

### **2.3.2 Migración lateral de la corriente**

Por lo general esta ocurre dentro de las zonas bajas inundables y puede afectar la estabilidad de pilas, estribos y las zonas de aproximación. Lo mas general es que esta migración se de en las curvas de los flujo donde el arrastre de los sólidos es mayor en la zona externa que en la interna del cauce produciendo una mayor influencia.

Los factores que afectan la migración lateral de un cauce y la estabilidad de un puente son:

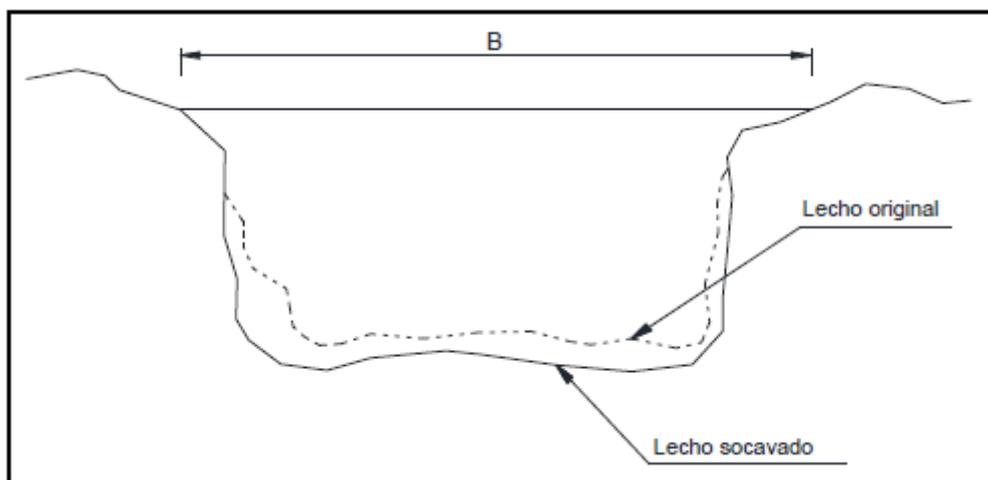
- Geomorfología de la corriente
- Localización del puente
- Características del flujo
- Características del material del lecho y las bancas

### 2.3.3 Socavación general

Consiste en socavación que se da en el fondo del lecho al largo de todo el río en general y esto se da por la capacidad de la corriente de arrastrar y transportar los sedimentos del lecho en suspensión en las crecientes; en este caso no necesariamente se debe a factores externos como los humanos por construcción de puentes u otras estructuras. Este tipo de socavación se da comúnmente por una contracción del flujo que ocasiona la remoción del material en el fondo del cauce.

El descenso del lecho puede darse de forma tanto uniforme como no uniforme y todavía es poco conocido pues es difícil estimar los comportamientos físicos que ocurren en realidad dentro del cauce y los métodos de cálculo son simplemente una estimación de estos.

**Figura 2.** Socavación General



**Fuente:** Sebastián Alomía.  
José Calderón

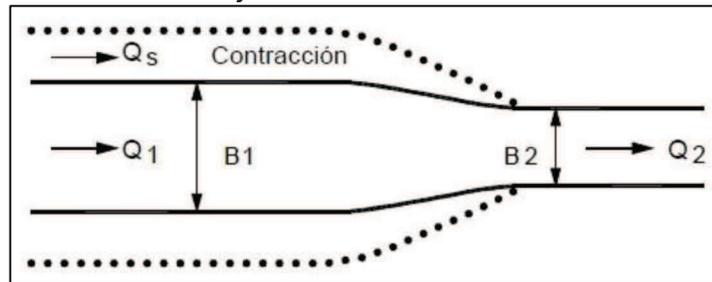
#### 2.3.3.1 Socavación por contracción

Esta socavación se produce por el estrechamiento o disminución del ancho del flujo que pueden ser causadas natural o artificialmente lo que produce un aumento de la capacidad de arrastre de sólidos debido a que aumenta la velocidad media del agua, por lo tanto aumenta también su

esfuerzo cortante, esto implica que las fuerzas erosivas o de socavación también aumenten provocando que la cantidad de material del lecho sea removido y no exista o merme la cantidad de material transportado hacia el sitio socavado.

Con el tiempo la velocidad y el esfuerzo cortante van a mermar por la disminución del lecho provocando nuevamente una situación de equilibrio en el cauce, es decir que el material que es removido sea igual al material transportado hasta el sitio en consideración.

**Figura 3.** Contracción de flujo



**Fuente:** SUÁREZ, Jaime. (2001).

Existen también otros factores aparte de la construcción de estructuras en el río que pueden causar una socavación por contracción tales como:

- Contracciones naturales de la corriente.
- Zonas de aproximación al puente que obstruyen las planicies de inundación.
- Islas o barras de sedimentos en el puente, aguas arriba o aguas abajo.
- Acumulación de basuras.
- Crecimiento de vegetación en el cauce, en las bancas, o en la zona de inundación.
- Flujo a presión en el puente.

#### 2.3.4 Socavación local

Se considera como el principal problema de las pilas de los puentes u otras estructuras y se define como la remoción del material que circunda a la estructura u obras complementarias alrededor de un puente y pueden presentarse en condiciones de agua clara o lecho móvil.

Está causada por factores hidráulicos que ocurren como el cambio de dirección de las líneas de corriente, la turbulencia, la aceleración del flujo y los vórtices resultantes inducidos por la obstrucción al flujo.

### 2.3.4.1 Socavación local en pilas

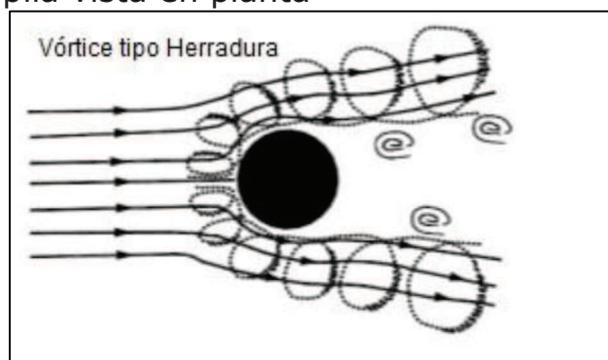
Se debe considerar que cuando se construyen las estructuras de un puente como son las pilas o estribos el principal problema que se presenta es el conocimiento de la socavación local que se va a provocar, debido a que pueden ser de tal magnitud que alcancen la base de las pilas y así provocar la falla de la estructura.

Según, (Dargahi, B. 1990), puede decirse que el mecanismo que produce la socavación está asociado a la separación tridimensional del flujo en la cara aguas arriba de la pila y a un vórtice periódico al pie de ella. Es por ello que se produce un sistema de vórtices al pie de la pila del cual los llamados vórtices de herraduras son los principales causantes de la socavación.

La acumulación de agua hacia arriba de la obstrucción produce una especie de onda en la superficie y un flujo vertical hacia abajo que crea una fuerte gradiente de presiones lo que ocasiona separación del flujo, como consecuencia de lo cual se origina un sistema de:

- **Vórtices tipo Herradura:** La aceleración del flujo alrededor de la pila genera una corriente vertical hacia la base de la misma impactando el fondo de lecho, produciéndose un vórtice que arrastra material a su alrededor y aguas abajo de la estructura. Poseen este nombre debido a la forma que adquieren cuando se observan en planta
- **Estela de vórtice:** Son vórtices más débiles formados por la separación del flujo a los lados de la pila. Interactúan con los de tipo herradura al trasladarse hacia abajo provocando que el lecho oscile lateral y verticalmente.
- **Vórtice de extremo:** El sistema de vórtices de extremo generalmente ocurre con pilas completamente sumergidas. Se forman por uno o más vórtices pegados al dintel de las pilas.

**Figura 4.** Esquema de un vórtice tipo herradura alrededor de una pila vista en planta

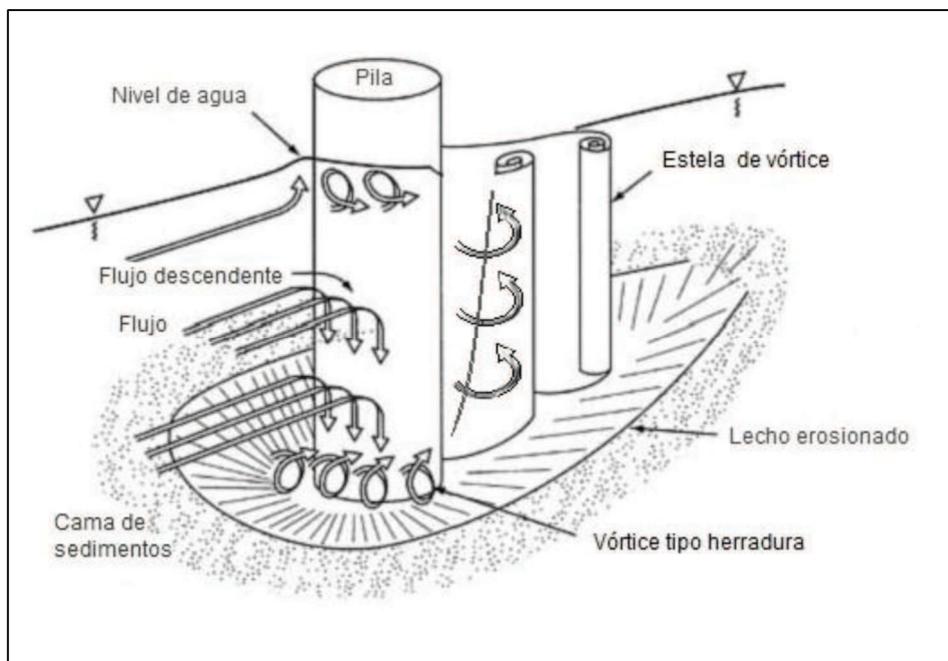


**Fuente:** Jaime Suarez, 2001.

Bajo la acción de los vórtices, el sedimento es transportado de manera rotacional. El flujo hacia abajo, al frente de la pila actúa como un jet vertical que forma un surco para luego girar 180°.

El flujo hacia arriba combinado con los vórtices de herradura que se forman en la base de la pila remueve el material del lecho y si la tasa de transporte de sedimento desde la zona de obstrucción es mayor que el aporte de sedimentos proveniente de aguas arriba, se crea el hueco de socavación. El vórtice de herradura se extiende hacia aguas abajo de la pila hasta que pierde su forma al confundirse con la turbulencia general del flujo.

**Figura 5.** Comportamiento del flujo en una pila cilíndrica

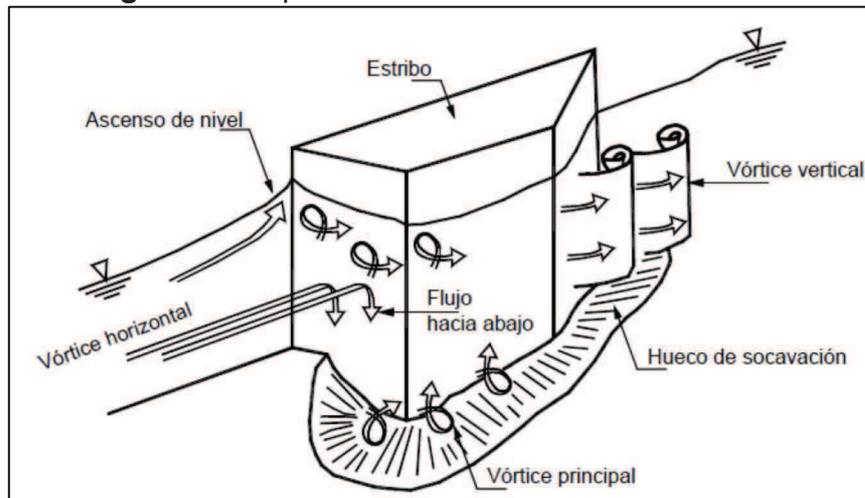


**Fuente:** Raudkivi, A. J., 1986.

### 2.3.4.2 Socavación local en estribos

La socavación en estribos se encuentra afectada por los mismos fenómenos que causan la socavación local en pilas cuando los estribos obstruyen el paso del agua. Esta obstrucción forma un vórtice de eje horizontal que empieza en la parte aguas arriba y corre a lo largo del pie de la estructura y un vórtice de eje vertical al final de la misma. Este vórtice al pie del estribo es similar al vórtice de herradura de las pilas y el vórtice al final es similar a los vórtices de estela más débiles que se forman aguas abajo.

**Figura 6.** Esquema de la socavación en estribos.



**Fuente:** Jaime Suarez 2001.

### 2.3.5 Socavación total

La socavación total es el resultado de la suma de los efectos debidos a cuatro tipos diferentes de socavación:

- Socavación a largo plazo.
- Migración lateral de la corriente.
- Socavación general por contracción u otras causas.
- Socavación local en pilas y estribos.

Existe una gran variedad de métodos para calcular profundidades de socavación general y local en pilas y estribos, en la mayoría investigaciones de laboratorio. Sin embargo, no existen métodos sencillos para determinar el efecto sobre el puente de la socavación a largo plazo y de la migración lateral de la corriente, por lo que se debería recurrir al análisis de información histórica y al conocimiento y buen criterio del investigador.

### 2.4 Factores que afectan la socavación local en pilas

La profundidad de socavación de equilibrio en una pila puede ser escrita según adaptación de B. W. Melville (1988) de la siguiente forma:

$$d_s = f(\rho_w, \rho_s, v, V, h, D, \sigma_g, g, a, F, \varphi) \quad (1)$$

Donde:

$d_s$  = profundidad de socavación en la pila

$f$  = función de

$\rho_w$  = densidad del agua (se asume constante para casos prácticos)

$\rho_s$  = densidad del sedimento (se asume constante para casos prácticos)



$\nu$  = viscosidad cinemática (se asume constante para casos prácticos)  
 $V$  = velocidad media de la corriente  
 $h$  = profundidad del flujo  
 $D$  = diámetro característico del sedimento  
 $\sigma_g$  = desviación estándar geométrica del sedimento  
 $g$  = aceleración debida a la fuerza de gravedad  
 $a$  = ancho de la pila  
 $F$  = parámetro que describe la forma de la pila  
 $\varphi$  = ángulo de ataque del flujo que indirectamente considera la longitud de la pila

Las densidades del agua y del sedimento y la viscosidad cinemática se asumen constantes para casos prácticos y por lo tanto la ecuación (1) se puede presentar en forma adimensional de la siguiente manera:

$$\frac{d_s}{a} = f\left(\frac{V^2}{gD}, \frac{h}{a}, \frac{D}{a}, \sigma_g, F, \varphi\right) \quad (2)$$

Sin embargo, además de los anteriores, existen otros factores que afectan la profundidad de socavación:

- Tiempo de duración del proceso erosivo
- Tipo de sedimento: granular o cohesivo
- Estratificación del lecho del río
- Configuración del cauce
- Presencia de hielo y basuras
- Tamaño y posición de la cimentación

La mayoría de los métodos de cálculo no consideran todos los factores antes mencionados, los que comúnmente si se consideran en las formas de cálculo son los siguientes: dimensiones y forma de la pila, ángulo de ataque del flujo, profundidad y velocidad del flujo.

### 2.4.1 Ancho de la pila

Existe una relación entre el ancho de pila y la profundidad de socavación y hace referencia a que mientras más ancha es la pila mayor es la profundidad de socavación, ya que aumentan también el tamaño de los vórtices de herradura asociados con el proceso de socavación. Sin embargo, algunas investigaciones indican que en pilas muy anchas se inhibe la formación de los vórtices de herradura y solo se presentan vórtices de estela.

En el caso de arena uniforme la profundidad de socavación puede ser menor o igual que 2 veces el ancho de la pila. Este valor puede llegar a ser de 2.3 en sedimentos uniformes sin formaciones de lecho como rizos. Según algunos investigadores han propuesto soluciones tan simples



como que las profundidades de socavación en pilas circulares varían entre 1.4 a 2.4 veces el ancho de la pila.

#### **2.4.2 Longitud de la pila**

En el caso de que las pilas se encuentren alineadas con el flujo no existe ningún problema ya que los vórtices no se formarían como si fueran las pilas sesgadas, es por ello que el efecto es mayor en este caso y se debería tener en cuenta para el cálculo de la socavación.

#### **2.4.3 Ángulo de ataque del flujo**

El ángulo de ataque es de mayor influencia para la socavación local en el caso de pilas de forma diferente a la circular y hace referencia a pilas no alineadas con la dirección de la corriente. A medida que aumenta este ángulo, la ubicación de la máxima profundidad de socavación se mueve a lo largo del lado expuesto desde aguas arriba hasta aguas abajo.

Para pilas no alineadas con la dirección de la corriente, la profundidad local de socavación está relacionada con el ancho proyectado de la pila y éste aumenta rápidamente con el ángulo de ataque del flujo y la longitud de la pila.

#### **2.4.4 Profundidad del agua**

Se encuentra relacionado directamente con la profundidad de socavación pues al aumentar la profundidad de agua quiere decir que aumenta la cantidad de caudal y a su vez esta va a aumentar la profundidad de socavación.

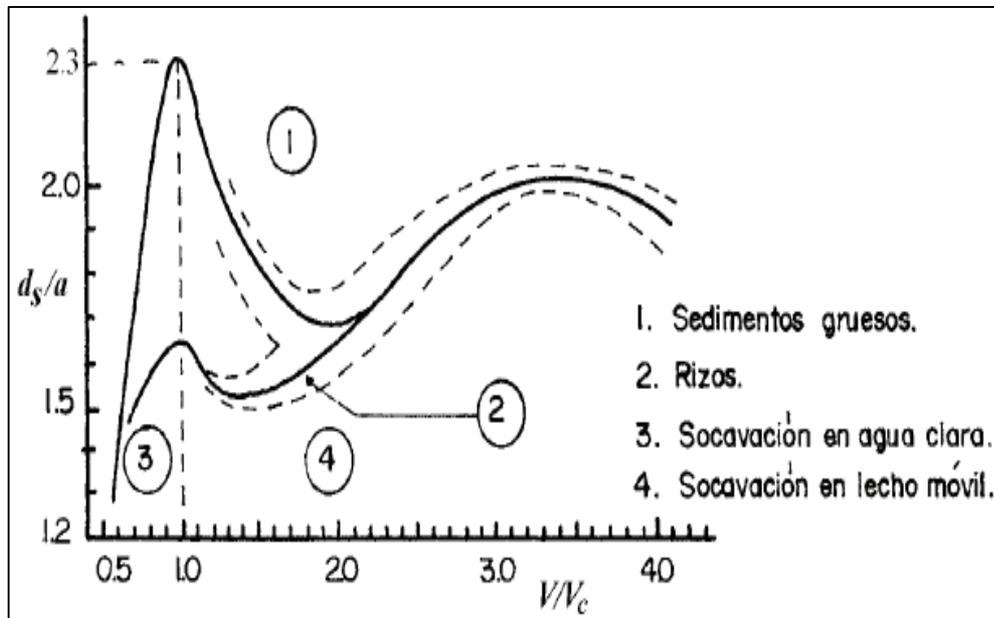
Se ha determinado que esta profundidad de socavación aumenta hasta un valor límite de relación profundidad de flujo ( $h$ ) / ancho de pila ( $a$ ) donde ya no hay influencia de la profundidad de flujo. Se considera este valor límite cuando  $h/a$  es mayor que 3.

#### **2.4.5 Velocidad del flujo**

A mayor velocidad del flujo, mayor es la socavación ya que aumenta las condiciones críticas para el inicio del transporte de sedimentos o sea en la frontera entre condiciones de agua clara y lecho móvil. La socavación local en una pila empieza cuando la velocidad cortante o la velocidad del flujo exceden aproximadamente la mitad de la velocidad crítica para inicio del movimiento de partículas ( $V > 0.5 V_c$ ).

La siguiente figura ilustra el comportamiento de la profundidad de socavación con la velocidad.

**Figura 7.** Variación de la profundidad de socavación en una pila circular, sedimento uniforme y profundidad del flujo alta en relación con el ancho de la pila.



**Fuente:** Raudkivi, A. J. 1986.

En ella se ve que la profundidad de socavación alcanza un máximo de 2.3 pero la presencia de rizos en el lecho disminuye las profundidades de socavación. Después de este pico, las profundidades de socavación disminuyen como consecuencia del paso de sedimentos que vienen desde aguas arriba; las mínimas profundidades de socavación ocurren cuando las dunas tienen altura máxima. Un segundo pico se alcanza después y a medida que la velocidad del flujo aumenta.

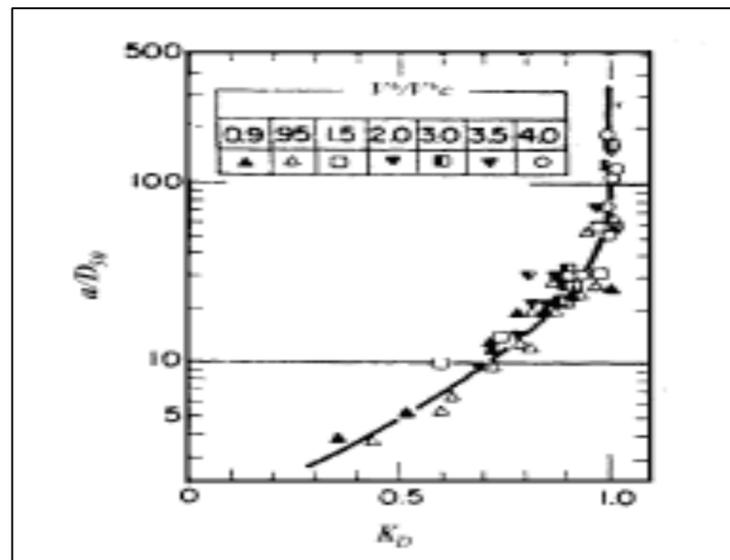
#### 2.4.6 Forma de la pila

Las pilas de un puente tienen formas muy variadas con efectos diferentes sobre los patrones de socavación por ejemplo una pila cuadrada ocasiona más socavación que una pila circular o de nariz aguda. El efecto de la forma de la pila se hace insignificante para ángulos de ataque mayores que  $5^\circ$  según HEC-18, (1993), o  $10^\circ - 15^\circ$  según B. W. Melville, (1988).

#### 2.4.7 Características del material del lecho como tamaño y cohesión

El sedimento que tiene gran tamaño con relación a las dimensiones de la pila limita la socavación.

**Figura 8.** Coeficiente  $k_d$  que muestra el efecto del tamaño del sedimento sobre las profundidades de socavación



Fuente: Raudkivi A. J., 1986.

Algunos investigadores como A. J. Raudkivi y R. Ettema (1983), encontraron que la profundidad de socavación en agua clara no depende del tamaño del sedimento si  $a/D_{50} > 20-25$ . La Figura 8 muestra cómo el tamaño del sedimento no influye en los resultados de socavación si  $a/D_{50} > 50$ . Entre más bajo sea el valor de la relación  $a/D_{50}$ , menor es la profundidad de socavación.

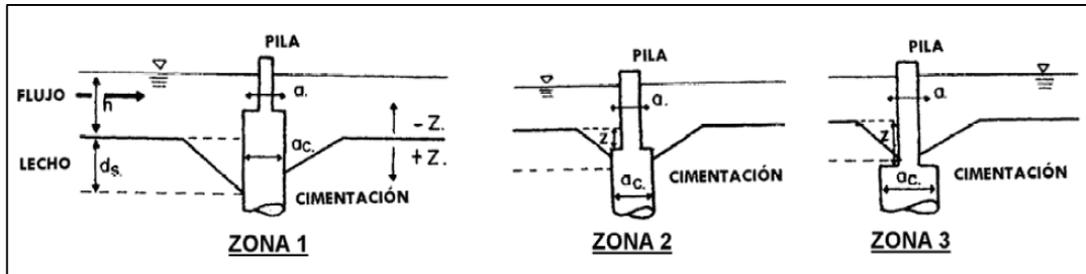
#### 2.4.8 Tamaño y posición de la cimentación

La localización y el tamaño de la cimentación de la pila tienen un efecto importante sobre el tamaño y la profundidad del hueco de socavación y se relaciona también con la posición que ocupe la pila con respecto al río.

Es importante notar que la socavación se reduce si la cimentación se coloca a nivel del lecho original del río y mejor aún se es enterrada un poco más.

El conjunto pila/cimentación tiene formas y tamaños tan variados que es difícil generalizar sobre si la socavación aumenta o disminuye para una situación dada. Según algunos investigadores existen tres diferentes condiciones de la fundación se pueden identificar para los cuales los mecanismos que producen socavación varían significativamente.

**Figura 9.** Configuración no uniforme de las pilas. Zona 1: tope de la fundación por encima del lecho. Zona 2: tope de la fundación dentro del hueco de socavación. Zona 3: tope de la fundación por debajo del hueco de socavación.



**Fuente:** Melville B. W. y Raudkivi A. J., 1996.

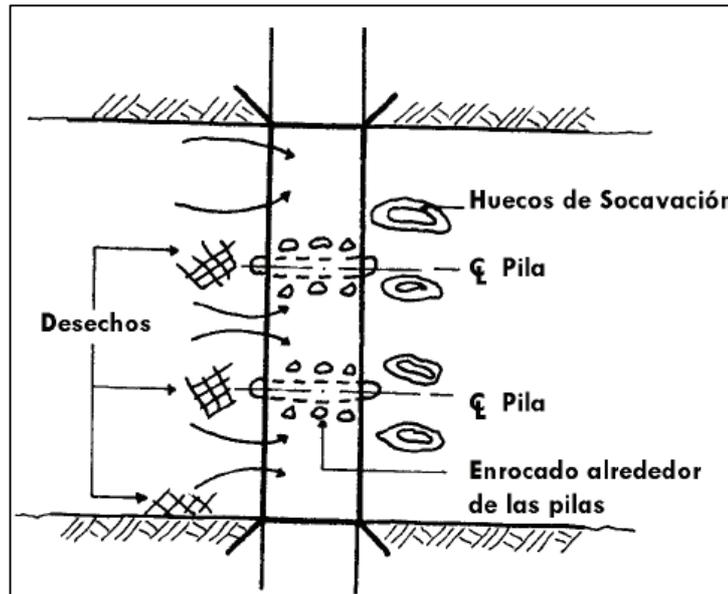
- **Zona 1: El tope de la cimentación está por encima del lecho del río.** En este caso, la velocidad del flujo y el tamaño de los sistemas del vórtice dependen de la geometría (ancho de la pila y ancho de la cimentación) y también de la elevación de la cimentación con relación a la profundidad del flujo. La profundidad de la socavación es muy sensible a la elevación superior de la cimentación cuando ésta se encuentra cerca al lecho de la corriente.
- **Zona 2: El tope de la cimentación se encuentra dentro del hueco de socavación.** En este caso, los sistemas del vórtices creados son más débiles que cuando la cimentación se encuentra por encima del lecho.
- **Zona 3: El tope de la cimentación está por debajo del hueco de socavación** y por lo tanto la socavación se debe solamente al efecto de la pila.

#### 2.4.9 Material flotante

Uno de los problemas frecuentes es la acumulación de basura frente a pilas o estribos lo que provoca un gran problema en cuanto a socavación debido a que provoca un incremento del ancho de pila y varía su forma haciendo que el flujo se mueva hacia el lecho provocando un aumento de la socavación por contracción o socavación local.

Se debe tener cuidado con pilas formadas con una serie de columnas ya que el espacio entre ellas puede resultar tan pequeño que no permita el paso de basuras haciendo que esta se acumule frente a ella en especial si la corriente tiene gran capacidad de producción de ramas, palos, etc. que obstruyan el flujo.

**Figura 10.** Influencia de desechos en la formación de huecos de socavación



Fuente: B. W. Melville (1992)

## 2.5 Factores que afectan la socavación local en estribos

La profundidad de socavación de equilibrio para un estribo se puede escribir según B. W. Melville (1992) de la siguiente forma:

$$d_s = f(\rho_w, \rho_s, \nu, V, h, D, \sigma_g, g, L, F, \theta) \quad (3)$$

Donde:

$d_s$  = profundidad de socavación

$f$  = función de

$\rho_w$  = densidad del agua (se asume constante para casos prácticos)

$\rho_s$  = densidad del sedimento (se asume constante para casos prácticos)

$\nu$  = viscosidad cinemática (se asume constante para casos prácticos)

$V$  = velocidad media de la corriente

$h$  = profundidad del flujo

$D$  = diámetro característico del sedimento

$\sigma_g$  = desviación estándar geométrica del sedimento

$L$  = longitud del estribo que se opone al paso del agua

$g$  = aceleración debida a la fuerza de gravedad

$G$  = parámetro que describe el efecto de la distribución lateral del flujo y la geometría de la sección transversal de aproximación

$F$  = parámetro que describe la forma del estribo

$\theta$  = ángulo de ataque del flujo

Al igual que en las pilas no se tienen en cuenta algunos factores pero sin embargo siguen siendo algunos importantes y que se deben

considerar como: longitud del estribo, forma del estribo, ángulo de ataque del flujo sobre el estribo, profundidad y velocidad del flujo.

### 2.5.1 Longitud del estribo y profundidad del flujo

Los estribos pueden clasificarse en cortos si la longitud que se opone al paso del agua es menor que 1 vez a la profundidad del agua y en largo si es mayor que 25 veces esta profundidad, por lo que la profundidad de socavación en estribos dependen tanto de la longitud como de la profundidad de flujo.

#### Estribos cortos ( $L < h$ )

$$d_s = f\left(\frac{V^2}{gD}, \frac{h}{L}, \frac{D}{L}, \sigma_g, F, \theta, G\right) \quad (4)$$

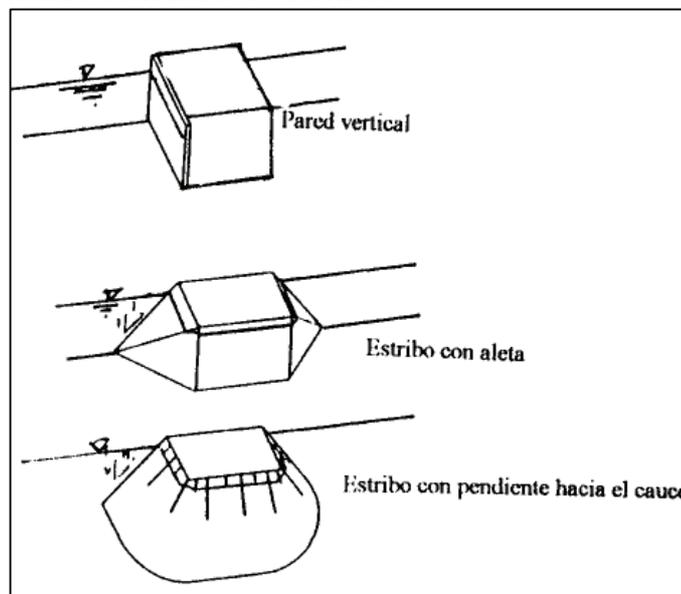
#### Para estribos largos ( $L > 25h$ )

$$d_s = f\left(\frac{V^2}{gD}, \frac{L}{h}, \frac{D}{h}, \sigma_g, F, \theta, G\right) \quad (5)$$

### 2.5.2 Forma del estribo

En la Figura 11 incluye las formas más frecuentes de estribos. Se tiene que tener en cuenta que mientras mejor se adapte la estructura al flujo menor será la socavación. Estribos con pared inclinada hacia el cauce y con aletas son los que tienen mejor comportamiento.

Figura 11. Formas comunes de estribos

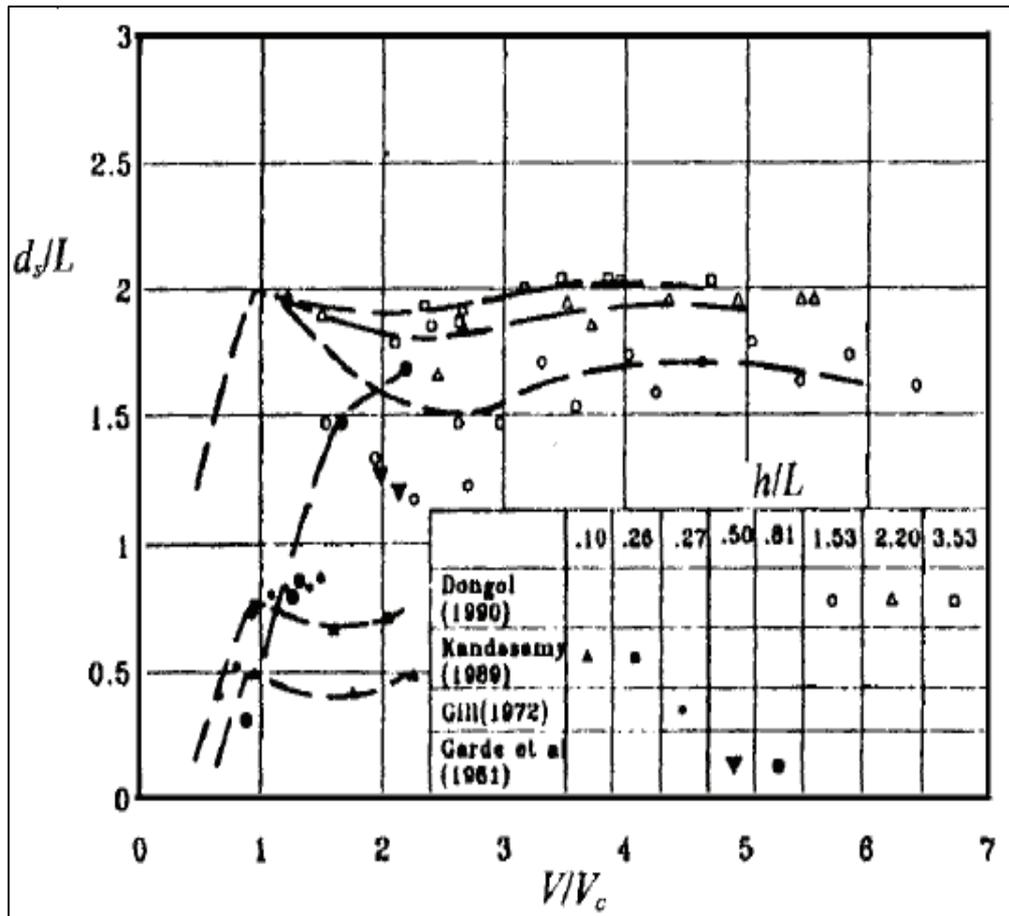


Fuente: Melville B. W., 1992.

### 2.5.3 Velocidad de la corriente

Al igual que en las pilas, la profundidad de socavación aumenta si la velocidad aumenta esto se da hasta llegar a su máximo donde se producen condiciones críticas para el transporte de sedimentos.

**Figura 12.** Influencia de la intensidad del flujo  $V/V_c$  sobre la profundidad de socavación.



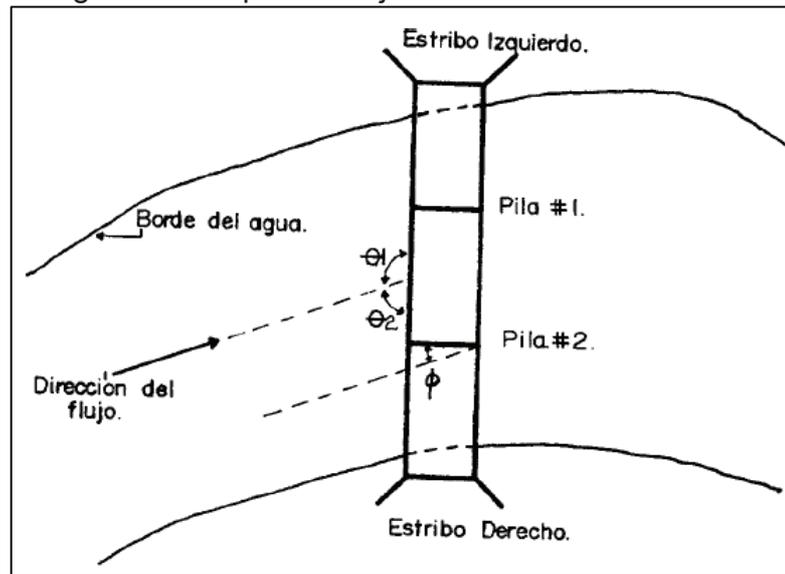
Fuente: Melville, W. B., 1992.

### 2.5.4 Angulo de ataque del flujo

La profundidad de socavación aumenta con el aumento del ángulo de ataque del flujo sobre la estructura. Estribos que apuntan hacia aguas arriba producen mayores profundidades de socavación. Por el contrario, la profundidad de socavación disminuye cuando los estribos apuntan hacia aguas abajo.

La Figura 13 ilustra la forma de medir el ángulo de ataque del flujo sobre los estribos. Si los estribos están construidos en forma paralela, los ángulos de ataque son complementarios y la suma es igual a  $180^\circ$ .

**Figura 13.** Angulo de ataque del flujo sobre el de estribos.



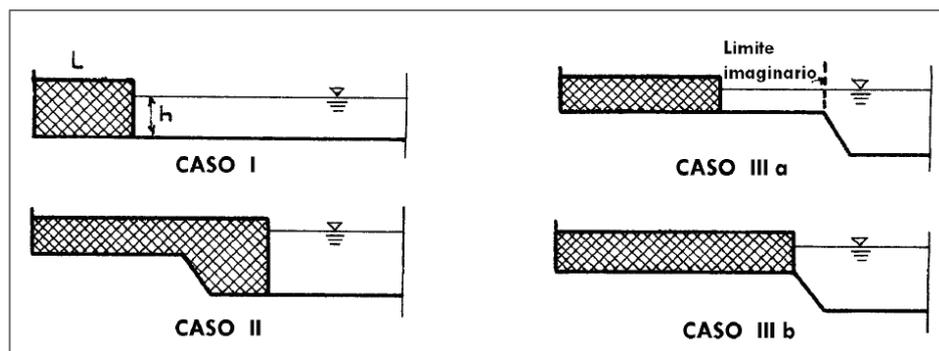
Fuente: Melville B. W., 1992.

### 2.5.5 Geometría del cauce

La geometría es uno de los factores que mayor influencia tiene sobre las profundidades de socavación. Mientras mayor sea la interferencia de la estructura con el flujo mayor será la socavación para el estribo.

La Figura 14 ilustra tres casos idealizados de un cauce compuesto formado por secciones transversales prismáticas.

**Figura 14.** Esquema de estribos construidos en cauces compuestos



Fuente: Melville B. W. 1995.

Se tienen en cuenta 3 casos que deben ser estudiados para el análisis de la socavación (Figura 14):

- **Caso 1.** Estribos ubicados en cauces únicos y bien definidos sin zonas de inundación.

- **Caso 2.** Las zonas de aproximación del puente cubren la zona de inundación y se extienden de forma que el estribo queda localizado en el cauce principal.
- **Caso 3a.** Las zonas de aproximación del puente y los estribos se extienden parcialmente en la zona de inundación sin alcanzar a llegar al límite del cauce principal. Esta situación podría entenderse como un caso especial cuando se coloca una línea imaginaria en el borde del cauce principal como se ilustra en la Fig. 14.
- **Caso 3b.** Las zonas de aproximación del puente y los estribos terminan en el borde del cauce principal.

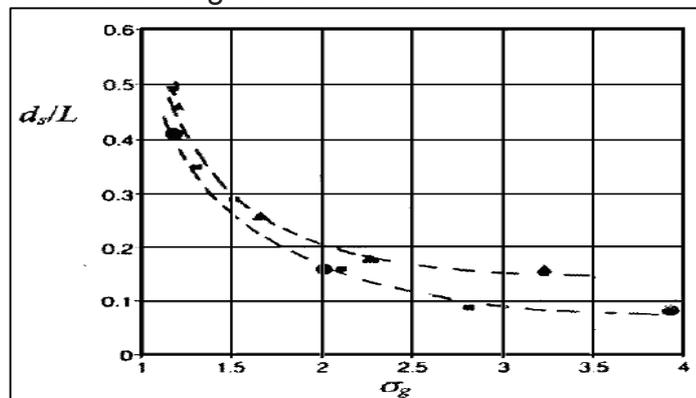
### 2.5.6 Características del material del lecho como tamaño, gradación, y cohesión

En cuanto al tamaño pueden tener diferentes influencias con respecto a la socavación, pues si se trata de arena este tiene poco efecto en la profundidad de socavación, así como en el caso de partículas grandes que no sean removidas con la corriente, este factor tiene influencia si la partícula puede ser movida por la corriente. También puede ocurrir que en partículas gruesas se acoracen alrededor de la estructura mermando así el efecto de la socavación.

En conclusión el efecto del tamaño de la partícula no están bien definida, ya que los materiales que forman el cauce del río pueden ser desde piedras hasta arenas y arcillas, es decir que el material de los que pueden estar conformados el cauce son complejos y están estratificados tanto en sentido vertical como a través de la sección del cauce.

En general, se considera que el efecto de sedimentos bien gradados es disminuir la profundidad de socavación. (Figura 15).

**Figura 15.** Influencia de la gradación del sedimento.



Fuente: Melville, B. W., 1992.



## **2.6 Factores externos que pueden afectar la estabilidad de un puente**

La socavación es un problema general de todos los ríos donde se construyan estructuras que de una u otra forma pueden afectar el cauce. Es por ello la necesidad de intentar conocer lo a profundidad, el comportamiento del cauce natural antes de la construcción de una obra como es un puente.

Al ser un problema hidráulico fluvial se tiene que tener presente varios aspectos que al final pueden afectar la estabilidad de un puente. Un río se considera en estado de equilibrio cuando no varía el perfil del fondo y de las márgenes del cauce y por lo tanto existe compensación entre los sedimentos que son transportados hacia el sitio y desde el sitio; en estado de erosión o degradación, si el nivel del lecho baja o si las márgenes se desplazan hacia afuera; en estado de sedimentación o agradación, si el nivel del lecho se eleva o si las márgenes se desplazan hacia el interior del cauce, esto ocurre cuando hay excesos de sedimentos en el cauce.

Factores como: tipos de río, hidrología, características y alimentación del cauce, deben ser analizados antes de dar proceder a la cimentación de un puente, ya que mucho dependerá de ello los posibles problemas de socavación y la forma en que se podría producir; otro aspecto a tener en cuenta es si existe o existiría la obstrucción del flujo debido a que se podría tener grandes variaciones en factores hidráulicos y el aceleramiento de la socavación, ejemplo de esto es el aumento de la velocidad.



## **CAPÍTULO 3**

### **PROCESOS DE INSPECCIÓN Y EVALUACIÓN**

#### **3.1 Inspección de puentes para análisis de socavación.**

La inspección de puentes consiste en la determinación de sus condiciones actuales basándose especialmente en el criterio humano.

La observación se hace con base en observación directa del puente y en el estudio de información existente. El análisis que se realiza es puramente cualitativo y no requiere cálculos de profundidades de socavación pero si lleva a concluir si se ameritan estudios más detallados.

Usualmente, los puentes críticos son los construidos en la antigüedad con historial de problemas de socavación y cimentaciones superficiales. Los costos de la inspección se justifican por la necesidad de garantizar la integridad del puente que puede debilitarse por factores como socavación, sobrecargas, desgaste de materiales, movimientos sísmicos, etc. incluso antes de cumplir su período de vida útil y sobre todo cuando ha estado expuesto a condiciones más severas que las asumidas en el diseño.

Algunas de las limitaciones de la inspección de un puente son:

- La inspección más común es la visual pero resulta altamente subjetiva.
- Inspecciones objetivas requieren de personal y equipo especializado y costoso.
- Dificultad en el acceso a los elementos a inspeccionar o instrumentar.
- Imposibilidad de alcanzar a simple vista elementos bajo agua.
- Condiciones pobres de observación por altos niveles del agua y turbidez.

Dos objetivos básicos al hacer la inspección de un puente:

- Registrar la condición presente del puente y de la corriente.
- Identificar las condiciones que indiquen problemas potenciales con relación a socavación y estabilidad de la corriente para tomar a tiempo las medidas correctivas y realizar evaluaciones posteriores.

Para lograr estos objetivos, es necesario recolectar información de campo y oficina y entender la relación entre el puente, el cauce principal y las zonas de inundación. El reporte de la inspección debe incluir fotos ilustrando detalles del puente, esquemas resaltando miembros con problemas y dimensiones claves en buen y mal estado, tamaño de los



daños y las condiciones del cauce hacia aguas arriba y aguas abajo. Se deben evitar dudas sobre algún elemento faltante por auscultar y también sugerir medidas de reparación.

### 3.2 Tipos de Inspección.

La inspección de puentes puede ser de varios tipos según la magnitud y el objetivo que se busque: inventario, rutinaria, daños, profunda, parcial y bajo agua.

- **Inventario.** Tiene como objetivo recoger información básica del puente e indica el tipo, frecuencia y elementos a inspeccionar.
- **Inspección profunda.** La inspección profunda se hace para puentes con fallas estructurales, que requieran inspección bajo agua, o con características especiales por su localización, importancia o diseño.
- **Inspección parcial.** La inspección parcial busca obtener información sobre alguno de los elementos que conforman la estructura.
- **Inspecciones bajo agua.** La inspección bajo agua se puede clasificar en dos tipos así:
  - a) **Aguas superficiales:** si el río se puede vadear.
  - b) **Aguas profundas:** se requiere de buzos profesionales, o equipo operado a control remoto o de otras técnicas destructivas o no destructivas de inspección.

### 3.3 Indicios de fallas

La siguiente es una lista de posibles aspectos que lleven a detectar fallas desde el punto de vista hidráulico en un puente:

- Deformaciones de la superestructura.
- Asentamientos que pueden detectarse visualmente o por nivelaciones periódicas.
- Apoyos desnivelados.
- Socavación visible en pilas y estribos.
- Grietas en el puente.
- Elementos cimentados por encima de las profundidades estimadas de socavación.
- Obstrucciones al cauce en la zona del puente por ramas, vegetación, desechos que llevan a reducir la sección hidráulica y a



que se presenten concentraciones de flujo eventualmente peligrosas.

- Formaciones de lecho que según su paso en la zona de un puente pueden dejar al descubierto la cimentación o dejarlo sepultado.
- Puentes con pobre mantenimiento.
- Puentes mal orientados, en curvas o sesgados al flujo.
- Puentes con reducida capacidad hidráulica lo cual se presenta especialmente cuando se quiere reducir costos de construcción.
- Puentes con múltiples pilas muy cercanas y cimentadas superficialmente.
- Múltiples puentes en una misma zona lo que ocasiona patrones de flujo muy complejos.
- Puentes construidos en cauces aluviales, inestables y fácilmente erosionables.

### **3.4. Pasos de un Programa de inspección.**

#### **3.4.1 Recolección de información y Visita de campo.**

A continuación se presenta la información de oficina que se debe consultar con anterioridad a la visita de campo:

- Existencia de inspecciones previas de socavación en el puente.
- Si el puente es crítico con relación a socavación en informes anteriores, existencia de un plan de acción para el monitoreo del puente y/o la instalación de medidas de control.
- Resultados de la comparación de secciones transversales del cauce tomadas durante inspecciones sucesivas que revelen si el cauce es estable, si existe tendencia hacia la agradación o degradación, movimientos laterales, huecos de socavación en pilas o estribos.
- Existencia de esquemas o fotos que indiquen direcciones cambiantes del curso de agua en las proximidades del puente.
- Tipo de fundación del puente (zapatas corridas, pilas, cajones). Búsqueda de evidencia para determinar si la fundación es susceptible a socavación.
- Presencia de situaciones especiales que deben ser observadas: daños en las protecciones, ángulo de ataque del flujo sobre el puente, problema de basuras, etc.
- Planos de las características generales del puente.
- Planos de localización del puente.
- Planos topográficos de la cuenca.
- Información hidrológica de niveles y caudales.
- Información de suelos.
- Fotografías aéreas.
- Reportes sobre la cimentación.



En la Tabla 1,2,3 se resumen los aspectos a considerar durante la inspección de campo. Todos los hallazgos deben ser pronta y apropiadamente comunicados al personal que trabaja en la dependencia a cargo del puente.

**Tabla 1 Aspectos a inspeccionar en un puente con énfasis en socavación:**

<b>Condiciones aguas arriba de puente</b>		
<b>Bancas</b>	<b>Estables</b>	<b>Inestables</b>
	Existencia de vegetación natural como arboles medidas de estabilización como diques, gaviones, enrocado, revestimiento, etc.	Hay erosión en las bancas, deslizamiento de laderas, daño en las medidas de estabilización, etc.
<b>Cauce Principal</b>	Abierto y despejado con buenas condiciones de flujo, o meándrico (entrenzado), con el cauce principal formando un ángulo con relación a la orientación del puente.	
	Agradación o degradación del cauce	
	Evidencia de movimiento del cauce respecto al puente	
<b>Laderas o zonas de inundación</b>	Evidencia de flujo significativo	
	Modelos de flujo. El agua sobrepasa la carretera y regresa al cauce principal aguas abajo del puente, o toda el agua se concentra para pasar por la abertura del puente.	
	Existencia y eficacia de estructuras de alivio.	
	Extensión de la zona de inundación y obstrucción del flujo que se aproxima al puente y sus accesos.	
	Evidencia de sobrepaso de las vías (basura, erosión de las laderas del terraplén, daño en el enrocado o revestimiento).	
<b>Basuras</b>	Extensión de la acumulación de basuras y desechos hacia aguas arriba.	
<b>Otros aspectos</b>	Existencia de tributarios aguas arriba, puentes, presas, y otras características que pueden afectar las condiciones de flujo en el puente. (Realice esquemas y tome fotos)	

**Fuente.** Sebastián Alomía  
José Calderón

**Tabla 2 Aspectos a inspeccionar en un puente con énfasis en socavación.**

<b>Condiciones en el puente</b>	
<b>Subestructura</b>	Evidencia de movimiento de pila y estribos. Movimiento rotacional (chequeo con relación a la línea de plomada); asentamiento (chequeo de discontinuidades en las líneas de la subestructura y superestructura, en los rieles del puente, desgaste de zapatas).
	Daño de las medidas de control que protegen las fundaciones (enrocado, tablestacado, muros de guía, etc.)
	Cambios en la elevación del lecho del cauce cerca a las fundaciones (exposición de elementos enterrados).
	Cambios en la sección transversal del lecho del río en la zona del puente, incluyendo la localización y posición de huecos de socavación.
<b>Superestructura</b>	Evidencia de sobrepaso del puente. ¿Está la superestructura anclada a la subestructura de forma que se prevengan desplazamientos durante crecientes?
	Evidencia de obstrucción al paso del flujo. La superestructura colecta basuras o por el contrario tiene una sección amplia?
	Diseño. Es la superestructura vulnerable a falla en el evento de movimientos de la fundación (por ejemplo luces simples y diseño no adecuado para transferencia de cargas).
<b>Protección del cauce y medidas de control</b>	Enrocado. ¿Está el enrocado efectivamente protegiendo todo el talud hasta el lecho del río?, ¿está deteriorado o ha sido removido? ¿Está intacto el enrocado de las pilas o ha sido removido y reemplazado por material de transporte? ¿Hay muestras de enrocados aguas abajo del puente?
	Muros encauzadores. ¿Están en su sitio o han sido dañados por erosión o socavación?
	Cauce y lecho. ¿Está la corriente del cauce atacando pilas y estribos a cierto ángulo? ¿Hay evidencia de erosión y socavación? ¿Ha cambiado la sección transversal desde la última medición?
<b>Cauce</b>	¿El curso de agua luce pequeño en relación con la corriente y la zona de inundación?
	¿Hay barras, islas, vegetación y basuras que bloqueen el flujo y lo concentren en una sección del puente y/o hacen que ataque las estructuras?
	¿Están las estructuras coleccionando basuras que bloqueen el flujo? ¿Los accesos de la vía son usualmente sobrepasados?

**Fuente.** Sebastián Alomía  
José Calderón

**Tabla 3 Aspectos a inspeccionar en un puente con énfasis en socavación.**

<b>Condiciones aguas abajo del puente</b>		
<b>Bancas</b>	<b>Estables</b>	<b>Inestables</b>
	Existencia de vegetación natural, árboles, medidas de estabilización como diques, gaviones, enrocado, revestimientos, etc.	Erosión en las bancas, deslizamiento de laderas, daño en las medidas de estabilización, etc.
<b>Cauce principal</b>	Abierto y despejado con buenas condiciones de flujo, o meándrico o entrenzado con islas, barras, escombros, cercas que retrasen y obstruyan el flujo.	
	Agradación o degradación del cauce.	
	Evidencia de movimiento del cauce con respecto al puente.	
<b>Zonas de inundación</b>	Son claras y despejadas de forma que el flujo contraído en el puente retorne suavemente al cauce natural? o existen diques, árboles, basuras u otro tipo de obstrucciones?	
	Evidencia de socavación y erosión debido a la turbulencia aguas abajo.	
<b>Otros aspectos</b>	Existencia de presas, puentes, confluencias con grandes corrientes que puedan causar efectos de remanso o tirantes de aguas más bajos a la salida del puente en estudio.	

**Fuente.** Sebastián Alomía  
José Calderón

### 3.5.3 Reporte de la inspección

Todos los hallazgos deben ser pronta y apropiadamente registrados. El reporte de la inspección debe incluir fotos ilustrando detalles del puente, esquemas resaltando miembros con problemas y dimensiones claves. Los reportes de inspección deben también incluir miembros en buen y mal estado para evitar dudas sobre algún elemento faltante por auscultar y también sugerir medidas de reparación.



## **CAPÍTULO 4**

### **EVALUACIÓN DE LA SOCAVACIÓN EN PUENTES**

#### **4.1 Generalidades**

Una de las causas más comunes de falla de los puentes es la ocurrencia de crecientes que producen socavación excesiva alrededor de pilas y estribos. La evaluación de la socavación en puentes es un tema sobre el que no se ha dicho la última palabra, y a la fecha, se sigue investigando en el desarrollo de metodologías para determinar la profundidad de socavación al presentarse una creciente. Prácticamente todas las expresiones comúnmente usadas para el cálculo de la socavación son resultado de investigaciones de laboratorio con muy poca verificación en el campo.

El objetivo final de la evaluación de un puente es determinar si es estable o no. Si es estable, eventualmente pueden requerirse medidas de protección, en tanto que si es inestable, hay que entrar a rehabilitarlo estructuralmente. Los pasos para realizar la inspección y evaluación de cada puente se resumen en la figura 16. Por otra parte la evaluación de la socavación de los puentes requerirá información más específica acerca de la estructura de los mismos y del cauce del río debido a que en la evaluación se establecerá las profundidades de socavación de las pilas y estribos.

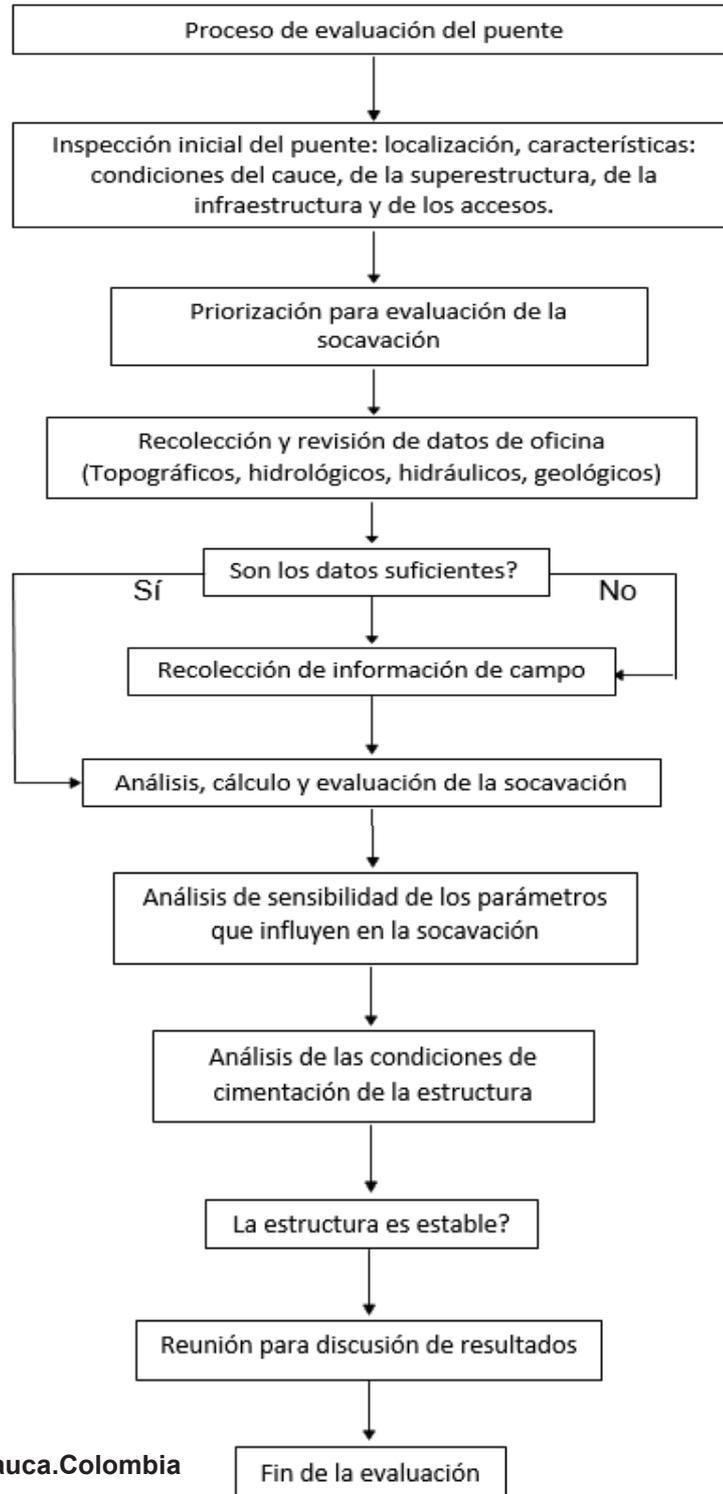
#### **4.2 Información necesaria para evaluar un puente**

La información de campo requerida incluye:

- Tipo de río.
- Secciones transversales del cauce aguas arriba y aguas abajo del puente.
- Profundidades características incluyendo el Nivel de Aguas Máximas Extraordinario (NAME) y datos sobre velocidad del agua.
- Pendiente longitudinal del cauce tomando como base los niveles del agua.
- Material del lecho, las bancas y las laderas del cauce.
- Verificación del ángulo de ataque del flujo visualizado para el cauce lleno y para caudales de creciente.
- Elevación del lecho del cauce a lo largo del fondo del mismo para tratar de determinar si el cauce está en proceso de agradación o degradación.
- Estimación de la posibilidad de flujo a presión o por encima del puente.
- Existencia de obras o zonas de alivio en las proximidades del puente.

- Verificación de la existencia y el estado de las medidas de mitigación.

**Figura 16.** Pasos de un programa de evaluación



Fuente: U.Cauca.Colombia



### 4.3 Determinación y análisis de las variables que afectan la socavación

Ciertas variables son importantes para el cálculo de las profundidades de socavación tales como:

- Determinación de los caudales correspondientes al período de retorno de diseño ( $Q_d$ ), a una creciente extraordinaria ( $Q_{ex}$ ), y del caudal que sobrepasa la estructura del puente ( $Q_{sp}$ ). Si el caudal que sobrepasa la estructura es menor que  $Q_d$  o  $Q_{ex}$ , el caudal  $Q_{sp}$  es el que produce más velocidad y por tanto la socavación debe analizarse para esta situación. Sin embargo, condiciones especiales de ángulo de ataque, flujo a presión o presencia de desechos, pueden causar una condición más severa de socavación con caudales menores que los que sobrepasan el puente.
- Evaluación del coeficiente de rugosidad  $n$  de Manning. Este coeficiente puede ser diferente para la sección contraída en la zona del puente y para la sección aguas arriba. Sin embargo, suele considerarse un valor único del coeficiente de rugosidad dada la dificultad de estimarlo con precisión y de diferenciarlo de una sección a otra.
- Cálculo de la profundidad normal, de la velocidad del flujo, área mojada, perímetro mojado y otros parámetros hidráulicos para  $Q_d$ .

Algunos métodos de cálculo de la socavación requieren de valores medios pero otros de valores puntuales de los parámetros hidráulicos al pie de estribos y al frente de las pilas.

Una vez determinada las variables necesarias se procede con el cálculo de la socavación, para ello es necesario:

- Determinación de la forma de socavación en agua clara o en lecho móvil para el cauce principal.
- Determinación de la profundidad de socavación general por contracción u otros tipos de socavación general.
- Determinación de la profundidad de socavación local alrededor de las pilas.
- Determinación de la socavación a lo largo de los estribos del puente.
- Determinación de la profundidad total de socavación. El método práctico se basa en suponer que los componentes de la socavación se desarrollan en forma independiente. En la mayoría de los casos, basta con sumar la socavación general por contracción más la socavación local, sin considerar el efecto que la primera tiene sobre la hidráulica del cauce.



- Evaluación del método de cálculo de la socavación. Se sugiere la aplicación de más de un método para calcular las profundidades de socavación, los diferentes métodos de cálculo dan un orden de magnitud alrededor del cual se encuentra la profundidad de socavación de diseño. El ingeniero debe decidir sobre cuál es el método que mejor representa las condiciones del puente en evaluación.
- La socavación total debe graficarse sobre una sección transversal del río indicando el cambio de la elevación a largo plazo, la socavación general por contracción y la socavación local en pilas y estribos.

Se debe tener presente que los métodos que se presentan a continuación determinaran valores diferentes de altura de socavación. Se presentan algunos de los métodos para cálculo de la socavación, estos dependerán de las variables obtenidas y de las condiciones del río.

Es necesario en algunos casos primero determinar el tipo de socavación que produce el río, si es en agua clara o en lecho móvil para poder proceder al cálculo de la socavación total en vista que en algunos casos los parámetros de cálculo varían según la forma de socavación.

#### 4.4 Calculo de la socavación

##### 4.4.1 Calculo de la forma de socavación

Es necesario determinar la forma de socavación ya que las profundidades de socavación en lecho móvil pueden estar limitadas si existe una apreciable cantidad de partículas grandes en el fondo del cauce, caso en el cual es aconsejable usar también ecuaciones de socavación en agua clara y escoger la profundidad que resulte menor de las dos o la que a criterio resulte más representativa. Así mismo, ecuaciones de socavación en agua clara deben usarse si es poca la cantidad de material que es transportado desde aguas arriba a la contracción o si el material es muy fino como para ser retenido en el hueco de socavación.

Para poder determinar el tipo o forma de flujo se calculara el valor de la velocidad crítica  $V_c$  de la partícula  $D_{50}$  del río, el mismo que luego se comparara con el valor de la velocidad media de la corriente  $V$ .

Según estos valores se determinara la forma de socavación ya que si  $V < V_c$  se tiene socavación en agua clara y si  $V > V_c$  socavación en lecho móvil.

**Socavación en agua clara.....  $V < V_c$**   
**Socavación en lecho móvil.....  $V > V_c$**



Para la velocidad media  $V$  se determina por medio de la ecuación de Manning

$$V = \left(\frac{1}{n}\right) * R^{2/3} * S^{1/2} \quad (6)$$

Donde:

$V$ = Velocidad media del río.

$n$  = Coeficiente de Manning

$R$ = Radio hidráulico (Área Mojada/Perímetro Mojado)

$S$ = Pendiente % del río en el tramo

Para la velocidad crítica  $V_c$  es muy usual aplicar la ecuación recomendada en HEC – 18

$$V_c = 6.18 * h^{1/6} * D_{50}^{1/3} \quad (7)$$

Donde:

$V_c$ = velocidad crítica

$h$  = profundidad del flujo

$D_{50}$ = diámetro de la partícula cuyo 50% es menor.

#### 4.4.2 Socavación general

La socavación general como se mencionó anteriormente es la combinación de la socavación natural y la provocada por el estrechamiento de la sección de un cauce por la construcción de una obra hidráulica, en este caso puentes. Los métodos de evaluación de socavación general que se proponen en la evaluación de los puentes de la Av. Ernesto Che Guevara y el puente del Ferrocarril “Sector Charasol” son los que se presentan a continuación:

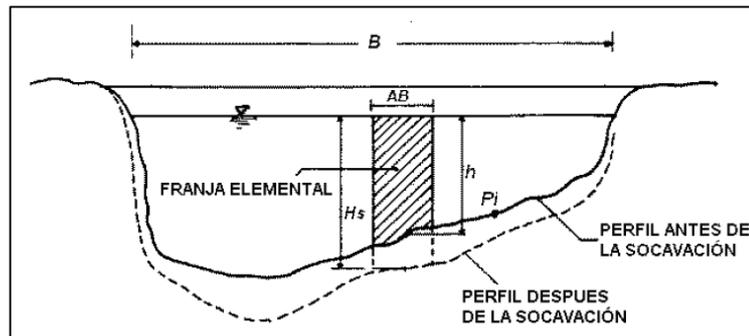
- Método de Lischtvan-Levediev
- Método de Neill

##### a. Método de Lischtvan-Levediev

Consiste en determinar la condición de equilibrio entre la velocidad real de la corriente ( $V_r$ ) y la velocidad requerida para erosionar el material del fondo ( $V_e$ ). Este es un método que permite el cálculo de la socavación general del cauce durante crecientes independientemente de que exista o no un puente. Si el método se aplica para la zona de un puente, quiere decir que se está considerando también el efecto de la contracción, y por lo tanto, éste no debe adicionarse.

El método se basa en suponer que el caudal unitario correspondiente a cada franja elemental en que se divide el cauce natural (Figura 17) permanece constante durante el proceso erosivo y puede aplicarse, con los debidos ajustes, para casos de cauces definidos o no, materiales de fondo cohesivos o friccionantes y para condiciones de distribución de los materiales del fondo del cauce homogénea o heterogénea.

**Figura 17.** Sección transversal del cauce



Fuente: Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A. (1992).

- **Proceso de cálculo**

• **Caudal de diseño (Robert Manning, 1889)**

$$Q_d = \frac{A}{n} R^{2/3} S_o^{1/2} \quad (8)$$

$$\alpha = \frac{Q_d}{AR^{2/3}} = \frac{S_o^{1/2}}{n} \quad (9)$$

$\alpha$  = coeficiente de sección dependiente de las características hidráulicas

$Q_d$  = caudal de diseño [m<sup>3</sup>/s]

$S_o$  = pendiente hidráulica, o, pendiente media del río asumiendo flujo uniforme

$n$  = coeficiente de rugosidad de Manning

$$R = \frac{A}{P} \quad (10)$$

$$A = Beh \quad (11)$$

$$P = Be + 2h \quad (12)$$

$A$  = área hidráulica [m<sup>2</sup>]

$R$  = radio hidráulico [m]

$P$  = perímetro mojado [m]

$$\alpha = \frac{S_o^{1/2}}{n} \cong \frac{Q_d}{B_e h_m^{5/3}} \cong \frac{Q_d}{B_e h_m^{5/3}} \quad (13)$$

$$h = h_m = \frac{A}{B_e} \quad (14)$$

$R = h$ , asumiendo que el perímetro mojado es igual al ancho libre de la superficie del agua, lo cual es válido para cauces muy anchos.

$$Q_d = \alpha B_e h_m^{5/3} \quad (15)$$

$B_e$  = ancho efectivo del cauce descontando el ancho de las pilas si el ángulo de ataque del flujo al puente es nulo, o el ancho proyectado de las pilas en sentido normal a la corriente si el puente está sesgado

Considerando que el caudal permanece constante antes y después de ocurrida la socavación, se tiene:

$$Q_d = \alpha B_e h_m^{5/3} = V_r H_s B_e \quad (16)$$

$$V_r = \frac{Q_d}{H_s B_e} \quad (17)$$

$V_r$  = velocidad real del flujo

$H_s$  = profundidad del agua después de ocurrida la socavación por contracción medida desde el NAME hasta el fondo del cauce socavado

La condición de equilibrio se logra cuando la velocidad real y la velocidad erosiva son iguales.

- **Velocidad erosiva**

La velocidad erosiva es la que levanta y mantiene el material en movimiento. Existen dos tipos de expresiones que se verifican para el cálculo de la velocidad erosiva una para suelos cohesivos y otra para suelos granulares, y debido a que el cauce del río Burgay sobre el cual se ubican los puentes es de naturaleza granular solamente se presenta a continuación la fórmula para este tipo de suelos.

$$V_e = 0.68 \beta D_m^{0.28} H_s^z \quad (18)$$

$V_e$  = velocidad erosiva

$\beta$  = coeficiente de frecuencia

$D_m$  = diámetro medio ( $D_{50}$ ) de las partículas del material granular [mm]

$z$  = exponente variable en función del diámetro medio de la partícula

$$\beta = 0.7929 + 0.0973 \log T_r \quad (19)$$

$$z = 0.394557 - 0.04136 \log D_m - 0.00891 \log^2 D_m \quad (20)$$

- **Determinación de la profundidad de socavación**

La profundidad de socavación en cualquier punto de la sección transversal se obtiene cuando la velocidad media del cauce iguala a la velocidad erosiva ( $V_r = V_e$ ). Conocido el perfil transversal de la sección bajo el puente antes del paso de la avenida, se escogen algunos puntos en cuyas verticales se desea conocer la profundidad de socavación.

Uniéndolos estos puntos se obtiene el perfil de socavación. Considerando que la hipótesis del método es que el gasto en cada franja del cauce permanece constante durante el proceso erosivo, la profundidad de socavación será igual a 0 en las orillas, por lo que no se permite estimar ninguna erosión lateral de las márgenes.

Las siguientes expresiones asumen que los suelos son homogéneos, granulares y que la rugosidad del cauce es constante.

Igualando las ecuaciones 17 y 18 se tiene:

$$H_s = \left( \frac{\alpha h^{5/3}}{0.68\beta D_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+z}} \quad (21)$$

La anterior expresión no considera el efecto de la contracción del flujo debida a estribos y pilas, ni el peso específico del agua durante la creciente, por lo que debe corregirse mediante factores de ajuste cuando se trata de evaluar un puente. El factor de corrección por contracción  $\mu$  es menor que 1 y contribuye al aumento de la profundidad de socavación.

**Tabla 4.** Factor de corrección por contracción del cauce  $\mu$

V (m/s)	Luz libre (m)													
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200	
<1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.0	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.5	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00
2.0	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.5	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
3.0	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99
3.5	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99
>4.0	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99

**Fuente:** Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A., 1992.

V = velocidad media en la sección transversal

$\mu = 1.0$  si no hay obstáculos

Para puentes de una sola luz, la luz libre es la distancia entre estribos. Para puentes de varias luces, la luz libre es la mínima distancia entre dos pilas consecutivas, o entre pila y estribo más próximos.

Adicionalmente, el efecto del peso específico del agua durante la creciente se considera en otro factor de corrección  $\phi$  que es mayor o igual que la unidad y su efecto es reducir la profundidad de socavación.

$$\phi = 1.0 \text{ si } \gamma_m = 1 \text{ ton/m}^3 \text{ (agua clara)}$$

$\gamma_m$  = peso específico de la muestra agua sedimento

$$\phi = -0.54 + 1.5143\gamma_m, \text{ si } \gamma_m > 1 \text{ ton/m}^3 \text{ (lecho movil)} \quad (22)$$

La ecuación final para el cálculo de la socavación considerando los coeficientes de corrección por contracción y peso específico del agua, es la siguiente:

$$H_s = \left( \frac{\alpha h^{5/3}}{0.68 \phi \mu \beta D_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+z}} \quad (23)$$

$H_s y h$  [m]

$D_m$  [mm]

$\beta$  = coeficiente de frecuencia, (Ecuación 19)

$\mu$  = factor de corrección por contracción del cauce, (Tabla 4).

$\phi$  = factor de corrección por forma de transporte de sedimentos, (Ecuación 22).

### b. Método de Neill (1975)

El método de Neill consiste en comparar la velocidad media de la corriente del flujo con la velocidad erosiva. Si la primera de las velocidades resulta mayor que la segunda se producirá socavación.

La velocidad crítica de arrastre ( $V_e$ ) de Neill se determinará considerando que se trata de un suelo fino (arenoso) por lo que correspondería utilizar la siguiente expresión:

$$\frac{V_e}{\sqrt{g h_c}} = 0.787 \left( \frac{H_s}{D} \right)^{-0.5} \ln \left( \frac{12 H_s}{K_E} \right) \quad (24)$$

Dónde:

$V_e$  = velocidad crítica de arrastre [m/s]

$H_s$  = Tirante para que se produzca la velocidad  $V_e$  [m]

$D$  = diámetro representativo del sedimento del lecho [m]

$K_s$  = rugosidad determinante de la pérdida de carga

$g$  = aceleración de gravedad [ $m/s^2$ ]

Para los sedimentos finos (suelos arenosos), se utiliza  $k_s = D_{65}$  y  $D = D_{50}$  ó  $D = d_m$ , en que  $D_x$  con  $x=50$  ó  $65$  representa el diámetro  $x$  % que pasa según la curva granulométrica respectiva y  $d_m$  el diámetro medio.

El cálculo propiamente tal de la socavación general se efectúa subdividiendo en varias franjas o subsecciones el perfil transversal que representa a la sección transversal del cauce, determinándose en cada una de ellas la máxima altura de agua que iguala a la altura del tirante  $H_s$ .

La socavación de la franja o subsección  $j$  queda definida por la siguiente relación:

$$S_j = H_s j - h_j$$

Dónde:

$S_j$  = socavación generalizada de la franja o subsección  $j$



H<sub>sj</sub> = altura del escurrimiento en la franja socavada  
h<sub>j</sub> = altura del escurrimiento en la franja original sin socavar (se obtiene del eje hidráulico y del perfil transversal)

Como criterio general se adopta como socavación en el perfil transversal del cauce al máximo valor obtenido en las diferentes subsecciones (caso más desfavorable).

El caudal que escurre por las diferentes subsecciones se determina en base a la fórmula de Manning y en base al método de los factores de conducción hidráulica, de tal modo que:

$$Q_j = A_j * R_j^{2/3} \frac{\sqrt{S_o}}{n_j}$$

En donde:

Q<sub>j</sub> = caudal que escurre por la sub sección j  
A<sub>j</sub> = área asociada a la sub sección j (A<sub>j</sub> = h<sub>j</sub> x b<sub>j</sub>)  
R<sub>j</sub> = radio hidráulico de la sub sección j  
S<sub>o</sub> = pendiente del plano de carga  
n<sub>j</sub> = coeficiente de rugosidad de Manning de la franja

En la condición crítica de arrastre, se define en la sub sección j de ancho b<sub>j</sub>, (A<sub>j</sub> = h<sub>j</sub> x b<sub>j</sub>), un caudal crítico según la siguiente expresión:

$$Q_{c,j} = b_j * H_{s,j} * V_{c,j}$$

Si se considera constante en toda la sección la pendiente del plano de carga puede obtenerse el caudal Q<sub>j</sub> que escurre en cada sección según la siguiente ecuación:

$$Q_j = \frac{A_j}{A} * \left(\frac{R_j}{R}\right)^{2/3} * \frac{n_j}{n} * Q$$

En donde A, R, n y Q corresponden a las mismas variables pero definidas para la sección total. Dado que al subdividir la sección transversal en sub secciones puede derivar en que la suma de los caudales de dichas sub secciones resulte mayor que el caudal total de diseño, se debe corregir el caudal de cada sub sección multiplicando cada uno de ellos por el factor de compensación proporcional correspondiente (Q/ΣQ<sub>j</sub>).

Para determinar el valor de H<sub>sj</sub> que permite resolver la ecuación de la socavación generalizada de la franja (S<sub>j</sub>), se considera como constante el caudal por sub sección entre la situación original (no socavada) y la situación final (socavada), se reemplaza V<sub>cj</sub> de la ecuación del caudal que escurre por la sub sección (Q<sub>cj</sub>) en la ecuación principal y se despeja, de tal modo que para los sedimentos finos (arenosos) se obtiene:

$$H_{sj} * \ln\left(\frac{12H_{sj}}{K_s}\right) = \frac{qj}{0.787\sqrt{gD}} \quad (25)$$

#### 4.4.3 Socavación Local

##### 4.4.3.1 Socavación local en pilas

Muchos métodos existen para el cálculo de socavación alrededor de pilas pero no existe ninguna solución exacta ni rigurosa ya que son algunos los parámetros que se deben tomar en cuenta y es difícil que todos los cauces cuenten con parámetros iguales es por ello que se aplican varios métodos de cálculo y al final queda a la libertad del Ingeniero o calculista la estimación del valor de socavación.

La mayoría de los cauces son aplicables para cauces aluviales y no consideran la posibilidad de que materiales más gruesos presentes en el lecho acoracen el hueco de socavación lo que limita su profundidad.

##### **Método de Neill: adaptación de Laursen y Toch (1953 – 1956).**

Se desarrolló bajo condiciones de transporte continuo de sedimentos y fue desarrollado en la década de los cincuenta. El método es aplicable para suelos arenosos, no está claro si se puede aplicar para gravas, pero definitivamente no es válido para el caso de boleas. En este método se observó que la máxima socavación era independiente de la velocidad de flujo ya que la socavación no progresaba al mantener el tirante y aumentar la velocidad de la corriente.

Dentro de este caso **Neill** realizó un ajuste experimental al método de Laursen y Toch proponiendo la siguiente ecuación:

$$d_s = 1.5 * a^{0.7} h^{0.3} \quad (26)$$

$d_s$  = Profundidad de socavación.

$a$  = Ancho de pila.

$h$  = Profundidad del flujo.

##### 4.4.3.2 Larras (1963)

Se propone una ecuación teórica – práctica basada en la máxima profundidad de socavación para condiciones próximas a la velocidad crítica de socavación. Larras propone la siguiente ecuación:

$$d_s = 1.05 * K * a^{0.75} \quad (27)$$

Donde:

$a$  = Ancho de pila

$$K = K_f * K_\theta$$

$K_f$  = Factor de corrección por forma de estribo. Tabla 6.

$K_\theta$  = Factor de corrección por ángulo de ataque de la corriente. Tabla 7.

**Tabla 5.** Factor de corrección por forma de la pila  $K_f$ ,

en planta	Largo/ancho de la pila	$K_f$				
		Chatou	Iowa	Tison	Escande	Venkatadri
Circular	1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	
Lenticular	2.0		0.97			
	3.0		0.76			
	4.0	0.73		0.67		
	7.0			0.41		
Perfil hidrodinámico o Joukowski	4.0	0.86				
	4.1			0.76		
	4.5				0.76	
Elíptica	2.0		0.91			
	3.0		0.83			
Ojival	4.0	0.92		0.86		
Circular doble	4.0	0.95				
Oblonga	1.0		1.00			
	1.5		1.00			
	2.0		1.00			
	3.0		1.00			
	4.0	1.03			1.00	
Rectangular chaflanada	4.0			1.01		
Rectangular	0.25		1.30			
	4.0			1.40		
	4.5				1.25	
	5.3			1.40		
	9.3			1.40		
Nariz triangular a 60°						0.75
Nariz triangular a 90°						1.25
Nariz parabólica						0.56

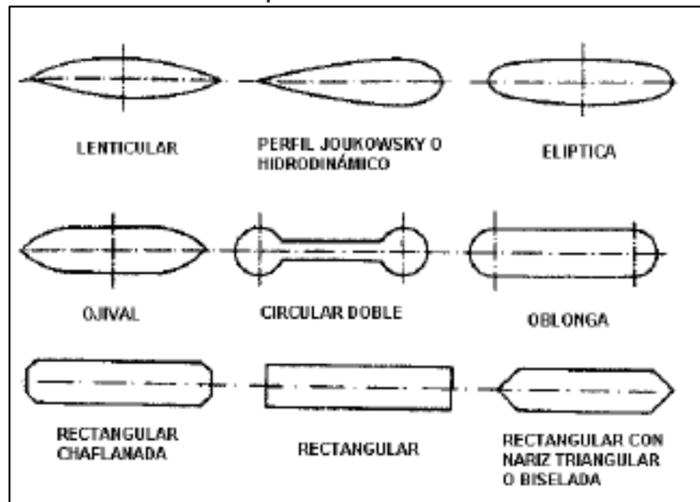
Fuente: Larras

**Tabla 6.** Factor de corrección por ángulo de ataque del flujo  $K_\theta$ ,

Forma de la pila en planta	Largo/ancho de la pila	$K_\theta$					
		0°	10°	15°	20°	30°	45°
	1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Lenticular	2.0	0.91				1.13	
	3.0	0.76	0.98	1.02	1.24		
	4.0	0.76		1.12		1.50	2.02
Perfil hidrodinámico	4.0	0.86		1.09		1.40	1.97
	4.5					1.36	
Elíptica	2.0	0.91				1.13	
	3.0	0.83	0.98	1.06	1.24		
Ojival	4.0	0.92		1.18		1.51	
Oblonga	2.0	1.00				1.17	
	3.0	1.00	1.02	1.13	1.24		
	4.0	1.00		1.15		1.52	
	4.5					1.60	
Rectangular	2.0	1.11		1.38		1.56	1.65
	4.0	1.11		1.72		2.17	2.43
	4.0(x)	1.11		1.99		2.94	3.28
	4.5					2.09	
	6.0	1.11		2.20		2.69	3.05
	8.0	1.11		2.23		3.03	3.64
	10.0	1.11		2.48		3.43	4.16

Fuente: Larras

**Figura18.** Formas usuales de pilas



Fuente: Larras

#### 4.4.3.3 Método de Carsten (1966)

Este método es útil solo en condiciones de lecho móvil y es uno de los pocos métodos en los que involucra el tamaño del sedimento. Carsten propone la siguiente ecuación para la socavación:

$$d_s = 0.546 * a * \left( \frac{N_s - 1.25}{N_s - 5.02} \right)^{5/6} \quad (28)$$

Donde:

ds = Profundidad de socavación

a= Ancho de la pila

Ns= Numero de sedimentos.

$$N_s = \frac{V}{\sqrt{\Delta * g * D}} \quad (29)$$

V = Velocidad media (Manning)

g = Gravedad

D = Tamaño del sedimento.

#### 4.4.3.4 Breusers, Nicollet y Shen (1977)

Propone un método de cálculo que depende únicamente del ancho de la pila. Esta ecuación es útil para estimar la profundidad de socavación rápidamente sin otra variante más que el ancho de la pila.

$$d_s = 1.4 * a \quad (30)$$

Donde:

ds = Profundidad de socavación.

a = Ancho de pila.

#### 4.4.3.5 Método de la Universidad Estatal de Colorado (CSU)

Es uno de los métodos usados por el programa HEC –RAS para el cálculo de la socavación y es usado tanto para agua clara como para lecho móvil. Esta ecuación fue desarrollada en base al análisis de los parámetros que afectan la socavación y viene dada por:

$$d_s = 2.0 * h * k_f * k_{\theta} * k_c * k_a * \left( \frac{a}{h} \right)^{0.65} * F_r^{0.43} \quad (31)$$

Donde:

ds = Profundidad de socavación

h = profundidad de flujo.

$K_f$ = Factor de corrección de forma de la pila Tabla 7.

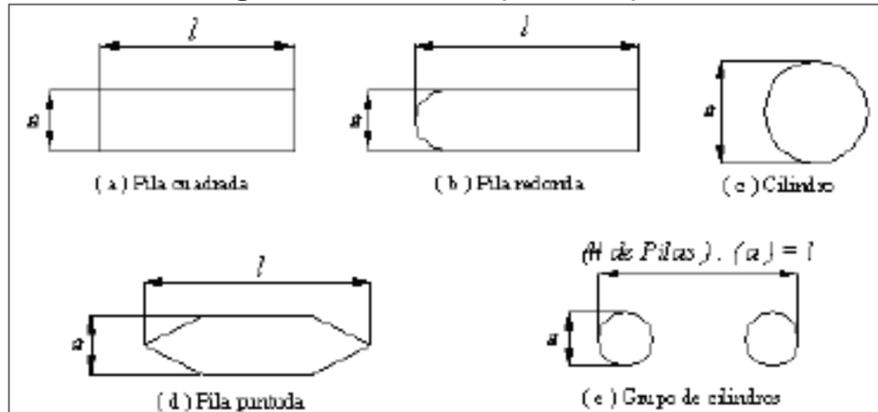
$K_{\theta}$ = Factor de corrección según ángulo de ataque del flujo Tabla 8.

$K_c$  = Factor de corrección por forma del lecho (usualmente se toma 1.1) Tabla 9.

$K_a$  = Factor de corrección por acorazamiento del sedimento del lecho. Tabla 10

$a$  = Ancho de la pila  
 $l$  = longitud de la pila  
 $Fr$  = número de Froude  
 $V$  = Velocidad media del flujo.

**Figura 19.** Formas típicas de pilas



Fuente: CSU

**Tabla 7.** Factor de corrección por forma de pila

Forma de la pila	$K_f$
Nariz cuadrada	1.1
Nariz redonda	1.0
Cilíndrica	1.0
Punta aguda	0.9
Grupo de cilindros	1.0

Fuente: CSU

El factor forma  $K_f$  se determina cuando el ángulo de ataque es menor que 5 grados, caso contrario el factor de forma debe ser igual a 1.1

**Tabla 8.** Factor de corrección por ángulo de ataque del flujo

Ángulo de ataque	$l/a = 4$	$l/a = 8$	$l/a = 12$
$0^\circ$	1.0	1.00	1.0
$15^\circ$	1.5	2.00	2.5
$30^\circ$	2.0	2.75	3.5
$45^\circ$	2.3	3.30	4.3
$90^\circ$	2.5	3.90	5.0

Fuente: CSU

En caso de que la relación  $l/a$  sea mayor que 12 se deben tomar los valores de  $l/a=12$  como máximo. O también puede ser calculada con la siguiente ecuación;

$$K_{\emptyset} = \left( \cos \emptyset + \frac{1}{a} \operatorname{sen} \emptyset \right)^{0.65} \quad (32)$$

**Tabla 9.** Factor de corrección según forma del lecho

Condición del lecho	Altura de la duna $H$ [pies]	$K_c$
Socavación en agua clara	N/A	1.1
Lecho plano y antidunas	N/A	1.1
Dunas pequeñas	$2 < H < 10$	1.1
Dunas mediana	$10 < H < 30$	1.1 a 1.2
Dunas grandes	$H > 30$	1.3

Fuente: CSU

Es recomendable tomar  $K_c=1.1$  considerando que el lecho tiende a ser plano durante la creciente.

**Tabla 10.** Factor de corrección por acorazamiento del sedimento del lecho

$D_{50} < 2 \text{ mm}$ o $D_{95} < 20 \text{ mm}$	$K_a = 1.0$
$D_{50} \geq 2 \text{ mm}$ y $D_{95} \geq 20 \text{ mm}$	$K_a = 0.4(V_R)^{0.15}$

Fuente: CSU

Se tiene que tomar en cuenta que el mínimo valor de  $K_a = 0.4$ .

En este caso es necesario determinar las siguientes ecuaciones:

$$K_a = 0.4 * V_R^{0.15} \quad (33)$$

$$V_R = \left[ \frac{V_1 - V_{icD50}}{V_{cD50} - V_{icD95}} \right] > 0 \quad (34)$$

$$V_{icDx} = 0.645 * \left( \frac{D_x}{a} \right)^{0.053} * V_{cDx} \quad (35)$$

$$V_{cDx} = 6.19 * (h)^{\frac{1}{6}} * D_x^{\frac{1}{3}} \quad (36)$$

Dónde:

$V_R$  = relación de velocidad

$V_1$  = velocidad de aproximación

$V_{icDx}$  = velocidad requerida para iniciar socavación en la pila para el tamaño  $D_x$  de las partículas.

$V_{icD95}$  = velocidad requerida para iniciar socavación en la pila para el tamaño  $D_{95}$  del lecho del río.



$V_{icD50}$  = velocidad requerida para iniciar socavación en la pila para el tamaño  $D_{50}$  del lecho del río.

$V_{cDx}$  = velocidad crítica para iniciar movimiento de la partícula de tamaño del material  $D_x$  del lecho.

$V_{cD50}$  = velocidad crítica para iniciar movimiento de partículas de tamaño  $D_{50}$  del material de lecho.

$a$  = Ancho de la pila.

$D_x$  = Tamaño de la partícula para que el  $x$  % del material del lecho sea mas fino.

$H$  = Profundidad del agua.

#### 4.5 Socavación local en estribos

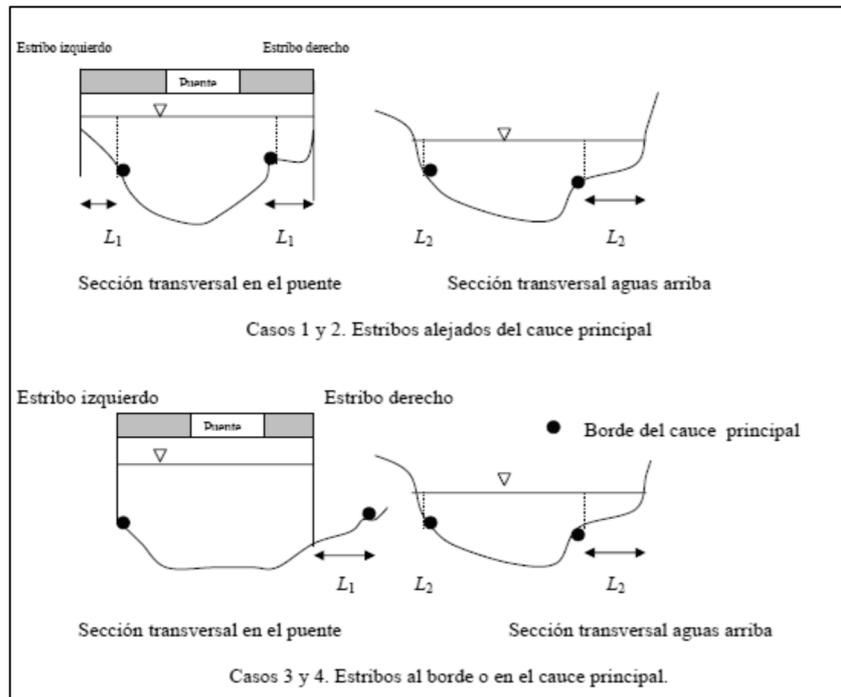
Existen varios métodos para el cálculo de socavación local en estribos pero existe la incertidumbre a la aplicabilidad y a los resultados puesto que los resultados son mayores que para pilas. Los cálculos para socavación local en estribos se basan más en información de laboratorio que información de campo y guardan valores muy conservadores de socavación, esto debido a que se considera al estribo sobre el cauce principal y que el caudal de agua obstruido es proporcional a la longitud del estribo lo que es difícil que ocurra en la realidad.

La socavación de los estribos puede ser en agua clara o en lecho móvil dependiendo en muchos donde se encuentre el estribo si es en sobre ladera, sobre banca o en el cauce principal. En muchos casos se diseñan los estribos según el criterio del Ingeniero con profundidades menores a las calculadas siempre y cuando se vaya a contar con medidas de protección o mitigación contra la socavación.

Un método fácil para determinar la longitud del estribo que se opone al paso del agua es superponer la estructura del puente a la del cauce aguas arriba y ver qué tanto cada estribo obstruye el paso del agua. Esto es válido para puentes por construir, pero no es así cuando el puente ya está construido y el cauce natural está afectado por los terraplenes de acceso, en este caso, se recurre a comparar una sección de aguas arriba con la sección en el puente, las que pueden ser diferentes en el ancho del cauce principal y estar afectadas por los terraplenes de aproximación, por lo que en vez de superponerlas mecánicamente, es mejor analizar el comportamiento real del flujo y determinar a criterio lo que de verdad el estribo está obstaculizándolo. Para ello, hay que definir en el campo cuales son los extremos del cauce principal, o sea el que lleva agua durante crecientes de cierta frecuencia.

Esto se determina por observación directa de cambios de pendiente en la sección transversal, cambios de color en el suelo o en la vegetación o cualquier otro indicio que lleve a diferenciar el cauce principal del cauce de inundaciones.

**Figura 20.** Casos de obstrucción de estribos



**Fuente:** Universidad del Cauca

L1 = Longitud entre el borde del cauce principal y la pared del estribo  
L2 = Longitud entre el borde del cauce principal y el punto de intercepción del agua con la ladera.  
L = Longitud del estribo que se opone al paso del agua.

### a. Método de Laursen

Este método razona el cambio en las relaciones de transporte debido a la aceleración del flujo causada por el estribo, una para socavación móvil y otra para socavación en agua clara.

a) Socavación en lecho móvil.

$$\frac{L}{h} = 2.75 * \left(\frac{ds}{h}\right) * \left[ \left( \left( \frac{ds}{11.5 * h} \right) + 1 \right)^{1.7} - 1 \right] \quad (37)$$

b) Socavación en agua clara.

$$\frac{L}{h} = 2.75 * \left(\frac{ds}{h}\right) * \left[ \frac{\left( \frac{ds}{11.5 * h} + 1 \right)^{\frac{7}{6}}}{\left( \frac{\sigma}{\sigma_c} \right)^{0.5}} - 1 \right] \quad (38)$$

Donde:

$d_s$  = profundidad de socavación.

$h$  = profundidad del flujo

$L$  = Longitud del estribo y accesos que se oponen al puente.

$\sigma$  = esfuerzo cortante en el lecho.

$\sigma_c$  = Esfuerzo cortante crítico D50 del material.

### b. Método de Hire

Este método es desarrollado a partir de datos del Cuerpo de Ingenieros Militares de los Estados Unidos y viene dada por la siguiente ecuación:

$$d_s = 4 * h * \left( \frac{K_f}{0.55} \right) k_{\theta} Fr^{0.33} \quad (39)$$

Donde:

$D_s$  = profundidad de socavación.

$h$  = profundidad del flujo.

$Fr$  = Numero de Froude.

$K_f$  = coeficiente de corrección por la forma del estribo.

**Tabla 11.** Coeficiente por la forma del estribo

Descripción	$K_f$
Estribo con pared vertical	1.00
Estribo con pared vertical y aletas	0.82
Estribo con pendiente hacia el cauce	0.55

Fuente: (hec-18, 1993)

$K_{\theta}$  = coeficiente de corrección por el ángulo de ataque del flujo.

$$K_{\theta} = (\theta/90)^{0.13} \quad (40)$$

$\theta < 90^{\circ}$  si el estribo está inclinado hacia aguas abajo

$\theta > 90^{\circ}$  si el estribo está inclinado hacia aguas arriba

### c. Método de Melville

Se basa en un análisis dimensional usando datos de laboratorio y no ha sido verificado en el campo al igual que otros casos y no considera ciertos efectos como rectangularidad del cauce, irregularidad del lecho entre otros por lo que hace que este método de valores de profundidades de socavaciones muy grandes en especial en estribos muy largos resultando un método conservador. Pero cabe destacar que es el Ingeniero quien



toma las decisiones sobre los valores finales del cual depende los resultados a tomar. En este método se considera los casos de estribos cortos y largos y propone las siguientes ecuaciones:

a) Estribos cortos.

Cumple si:

$$L < h$$

L = longitud del estribo y zonas de aproximación.

h = profundidad del flujo.

En este caso el modelo de flujo que causa la socavación no cambia con relación a la profundidad del flujo y por lo tanto la profundidad de socavación está en función de la longitud del estribo.

$$d_s/L = k_i k_h k_D k_\sigma k_f k_\theta k_g \quad (41)$$

Donde:

$d_s$  = Profundidad del flujo.

L = Longitud del estribo y accesos al puente.

h = profundidad del flujo.

$k_i$  = Factor de corrección por intensidad de flujo que tiene en cuenta la velocidad del flujo y la velocidad crítica para inicio del movimiento del sedimento.

$k_h$  = Factor de corrección por profundidad de flujo.

$k_D$  = Factor de corrección por tamaño de sedimento

$k_\sigma$  = Factor de corrección por gradación de sedimento.

$k_f$  = Factor de corrección por forma del estribo.

$k_\theta$  = Factor de corrección por ángulo de ataque.

$k_g$  = Factor de corrección por la geometría del cauce.

$k_L$  = Factor de corrección por longitud del estribo.

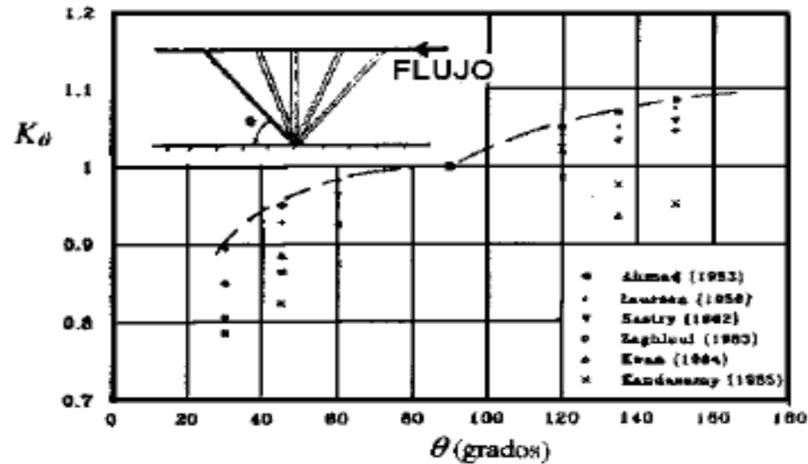
Los factores de  $k_f$  y  $k_\theta$  se obtienen de lo siguiente:

**Tabla 12.**  $k_f$  Coeficiente según forma de estribo

Forma del estribo	$K_f$
Estribo de pared vertical angosta	1.00
Estribo de pared vertical con punta semicircular.	0.75
Estribo con aletas a 45°	0.75
Estribo de pared inclinada (H:V)	
0.5:1.0	0.60
1.0:1.0	0.50
1.5:1.0	0.45

**Fuente:** (hec-18, 1993)

**Figura 21.**  $k_{\theta}$  Coeficiente segun angulo de ataque



**Fuente:** (hec-18, 1993)

En conclusión se tiene:

$$ds = 2K_f L \quad (42)$$

b) Estribo largo

$$d_s/L = k_i k_L k_D k_{\sigma} k_f k_{\theta} k_g \quad (43)$$

Donde:

$ds$  = Profundidad del flujo.

$L$  = Longitud del estribo y accesos al puente.

$h$  = profundidad del flujo.

$k_i$  = Factor de corrección por intensidad de flujo que tiene en cuenta la velocidad del flujo y la velocidad crítica para inicio del movimiento del sedimento.

$k_h$  = Factor de corrección por profundidad de flujo.

$k_D$  = Factor de corrección por tamaño de sedimento

$k_{\sigma}$  = Factor de corrección por gradación de sedimento.

$k_f$  = Factor de corrección por forma del estribo.

$k_{\theta}$  = Factor de corrección por ángulo de ataque.

$k_g$  = Factor de corrección por la geometría del cauce.

$k_L$  = Factor de corrección por longitud del estribo.

En el método de Melville se debe tener en cuenta que:

$k_L = 10$ . En estribos largos

$k_h = 2$ . En estribos cortos.

$k_i = 1$ . Se considera que las mayores profundidades se dan en lecho móvil.

$k_D = 1$ . Se considera profundidades de socavación en sedimento uniforme

$k_{\sigma} = 1$ . Se considera profundidades de socavación en sedimento uniforme

$k_g = 1$ . Se considera que la profundidad de socavación en un cauce único sería igual a la profundidad de socavación en un estribo localizado en un cauce compuesto.

En conclusión se tiene:

$$\text{Si } h < L < 25h \text{ Estribos de longitud intermedia} \\ ds = 2 * K^*_\emptyset * K^*_f * (h * L)^{0.5} \quad (44)$$

Donde:

$$K^*_f = k_f \text{ para } L \leq 10h \\ K^*_f = k_f + (1 - k_f) * \left(0.1 * \left(\frac{1}{h}\right) - 1.5\right) \text{ para } 10h \leq L \leq 25h \\ K^*_f = 1 \text{ para } L \geq 25h \\ K^*_\emptyset = k_\emptyset \text{ para } L \geq 3h \\ K^*_\emptyset = k_\emptyset + (1 - k_\emptyset) * \left(1.5 - 0.5 * \left(\frac{L}{h}\right)\right) \text{ para } h < L < 3h \\ K^*_\emptyset = 1 \text{ para } L \leq h \\ \text{Si } L > 25h \text{ Estribo Largo} \\ ds = 10 * k_\emptyset * h \quad (45)$$

En este tipo de estribo ( $ds$  máximo) no debe ser más de  $10 * h$ .

#### 4.6 Análisis de sensibilidad

Dado que es difícil la estimación de algunas de las variables involucradas en la evaluación de la socavación, resulta conveniente hacer un análisis de sensibilidad para determinar el efecto de su variación en los resultados de la profundidad de socavación.

Variables a considerar usualmente en este análisis de sensibilidad son entre otras: pendiente hidráulica del cauce la que usualmente es igual o menor que la pendiente del fondo del cauce, caudal que es obstruido por el puente, coeficiente de rugosidad de Manning, secciones de la carretera próximas al puente y que pueden servir de zonas de alivio, ángulo de ataque del flujo para aguas altas.

La estabilidad del puente debe evaluarse para determinar si la estructura debe rediseñarse, si requiere medidas de control o si se considera segura desde el punto de vista de la socavación.

Algunos aspectos a tener en cuenta son:

- Evaluación de las profundidades de socavación para ver si son razonables y consistentes con experiencias previas y criterios del evaluador.



- Evaluación de factores como movimiento lateral de la corriente, distribución de las velocidades y caudales, cambios del cauce, tipo y duración de la creciente de diseño, y tipo de corriente.
- Necesidad de diseñar estructuras o puentes de alivio.
- Verificación de si las pilas y estribos están alineados adecuadamente con relación al flujo.
- Determinación del tamaño del enrocado o diseño de las medidas de protección a recomendar, en caso de ser necesario.
- Decisión sobre si la información existente resulta suficiente y consistente para la evaluación realizada.
- Los métodos de cálculo y los criterios de evaluación suelen ser conservadores, pero se justifican pensando en que la seguridad del público y la conservación del patrimonio vial de un país son de máxima prioridad.

#### **4.7 Clasificación de los puentes**

La inspección de un puente con relación a socavación decide qué grado de daño presenta el mismo, algunos de los códigos más empleados para clasificar un puente es el que presenta el departamento de transportes de Minnesota.

A partir de dicho código se ha elegido la siguiente lista de condiciones que clasifican a los puentes con respecto a la socavación:

- Puente estable por socavación.
- Puentes con cimentaciones desconocidas.
- Puentes con bajo riesgo de falla por socavación.
- Puentes con potencial de falla por socavación.
- Puentes críticos por socavación.

Basados en la información que es necesaria en la inspección y evaluación de puentes según la teoría antes expuesta, se ha procedido a construir los respectivos formatos de recolección de información estos a su vez servirán para establecer la clasificación que van a tener los puentes con respecto a la socavación.



## **CAPÍTULO 5**

### **MEDIDAS PARA PROTECCIÓN DE PUENTES**

Se usan esencialmente para evitar problemas de estabilidad de los cauces y de los puentes controlando, demorando, minimizando o monitoreando los problemas de estabilidad de cauces y puentes para ello es necesario un análisis de las causas que a esto lo puede provocar junto con una recopilación completa de información como aspectos topográficos, hidráulicos de suelos entre otros.

Es necesario entender los factores que pueden determinar la socavación y las profundidades que estos provoquen para así determinar una medida efectiva contra esta.

En general, las medidas de protección de puentes se clasifican en tres grandes tipos tal como se resume en la Tabla 13.

#### **5.1 Medidas hidráulicas para protección de puentes**

Las medidas hidráulicas de protección son todas las que se diseñan y construyen para modificar las líneas de corriente o resistir las fuerzas erosivas del flujo en un cauce. Muchas de las medidas hidráulicas de control se consideran temporales pues tarde o temprano el flujo de agua las destruye total o parcialmente, pero entre tanto, han protegido la estructura y permitido que el puente siga en operación hasta que se construyan medidas estructurales más permanentes.

El monitoreo de las mismas se requiere durante crecientes para verificar su comportamiento. El principal objetivo de estas medidas es proteger la estructura principal contra socavación durante crecientes a costa de su propio daño, por lo que si sufren algún deterioro deben someterse a reparaciones posteriores, lo que siempre resulta más barato y fácil que reparar un puente.

Existen tres tipos principales de estructuras hidráulicas de control: Estructuras Longitudinales, Estructuras Transversales y Combinación de ellas.

**Tabla 13.** Medidas de protección de puentes.

<p><b>Medidas hidráulicas</b></p> <p>Limitan la socavación mediante la modificación de las líneas de corriente y la protección del lecho y de las bancas del cauce contra las fuerzas erosivas del flujo de agua</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Estructuras de control fluvial.</li> <li>· Estructuras longitudinales construidas a lo largo de las orillas del cauce: revestimientos, muros.</li> <li>· Estructuras transversales al flujo de agua: espolones, traviesas de fondo, vertederos de cresta ancha sumergidos.</li> <li>· Combinación de estructuras longitudinales y transversales.</li> <li>• Protección local de pilas y estribos del puente.</li> <li>· Revestimientos con enrocados, bolsas rellenas, gaviones, colchacretos.</li> <li>· Pilas auxiliares y pantallas aguas arriba.</li> <li>· Pantallas estabilizadoras.</li> <li>· Diques de encauzamiento.</li> </ul>
<p><b>Medidas estructurales</b></p> <p>Modifican estructuralmente el puente para mejorar las condiciones de estabilidad de la cimentación</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Reforzamiento de la cimentación del puente.</li> <li>· Recalces</li> <li>· Encamizados</li> <li>· Profundización de la cimentación</li> <li>· Extensión de la cimentación</li> <li>· Mejoramiento del suelo de cimentación</li> <li>• Modificaciones del puente.</li> <li>· Geometría del puente</li> <li>· Reemplazo de pilas y/o estribos</li> <li>· Reemplazo del puente</li> </ul>
<p><b>Monitoreo</b></p> <p>Recolección continua de información del cauce y del puente para alertar sobre fallas o problemas potenciales</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Monitoreo visual</li> <li>• Monitoreo post creciente</li> <li>• Monitoreo en tiempo real</li> </ul>

**Fuente.** Universidad del Cauca Colombia



## 5.2 Protección local de un puente

Consiste en tomar todas las medidas necesarias para poder aliviar el cauce contra la estructura y hacerle menos vulnerable a danos durante la creciente.

Las siguientes medidas son las más usadas para protección de puentes existentes:

- Monitoreo de las profundidades de socavación y cierre del puente de ser necesario.
- Instalación de enrocado alrededor de pilas y/o estribos.
- Construcción de diques de encauzamiento.
- Construcción de mejoras al cauce.
- Mejoramiento de las condiciones estructurales de la cimentación.
- Construcción de presas bajas o estructuras de caída aguas abajo para estabilizar el cauce.
- Construcción de puentes de alivio o aumentar la luz de puentes existentes.

Las formas más usuales de proteger al puente contra socavación local son:

- a) Con el uso de enrocados, esto mejora las condiciones del material existente para resistir socavación.
- b) Con el uso de encauzadores tanto aguas arriba como aguas abajo, esto reduce el poder erosivo de la corriente al pie del estribo o de la pila.

Otros métodos también son útiles como son pantallas protectoras, formas hidrodinámicas de la pila, extensiones de la cimentación de la pila hacia aguas arriba entre otros.

## 5.3 Protección contra socavación por contracción

Es necesario este tipo de protección en especial cuando el cauce está formado por arena y grava y cambia de curso cavando canales en el lecho, en estos casos se usan protecciones a lo ancho del cauce del río y en distancias largas.

La forma más común de proteger contra este tipo de socavación es el enrocado que resulta uno de los más económicos y durables.

### Fotografía 1. Enrocado río Tomebamba, Cuenca



**Fuente:** Sebastián Alomía  
José Calderón

A continuación se presenta unas alternativas de métodos para el cálculo de enrocados:

#### 5.3.1 Método de Maza y García (J. A. Maza y M. García (Maza, J. A., 1989)

Propone la siguiente ecuación para determinar el tamaño del enrocado para protección del cauce.

$$D = \left( \frac{V}{4.71(G_s - 1)^{0.5}h^{0.15}} \right)^{2.86} \quad (46)$$

Donde:

D = diámetro de la roca. Conviene que sea D85 [m]

V = velocidad media de la corriente [m/s]

h = profundidad del flujo [m]

Gs = densidad relativa de la roca de protección. Usualmente Gs = 2.65

Recomendaciones:

- Se lo debe colocar en el fondo de la sección transversal del puente que se vaya a proteger.
- El ancho mínimo es igual al largo de las pilas.
- Se debe aumentar en un 20% el tamaño de la roca al resultado obtenido con la ecuación anterior.

$$D_{85 \text{ diseño}} = 1.2D$$

### 5.3.2 Protección contra la socavación local al pie de pilas

En caso de tener socavación local en el puente se recomienda usar uno de los siguientes métodos a continuación:

- **Enrocado**

- Es la forma más simple de proteger una pila o estribo de un puente.
- Debe ser de tamaño mayor que si fuera un flujo sin obstrucción.
- Debe tener un mínimo de 3 capas en contacto con la estructura para garantizar su funcionalidad.

Se recomienda como mínimo rellenar el hueco dejado por la socavación aunque es mejor si este a elevaciones superiores.

**Fotografía 2.** Enrocado del puente Confederación, Norththumberland



A continuación se presentan algunas recomendaciones de cálculo.

#### 5.3.2.1 Método de Maza Álvarez

(Maza J. A., 1989). Recomienda la siguiente ecuación:

$$D_m = \frac{135V}{\gamma_s^{1.03} (h^{1/(2+h)} - 0.15V)} \quad (47)$$

Donde:

$D_m$  = diámetro medio de la roca [m]

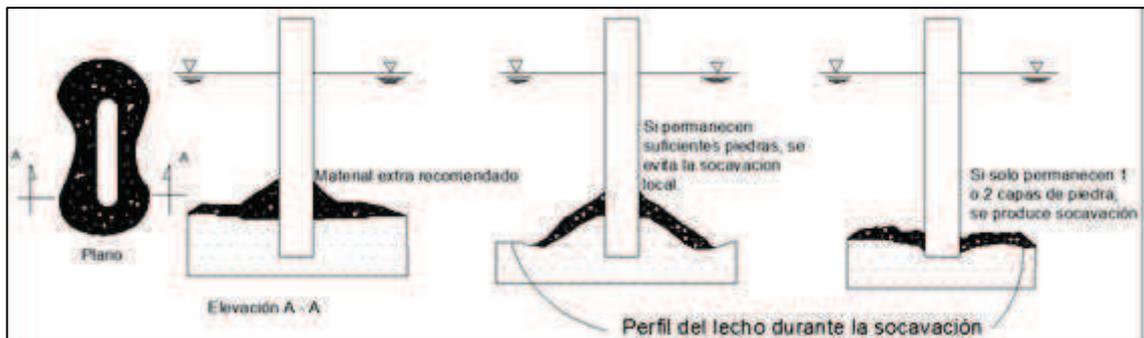
$V$  = velocidad media del flujo ( $V < 4.5$  m/s) [m/s]

$h$  = profundidad del flujo [m]

$\gamma_s$  = peso específico del material de protección [Kgr/m<sup>3</sup>]

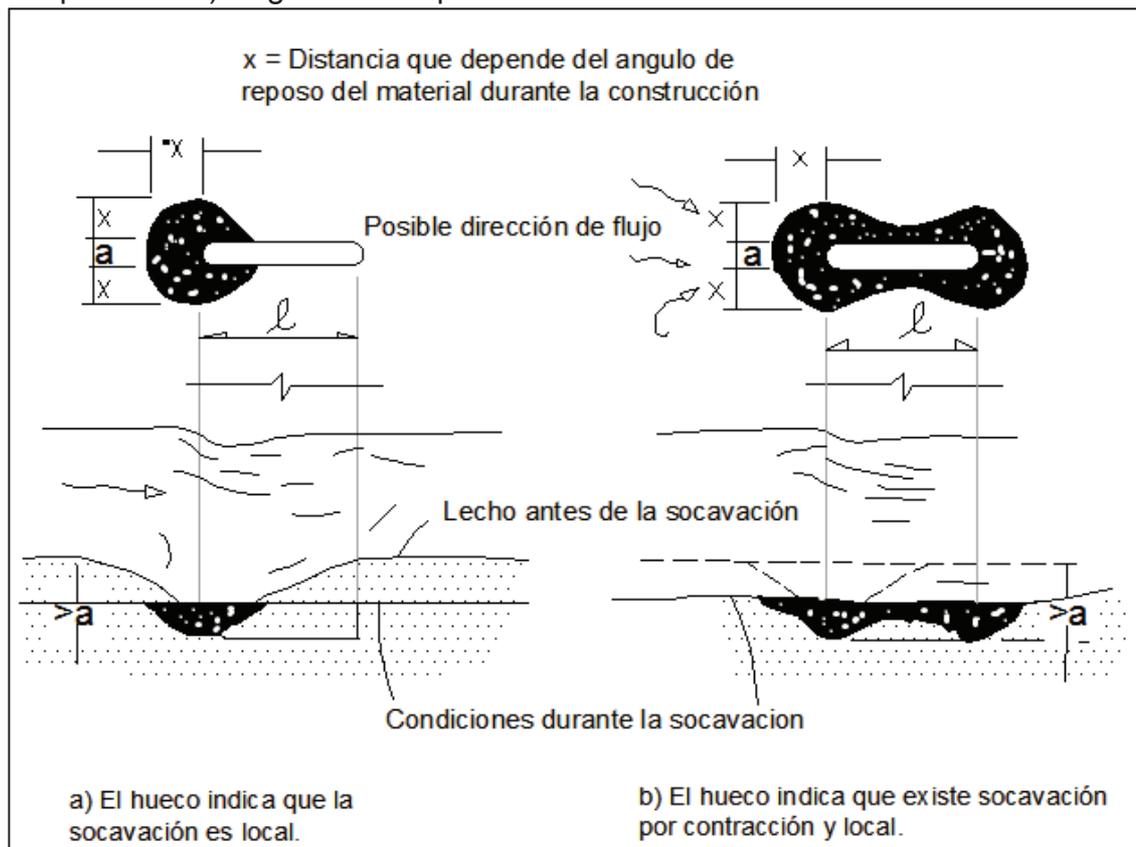
Es recomendable que las rocas rodeen a la pila o estribo con eso se tiene la seguridad de una protección total de la estructura aunque existen casos en donde el enrocado puede colocarse solamente en el extremo aguas arriba de cada pila (Figuras 22 y 23).

**Figura 22.** Comportamiento del enrocado como protección de pilas de puentes. a) Condición antes de la socavación. b) Condición durante la socavación.



Fuente: Maza, J. A., 1989.

**Figura 23.** Enrocado como protección de pilas de puentes. a) Angulo de ataque nulo. b) Angulo de ataque variable.



Fuente: Maza, J. A., 1989.

### 5.3.2.2 Método propuesto en HEC-18 (1993)

Según HEC-18 (1993) propone la siguiente ecuación para encontrar el tamaño de la roca de protección:

$$D_{50} = \frac{0.692(KV)^2}{2g(G_s - 1)} \quad (48)$$

Donde:

D<sub>50</sub> = diámetro medio de la roca [m]

K = coeficiente de forma de la pila

K = 1.5 para pila con nariz redonda

K = 1.7 para pila con nariz rectangular

V = velocidad del flujo sobre la pila [m/s]

g = aceleración de la gravedad [m/s<sup>2</sup>]

G<sub>s</sub> = densidad relativa de la roca, usualmente 2.65.

Para determinar la velocidad sobre la pila se puede usar la fórmula en función del caudal del cauce ( $V_m = Q/A$ ) y se multiplica por un coeficiente que va desde 0.9 para pilas cerca a las bancas en un cauce recto hasta 1.7 para pilas próximas a la curvatura externa del río.

HEC-18 (1993), recomienda los siguientes criterios de construcción:

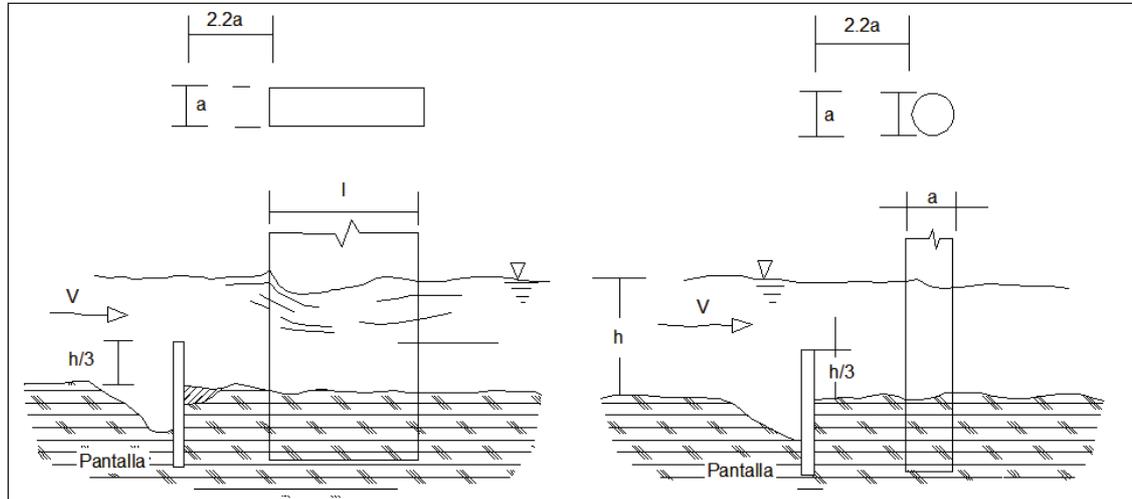
- Extender el ancho del enrocado al menos dos veces el ancho de la pila, medido desde la cara de la pila. La protección debe ser más larga que ancha y las rocas deben reponerse si se presenta socavación. Si el río es angosto se puede colocar el enrocado a través de toda la sección transversal.
- La parte superior del enrocado debe coincidir con la superficie del lecho del cauce y entre más profundo se coloque menos probabilidad existe de que sea movido pero más difícil será su colocación e inspección.
- El espesor mínimo del enrocado debe ser tres veces el diámetro D<sub>50</sub> de la roca.
- En algunos casos, el enrocado se debe colocar sobre un filtro. El filtro no se necesita si el enrocado es bien gradado o si se entierra por debajo del nivel del lecho.
- El tamaño máximo de la roca no debe exceder a dos veces el tamaño medio D<sub>50</sub> del material.

#### 5.3.2.2.1 Pantallas aguas arriba

Consiste en colocar una pantalla vertical aguas arriba de la pila, (ver Figura 24), puede ser construida de tablestacas o pilotes con el objetivo de impedir la formación de vórtices al pie de la pila. Este método se usa como una medida preventiva o correctiva y se aconseja usar en donde el

flujo se encuentra alineado y según algunos investigadores estas pantallas reducen en un 70% a la socavación según autores como Levi-Luna (Maza J. A., 1987)

**Figura 24.** Protección de pilas con pantallas



**Fuente:** Maza, J. A., 1987.

### 5.3.2.2.2 Otras forma de protección

Se podrían considerar otras métodos de protección para pilas como pueden ser:

**Pilas Auxiliares** que consiste en colocar una serie de pilas pequeñas aguas arribas de la pila principal las mismas que desvían la corriente que incide en la socavación mermando la capacidad de erosión del puente.

**Revestimiento del lecho con bloque**, que consiste en cubrir el lecho del río alrededor de las pilas con bloques únicos o formados por varias unidades que se colocan como revestimiento continuo, generalmente pueden estar formados estos bloques por gaviones concreto prefabricado o concreto fundido in situ entre otros.

**Extensión de la Cimentación**, donde la protección contra la cimentación depende de las dimensiones de la cimentación de la pila o el estribo.

### 5.3.3 Protección contra la socavación local al pie de estribos

Para el caso de protección local al pie de estribos se consideran los siguientes métodos:

- **Enrocado.** Se considera como uno de los métodos más propicios y de mas fácil ejecución para contrarrestar el método de socavación,

existen algunos métodos de cálculo entre los que recalcamos algunos de estos.

- **Método propuesto en HEC-18 (1993)** Dos casos se consideran al diseñar el enrocado para proteger los estribos:

$$D_{50} = \frac{Kh}{G_s - 1} \left( \frac{V^2}{gh} \right) \quad (49)$$
$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gh}}$$

$D_{50}$  = diámetro medio de la roca [m]

$K$  = coeficiente de forma del estribo que tiene en cuenta la aceleración del flujo en la proximidad del enrocado

$K = 0.89$  para estribos con pared inclinada hacia el cauce

$K = 1.02$  para estribos con pared vertical

$h$  = profundidad media del flujo en la sección contraída del puente [m]

$V$  = velocidad media del flujo en la sección contraída del puente [m/s]

$g$  = aceleración de la gravedad [m/s<sup>2</sup>]

$G_s$  = densidad relativa de la roca, usualmente 2.65.

$Fr$  = número de Froude

$$D_{50} = \frac{Kh}{G_s - 1} \left( \frac{V^2}{gh} \right)^{0.14} \quad (50)$$

$K = 0.61$  para estribo con pared inclinada

$K = 0.69$  para estribo con pared vertical

Para determinar la velocidad media se debe calcular el radio de la obstrucción del flujo (ROF) así:

ROF = distancia desde el borde del cauce principal hasta el pie del estribo dividida por la profundidad media del flujo.

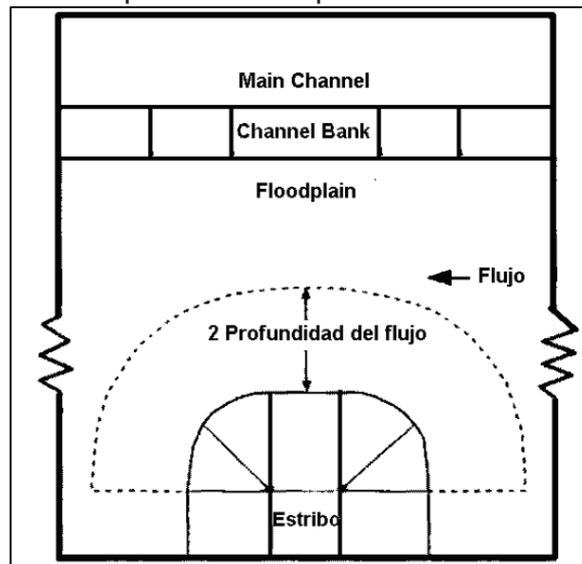
Se presentan tres casos:

- Si ROF es menor que 5 para ambos estribos, la velocidad media ( $V_m = Q/A$ ) se calcula en función del área hidráulica total en la sección contraída del puente.
- Si ROF es mayor que 5, la velocidad media se calcula para cada zona con flujo sobre la banca.

- Si ROF es menor que 5 para un estribo y mayor que 5 para el otro, la velocidad media para la primera situación debe basarse en el área del flujo limitada por el estribo y una pared imaginaria localizada en la banca opuesta.

La Figura 25 ilustra la extensión del enrocado alrededor del estribo. El espesor del enrocado no debe ser inferior al tamaño dado por  $1.5D_{50}$  o  $D_{100}$ . Este espesor debe ser incrementado en un 50% cuando el enrocado es colocado bajo agua para considerar la incertidumbre generada por las condiciones de colocación.

**Figura 25.** Enrocado de protección al pie de estribos



Fuente: HEC-18, 1993.

### 5.3.4 Otras medidas de protección de pilas y estribos

Hay casos en que no basta con proteger localmente alguna de las estructuras del puente sino que se requieren medidas de control del cauce en toda la zona, lo que es especialmente válido cuando el río está en proceso de degradación. A continuación se mencionan algunas posibilidades de control del cauce en la zona del puente válidas para protección de estribos y pilas.

#### 5.3.4.1 Bolsas rellenas

Son bolsas de polietileno o de fibras naturales rellenas con lechada de cemento, mortero, grava, arena u otros materiales se usan para protección local de pilas y estribos. Se emplean cuando no se consigue enrocado del tamaño necesario y/o a precio adecuado.

En el caso de puentes, se han usado principalmente para rellenar áreas socavadas en pilas y estribos o recuperar lechos de cauces degradados.



Las bolsas son relativamente fáciles de instalar y se adaptan fácilmente a irregularidades del terreno y a asentamientos. Se requiere de experiencia y buen criterio para decidir el tamaño de las bolsas a instalar.

Algunas recomendaciones de instalación de bolsas rellenas de son:

- Colocar una sola capa de bolsas y se debe colocar un geotextil debajo.
- Las bolsas deben traslaparse y el tope de las bolsas quedar al tope del lecho.
- Se recomiendan bolsas de 1.5 m de largo como máximo ya que mayores a esta no se adaptan bien a las deformaciones.
- Las bolsas mínimo deben tener el ancho de la zona expuesta de la pila.
- Las bolsas deben cubrir el lecho del río alrededor de la pila una distancia de 1.5 veces el ancho de la porción expuesta o un mínimo de 1.8 m, según lo que resulte mayor.

Es necesario que el lecho socavado sea limpiado antes de rellenar in situ con lechada de cemento o mortero y colocar las bolsas en una sola capa o en varias dependiendo de la profundidad de socavación.

#### **5.3.4.2 Gaviones**

Los gaviones no se han usado mucho como protección local de puentes por la facilidad a que la malla sea destruida durante crecientes, especialmente cuando el río transporta piedras grandes.

De usarse, los colchones de gaviones deben extenderse en toda la sección transversal si el ancho del río lo permite. En otro caso, al ser mas usados como protección de taludes, los colchones de gaviones encuentran más aplicación en la protección de estribos que en la protección de pilas. Los colchones de gaviones como protección de taludes usualmente consisten de secciones continuas de 30 cm a 45 cm de espesor ancladas al suelo con estacas de acero y no de bloques interconectados como son los gaviones típicos.

#### **5.3.5 Medidas estructurales para protección de puentes**

Las medidas estructurales para protección buscan mejorar las condiciones de cimentación del puente para prevenir fallas por socavación. Se requieren cuando la socavación ha dañado o expuesto al flujo los pilotes o elementos de la cimentación dejándolos sin soporte latera. Se consideran medidas permanentes de protección ya que restauran la integridad estructural del puente.



Las medidas más usuales son dos: reforzar la cimentación y modificar la cimentación del puente. Sin embargo, hay casos en que es preferible no tomar ninguna acción particular o reemplazar totalmente la estructura, tal como se manifiesta a continuación:

**a. No hacer nada**

Cuando los huecos por socavación son locales, la profundidad de los mismos es estable y si la capacidad de carga de la estructura de cimentación es suficiente, se puede dejar el puente como está y realizar inspecciones de rutina.

**b. Reforzamiento de las condiciones de cimentación**

En casos en que la creciente o las profundidades de socavación sean mayores que las estimadas en el diseño, debe recurrirse a mejorar la cimentación del puente para lo que se requiere desviar temporalmente el flujo de agua o trabajar bajo agua, proporcionar un apoyo provisional para los miembros estructurales que descansan sobre el cimient socavado y añadir obras de reforzamiento de las estructuras originales.

A veces es necesario el uso de puentes Bailey mientras se hacen las reparaciones de la cimentación.

**c. Modificaciones de la cimentación del puente**

Las modificaciones de la cimentación del puente incluyen medidas para reducir la socavación o para transferir la socavación a otro lugar.

**d. Reemplazo del puente**

Cuando no resulta económico realizar medidas de protección ya que su costo se aproxima al costo de un puente nuevo o cuando no es técnicamente viable acometer la reparación de la estructura, debe procederse a construirlo nuevamente en el mismo sitio o en otro.

**5.3.6 Reparaciones en seco y bajo agua**

Se aconseja que las mejores tipos de reparaciones se la realicen es seco, es decir de una forma que resulte fácil drenar o encerrar la zona donde se va a trabajar y es mucho mejor si los trabajos se los realiza en épocas de estiaje pues en caso de no poder realizar los trabajos en seco las corrientes de agua hacen que sea complicado las reparaciones debido a que afectan a un buen rendimiento de las actividades a realizar.

Las reparaciones en seco son más fácil de ejecutar que bajo el agua pero para ello es necesario que la zona de trabajo se la encierre con el uso de cualquier forma de desviación del curso de agua mientras se realizan los

trabajos de reparación, en el caso de reparaciones bajo el agua estas resultan más complejas pues la dificultad que estas presentan requieren más tiempos y son más costosas.

### 5.3.7 Reforzamiento de la cimentación existente

El reforzamiento de la cimentación comprende la reparación, profundización, ampliación, modificación o reemplazo de las estructuras existentes o mejoramiento del suelo de fundación con el fin de mantener su estabilidad.

A continuación se describen algunas de las soluciones más comunes para mejorar las condiciones de cimentación de puentes con problemas de socavación incluyendo recalces, encamizados, profundizaciones, extensiones, mejoramiento del suelo, modificaciones del puente, reemplazo de elementos de la cimentación y reemplazo del puente.

#### a. Recalce de la cimentación

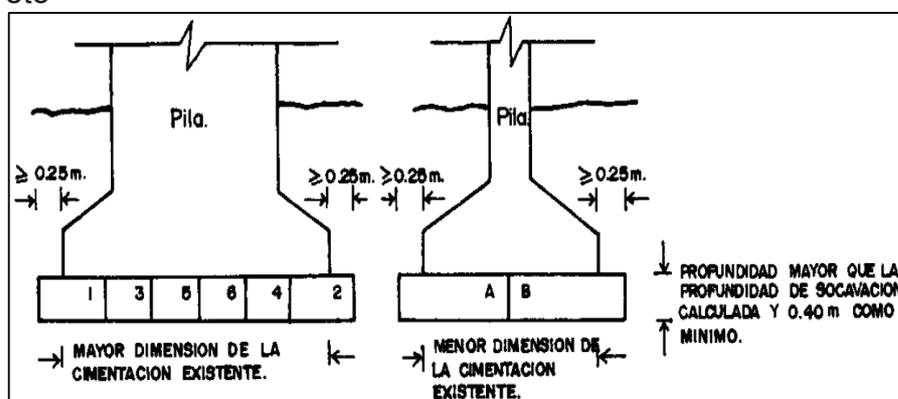
El recalce de la cimentación consiste en el apuntalamiento del cimiento socavado después de haberse hecho la remoción del material suelto, la nivelación del fondo y dado un talud estable a los lados de la excavación.

Realmente, no mejora la situación del puente desde el punto de vista estructural ya que solo repara un daño causado. Varios sistemas existen para hacer los recalces: bloques de concreto, pedestales, bolsas rellenas e inyecciones.

#### - Recalce por etapas con bloques de concreto

El recalce se hace en etapas con bloques de concreto colocados en forma alternada en caso de que la nivelación y la excavación del área socavada reduzcan el apoyo del cimiento.

**Figura 26.** Secuencia en el recalce de la cimentación con bloques de concreto



Fuente: SIPUCOL, 1996.



El concreto de recalce se proyecta como mínimo 25 cm mas allá de las caras del cimienta socavado y se profundiza al menos 40 cm bajo el fondo del cimienta.

El concreto de recalce debe vibrarse cuidadosamente para garantizar el contacto entre el concreto endurecido del fondo de la cimentación y el concreto nuevo.

#### - **Recalce de pilas**

En el caso que la pila haya descendido una distancia no muy grande, que los movimientos futuros de la cimentación del puente sean improbables y que ésta haya conservado su capacidad para soportar la estructura, se puede colocar la superestructura a su nivel original mediante un sistema de gatos y aumentar la corona de la pila por medio de un recalce hasta la cota de nivelación.

#### **b. Encamisado alrededor de pilas o estribos**

El encamisado de pilas o estribos se hace usualmente hincando tablestacas alrededor de la estructura cuyo suelo de fundación ha sido socavado o es susceptible de ser socavado como es el caso de arenas y gravas.

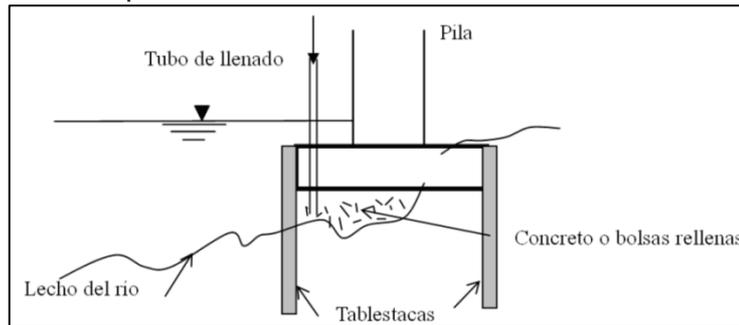
El espacio que queda entre estructura y tablestaca es después llenado con concreto. Las tablestacas se construyen de diferentes materiales siendo las de acero y madera las más comunes.

Es preferible esta solución con tablestacas cuando existe socavación a largo plazo o por contracción en el cauce, cuando con ella es posible obtener la capacidad de carga necesaria de las pilas y si la recuperación del cauce a su nivel original no es recomendable.

Las tablestacas no evitan que ocurra socavación pero sí protegen la cimentación de ser afectada por el proceso erosivo. A veces es necesario excavar por debajo de la cimentación cuando parte de ésta necesita ser reparada para obtener suficiente capacidad portante.

Las tablestacas deben ser lo suficientemente profundizadas para lograr una estructura estable ante máximos niveles de socavación cuando podría comportarse como una estructura de gravedad sujeta a grandes presiones laterales del agua.

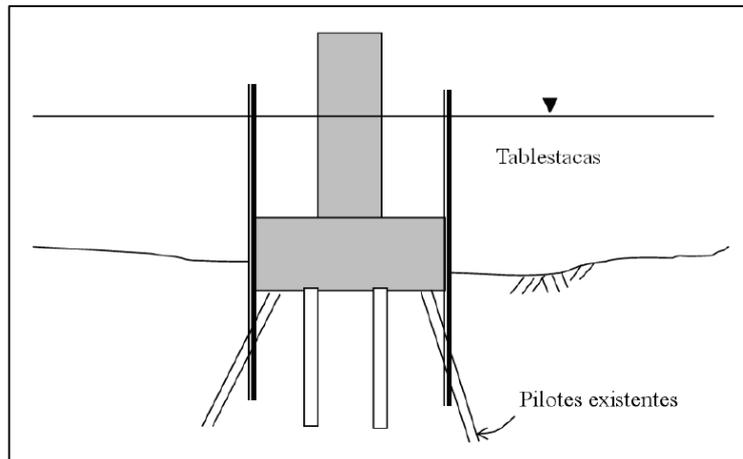
**Figura 27.** Tablestacas y llenado de vacíos. Tablestacas cortadas a ras con el tope de la zapata



Fuente: SIPUCOL, 1995.

Las tablestacas son caras y difíciles de instalar bajo un puente. Deben quedar bien empotradas en el suelo de fundación para evitar que el concreto las desplace. Tubos de ventilación y orificios de inspección deben instalarse para asegurar el llenado de los vacíos con concreto y verificar que el agua no se quede atrapada en puntos altos de la cimentación. Otro problema con el hincado de las tablestacas es la presencia de pilotes inclinados.

**Figura 28.** Pilotes inclinados como impedimento al hincado de tablestacas.



Fuente: SIPUCOL, 1995

### c. Profundización de la cimentación

Varias técnicas existen para profundizar la cimentación hasta niveles deseados: pilotes con cabezales, micropilotes, pantallas y cajones autofundantes.



- **Pilotes con cabezales**

Se construye un sistema de pilotes adicionales que se conectan a la cimentación original por medio de cabezales. Su construcción implica el uso de camisas para proteger la perforación durante los procesos de excavación, colocación de la armadura y el vaciado del concreto.

La cimentación existente debe cargarse sobre vigas transversales de dimensión suficiente que se apoyan sobre los pilotes previamente construidos.

Esto implica que la zapata o la viga de carga de la estructura sea ampliada y perforada para fundir los pilotes.

- **Micropilotes**

Se usan para recimentar la fundación existente. Los micropilotes son perforados por rotación a través de la estructura existente y alrededor de la misma.

- **Pantallas o cajones auto fundantes**

Esta solución consiste en bajar pantallas o cajones auto fundantes alrededor de las pilas en forma de punta de diamante preferiblemente, y con pared sencilla o doble.

## CAPÍTULO 6: APLICACIÓN PRÁCTICA

### 6.1 Fundamentación.

Para la aplicación práctica del tema en cuestión se procederá aplicar lo mencionado con anterioridad en 2 puentes, en los que se realizó la inspección, evaluación y de ser necesario el establecimiento de medidas de protección.

Los dos puentes a intervenir se encuentran ubicados en la ciudad de Azogues, provincia del Cañar; el primer puente que está en el sector del terminal terrestre de la ciudad en la avenida “Che Guevara” y el segundo que se encuentra en la avenida 16 de Abril, sector Charasol; los dos se usan como puentes de paso vehicular y se encuentran sobre el río Burgay.

A continuación se presenta el caso práctico en los que constara: primero el formato de inspección seguido de un formato de evaluación, los mismos que después de ser analizados con los datos obtenidos en las visitas de campo se procederán o dar un resultado del cual dependerá su forma de mitigación.

### 6.2 Puente de la Av. Che Guevara.

La fotografía 3 muestra la ubicación del puente con respecto a la ciudad, este puente se encuentra justo al final de la zona alta o urbana de la ciudad de Azogues, es un puente de hormigón armado formado por 2 estribos en los extremos del puente los sobre los cuales se ubica la losa en el que se encuentra la capa de rodadura. El puente tiene 24 metros de largo por 23.80 de ancho (Anexo 3 Planos de diseño recomendado de muros de gaviones)

#### Fotografía 3. Ubicación del puente Av. Che Guevara



Fuente: Sebastián Alomía. José Calderón



Una vez determinada la ubicación del puente se procedió a realizar el análisis de la inspección y evaluación.

### 6.2.1 Formato de inspección de socavación de puentes

**Puente:** Sector Terminal Terrestre  
**Longitud del puente:** 24 m.  
**Carretera:** Av. Ernesto Che Guevara  
**Corriente:** Norte - Sur  
**Ciudad próxima:** Azogues  
**Provincia:** Cañar  
**Inspectores:** Sebastián Alomía, José Calderón  
**Fecha:** 6 de septiembre de 2013  
**Coordenadas:** x= 739368 y= 9695565

### 6.2.2 Información de oficina

#### - Mapas topográficos de la cuenca hidrográfica del puente

Esta información se la pudo encontrar en el municipio de la ciudad de Azogues de forma digital, con curvas de nivel cada 1 m. la misma es parte de un estudio de "Análisis de la vulnerabilidad a eventos de crecida y diseño de obras físicas para la protección de márgenes e infraestructura del río Burgay", a la cual se pudo tener acceso.

#### - Planos de planta y secciones del puente

La información de planta y secciones del puente mencionado no se la pudo conseguir, por lo que se procedió con la obtención de datos en campo para realizar un esquema del mismo.

#### - Datos de niveles de agua y caudales máximos

Como parte del estudio de vulnerabilidad antes mencionado se ha obtenido los archivos de modelación en el software hec-ras con los cuales se ha procedido a obtener información de las secciones transversales del cauce, entre estas se encuentran los niveles de agua para diferentes períodos de retorno.

#### - Fotografías aéreas

Se obtuvieron imágenes desde el software Google Earth.

### 6.2.3 Revisión y evaluación de la información recolectada

- **¿Están las pilas y/o estribos soportados por pilotes o cajones?**

No se pudo determinar que tipo de fundación tienen los estribos, al no existir planos con detalles del puente.

- **¿Es el puente perpendicular al curso de agua?**

No. Según lo que se pudo observar mediante las fotografías aéreas obtenidas el cauce del río y el puente forman un ángulo de 42°.

- **¿Están las pilas y/o estribos paralelos al flujo de agua o están sesgados?**

Sí. Mediante visita de campo se pudo observar que los estribos del puente se encuentran paralelos al flujo de agua.

- **¿Está la cimentación del estribo asentada sobre material resistente a la socavación, como roca o arcilla dura?**

No. El material que se pudo verificar es arcilla blanda.

### 6.2.4 Resumen de la información existente

El puente es de una sola luz, por lo que no tiene pilas centrales. No existen planos de detalles de la geometría del puente para determinar el tipo de cimentación por lo que no se puede determinar a qué nivel se encuentra la misma. A partir de información que se pudo obtener en el sitio se realizó un esquema del puente donde se muestra su geometría y la ubicación de las zonas de riesgo por socavación (Anexo 3 Planos de diseño de muro de gaviones).

### 6.2.5 Información sobre el puente

**Tabla 14,** Información sobre el puente

<b>Estribo.</b> El río corre de norte a Sur.	<b>Localización (m).</b> En las laderas, en los bordes, en el cauce principal. (Anotar distancia de cada borde).	<b>Protección.</b> Tipo, tamaño, condición y extensión.	<b>Socavación.</b> Si.(Alta, Media, Baja). No
Izquierdo	Se ubica en el cauce principal.	No existe protección	Si BAJA
Derecho	Se ubica en las laderas a 3m del borde del cauce	No existe protección	No

**Fuente:** Sebastián Alomía. José Calderón.



### 6.2.6 Problemas existentes o potenciales en el puente con relación a socavación

- **Desplazamiento de estribos**

En la visita en campo no se pudo evidenciar factores que indiquen que los estribos hayan sufrido desplazamiento.

- **Puente agrietándose o asentándose**

No presenta condiciones de agrietamiento evidentes.

- **Laderas desestabilizadas.**

Las laderas aledañas al sitio del puente no presentan condiciones de desestabilización.

- **Socavación cerca a estribos o pilas**

La socavación que se presenta es en el estribo izquierdo pero no es de gran magnitud como se observa en la siguiente fotografía.

- **Posibilidad de obstrucción por desechos.**

La posibilidad de que el puente se obstruya por desechos es mediana debido a que el galibo del puente es igual a 2.40 m. lo que con el arrastre de árboles o ramas podría producir obstrucción del flujo.

### 6.2.7 Información sobre el cauce

La siguiente información sobre los coeficientes de rugosidad se la pudo obtener del modelo hidráulico hec-ras para el “Análisis de la vulnerabilidad a eventos de crecida y diseño de obras físicas para la protección de márgenes e infraestructura del río Burgay”.

Zona	n Manning	Material y descripción.
Cauce principal	0.04	Heterogéneo, entre rocas de diámetro 1m hasta arenas finas.
Zona de inundación o laderas. Aguas arriba	0.035	Material arcilloso, con vegetación existente (pasto)
Zona de inundación o laderas. Aguas abajo	0.035	Material Arcilloso, con vegetación existente (pasto)

Material del lecho del cauce	Tipo: arcilla, limo, arena, grava, piedra, roca.	Tamaño: fino, medio, grueso.
Aguas arriba	Arena	medio
	Grava	medio
	Piedra	grueso
Bajo el puente	Arena	medio
	Grava	medio
	Piedra	medio
Aguas abajo	Arena	medio
	Grava	medio
	Piedra	grueso

**Fuente:** Sebastián Alomía. José Calderón

### 6.2.8 Otros parámetros

#### - **Puente localizado cerca de una curvatura**

Mediante fotografías aéreas se pudo determinar que el puente se encuentra ubicado sobre una curvatura del cauce la cual produce un ángulo de ataque al estribo izquierdo estimado de 42°.

#### - **Evidencia de migración lateral**

No se presentan evidencias de migración lateral latentes, se debería haber analizado la condición actual del cauce con información disponible de años anteriores, pero al no contar con esta información se puede optar por tener como punto de base este análisis para futuras inspecciones y/o evaluaciones.

#### - **Evidencia de erosión en las laderas**

Sobre la ladera aguas arriba derecha se puede observar material de relleno arcilloso suelto que no presenta ninguna protección contra la erosión del mismo.

#### - **Evidencia de agradación**

Bajo el puente en el margen derecho se ha producido acumulación de material arcilloso que casi ha cubierto totalmente el estribo derecho.

- **Evidencia de degradación**

Bajo el puente en el margen izquierdo se pudo evidenciar que los muros de gaviones existentes tras los estribos se han deteriorado, además de existir agujeros debajo de estos muros que son producto del lavado que produce el río así como acumulación de arena que susceptible a remoción de este durante crecientes.

**6.2.9 Calculo de la socavación**

Previo a realizar los cálculos para determinar la socavación, es necesario conocer ciertos parámetros del río. Para esto se empleó la información que se pudo obtener sobre el cauce del río Burgay en formato digital del software hec-ras, de donde se obtuvieron las secciones transversales del cauce en la localización de los puentes en estudio.

Se obtuvo además el caudal máximo que se producirá para un período de retorno de 5 años con el cual se procedió a determinar la altura normal de flujo.

Las fórmulas de cálculo que se han descrito en el marco teórico para la determinación de la socavación utilizadas, requieren conocer información sobre el material del lecho; la granulometría de este suelo fue obtenida mediante muestras que se obtuvieron en los lugares de los puentes, a continuación se detalla el informe de laboratorio, donde se presenta la granulometría del fondo del cauce de cada río.

**Figura 29:** Informe de laboratorio



**LABORATORIO DE SUELOS**  
Fray Marchona y Av. Loja (Urb. Antonio Barrero V. Lote 29)  
Telfs.: 2385-371 099773004 (PRINCIPAL: Cuenca)  
Av. Oriente y 3 de Noviembre (Sector San Francisco)  
Telfs.: 2247-645 085713834 (SUCURSAL: Azogues)

**Ing. Iván Riquetti V.**  
M.Sc. Geotecnia  
Oklahoma State University

**Ing. Juan Pablo Riquetti M.**  
M.Sc. Geología y Geotecnia  
Universidad de Cuenca

**ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO**

PROYECTO: INSPECCIÓN Y EVALUACIÓN DE SOCAVACIÓN LOCAL EN PUENTES Y ESTABLECIMIENTO DE MEDIDAS DE PROTECCIÓN.  
SOLICITADO POR: SEBASTIAN ALOMÍA  
UBICACIÓN: PUENTE 1 - SECTOR TERMINAL TERRESTRE  
MUESTRA: GRAVA Y ARENA (RIO BURGAY) FECHA : 11-oct-13

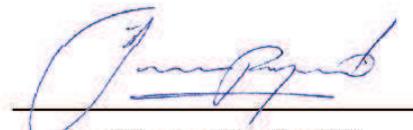
CONTENIDO DE AGUAS	PESO HUM + CAPS	PESO SECO + CAPS	PESO CAPSULA	CONTEN DE AGUA	VALOR MEDIO
NORMA:	86,35	84,12	18,21	3,38	3,34
ASTM D-2216	83,83	81,69	16,93	3,30	

PESO TOTAL ANTES DEL ENSAYO:	7524,00 gr.	Wst:	7406,80 gr.
PESO TOTAL FINAL DEL ENSAYO:	7524,00 gr.		
PESO TOTAL ANTES DE LAVADO:	500,00 gr.	Wst:	483,82 gr.

	TAMIZ		PESO	PESO	%	%
	No.	mm.	RETEN. ACUMUL.	RETEN. PARCIAL	RETENIDO	PASA
ANALISIS GRANULOMETRICO  NORMA: ASTM C-136	3 "	76,080	0,0	0,0	0,00	100,00
	2 "	50,720	579,0	579,0	7,82	92,18
	1 1/2 "	38,040	996,0	417,0	13,45	86,55
	1 "	25,360	1536,0	1119,0	20,74	79,26
	3/4 "	19,020	1903,0	784,0	25,69	74,31
	1/2 "	12,680	2563,0	1779,0	34,60	65,40
	3/8 "	9,530	3032,0	1253,0	40,94	59,06
	RET. No. 4	4,760	3902,0	2649,0	52,68	47,32
	PAS. No. 4	4,760	3622,0	-----	-----	-----
	No. 8	2,380	85,70	85,70	61,06	38,94
	No. 16	1,190	168,00	82,30	69,11	30,89
	No. 30	0,590	261,60	179,30	78,27	21,73
	No. 50	0,297	359,60	180,30	87,85	12,15
	No. 100	0,149	440,90	260,60	95,80	4,20
	No. 200	0,075	469,30	208,70	98,58	1,42
	Pasa No.200	-----	14,5	-----	-----	-----

D10	0,257 mm
D30	1,132 mm
D50	5,849 mm
D60	9,995 mm
D85	35,339 mm
D90	45,804 mm
D95	59,859 mm

Diam. Efectivo =	0,257 mm
Coef. de Unifor. =	38,892
Coef. de Curvat. =	0,499
Peso Específico =	2,342



Ing. M.Sc. Juan Pablo Riquetti M.

Fuente: R y R. Laboratorio de suelos.

### 6.2.10 Forma de socavación.

La siguiente tabla muestra el cálculo de la velocidad media del río para un período de retorno de 5 años.

**Tabla 15.** Datos de entrada y cálculo de la velocidad media del río

DATOS DE ENTRADA			
DESCRIPCION	SIMBOLO	UNIDAD	VALOR
Ø partícula 50% <	<b>D50</b>	m	0.01
MANNING	<b>n</b>		0.040
AREA	<b>A</b>	m <sup>2</sup>	24.54
PERIMETRO	<b>P</b>	m	17.94
PENDIENTE	<b>I</b>		0.014
<b>VELOCIDAD</b>	<b>V</b>	m/s	3.65

Fuente: Sebastián Alomía. José Calderón.

**Tabla 16:** Muestra el cálculo de la velocidad crítica del lecho.

DATOS DE ENTRADA			
DESCRIPCION	SIMBOLO	UNIDAD	VALOR
Ø partícula 50% <	<b>D50</b>	m	0.005
MANNING	<b>n</b>		0.040
PROF. FLUJO	<b>h</b>	m <sup>2</sup>	1.76
<b>VELOCIDAD</b>	<b>Vc</b>	m/s	1.23

**Fuente:** Sebastián Alomía  
José Calderón

Según los resultados obtenidos en la tablas 15 y 16 se pudo determinar el tipo de socavación que servirán para el cálculo de las socavaciones más adelante. La tabla 17 muestra el resultado del tipo de socavación según las velocidades obtenidas.

**Tabla 17.** Resultados de tipo de socavación.

AGUA CLARA SI  $V < V_c$

LECHO MOVIL SI  $V > V_c$

RESULTADOS	
TIPO DE SOCAVACION	<b><u>SOCAVACION LECHO MOVIL</u></b>

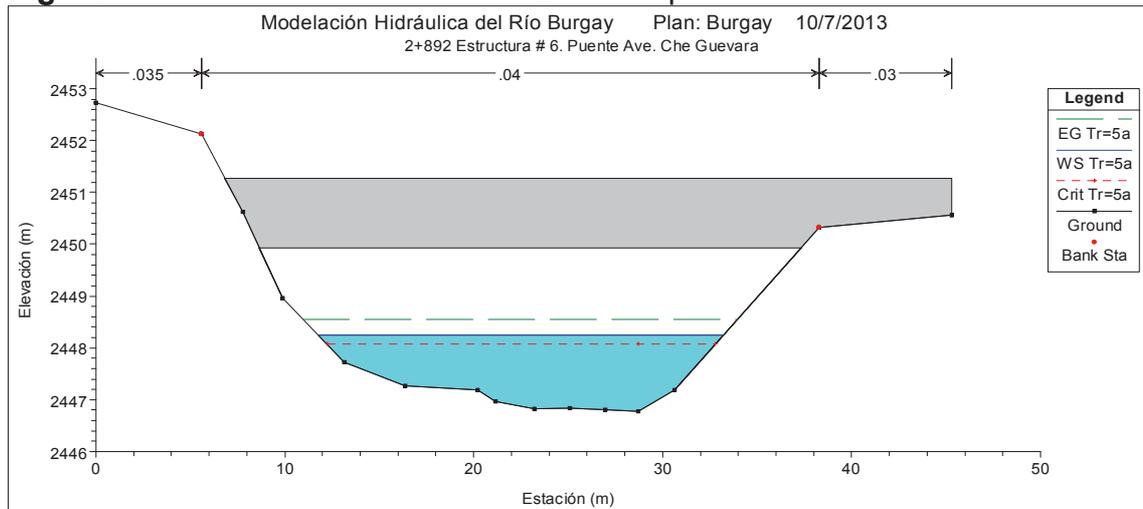
**Fuente:** Sebastián Alomía  
José Calderón

### 6.2.11 Socavación general.

El caudal de diseño en el río Burgay para un período de retorno de 5 años es de 64.52 m<sup>3</sup>/s. se ha verificado que la pendiente del cauce tiene un promedio de 1.4%. En el informe de laboratorio anterior se puede verificar el D50 para los ríos que son 5.849 mm para el puente sobre la Av. Che Guevara.

En la figura 30 se muestra el perfil transversal de la sección con los diferentes niveles de agua para un período de retorno de 5 años, es decir el nivel crítico de agua, la línea de energía y el calado que se consideró a la hora de realizar los cálculos. Y en la fotografía 4 se muestra el sector del río a ser analizado.

**Figura 30.** Sección transversal de la zona del puente



**Fuente:** hec-ras estudio de vulnerabilidad del río Burgay. MUNICIPIO DE AZOGUES

**Fotografía 4.** Ubicación de la sección a analizar

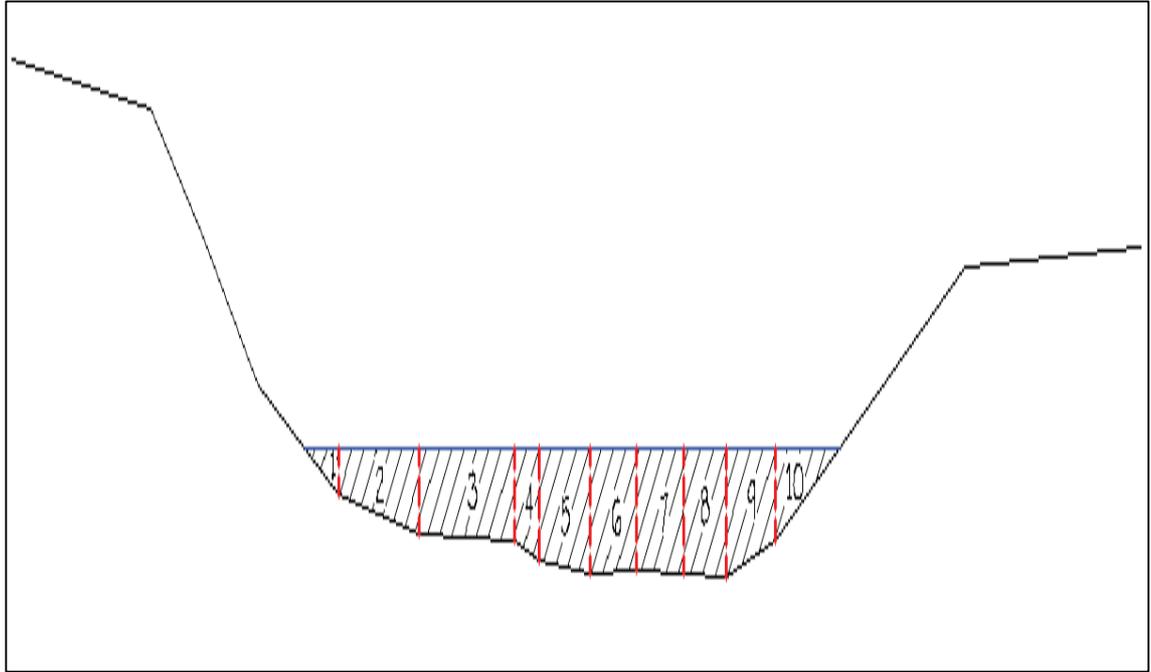


**Fuente:** Sebastián Alomía  
José Calderón

Mediante la ayuda del HEC-RAS y AUTOCAD se realizó el método de las dovelas para determinar el área de cada sub sección. La forma de cada sub sección es de un trapecio. Con esta ayuda se determinó las abscisas y cotas de cada trapecio y así poder determinar las áreas requeridas

necesarias para la aplicación de los métodos de cálculo que se expusieron anteriormente.

**Figura 31.** Esquema de análisis en el que se basa los cálculos de socavación



**Fuente:** Sebastián Alomía  
José Calderón

Con el tirante de agua, la rugosidad y geometría de cada dovela se procedió a calcular la velocidad y caudal correspondiente a cada una de las subdivisiones.

Algunos datos del cauce del río, son requeridos para todos los dos métodos de cálculo de profundidad de socavación. Para evitar repeticiones se muestra en la tabla 1 los datos mencionados con las abscisas de izquierda a derecha y cotas de cada sub sección.

**Tabla 18.** Datos comunes para los métodos de cálculo utilizados

Franja	Abscisa	Cota de fondo	Ancho (m)	Calado medio (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Perímetro (m)	Radio hidráulico (m)	Velocidad (m/s)	Caudal m <sup>3</sup> /s
1	11.78	2448.25	1.36	0.26	0.35	1.46	0.24	1.15	0.40
2	13.15	2447.73	3.21	0.74	2.39	3.25	0.74	2.91	6.97
3	16.36	2447.27	3.85	1.02	3.91	3.85	1.02	2.96	11.59
4	20.20	2447.18	0.97	1.17	1.14	1.00	1.14	2.98	3.39
5	21.18	2446.96	2.04	1.35	2.76	2.04	1.35	3.00	8.28
6	23.21	2446.82	1.88	1.42	2.67	1.88	1.42	3.01	8.03
7	25.09	2446.83	1.88	1.43	2.67	1.88	1.43	3.01	8.06
8	26.97	2446.81	1.72	1.45	2.50	1.72	1.45	3.02	7.55
9	28.69	2446.78	1.94	1.26	2.46	1.99	1.24	2.99	7.35
10	30.64	2447.19	2.59	0.53	1.37	2.80	0.49	2.85	3.91

Fuente: Sebastián Alomía  
José Calderón

- **Método de Lischvan-Levediev**

Tr	5	años
So	1.4	%
n	0.04	
D50	5.849	mm
$\beta$	0.86	
z	0.36	
$\phi$	1.00	
$\mu$	1.00	

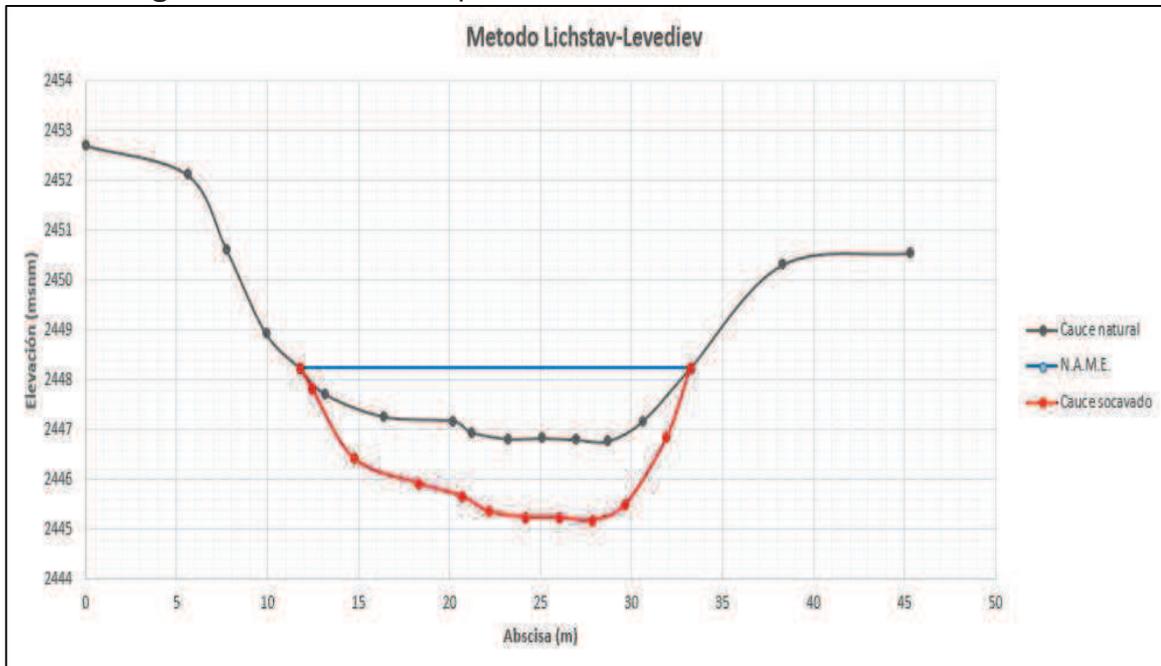
**Tabla 19.** Datos de entrada método de Lischvan-Levediev.

Franja	$\alpha$	Hs	ds
1	12.28	0.42	0.16
2	4.84	1.82	1.08
3	2.88	2.32	1.30
4	2.38	2.59	1.42
5	1.82	2.90	1.54
6	1.69	3.00	1.58
7	1.67	3.01	1.59
8	1.62	3.06	1.61
9	2.10	2.74	1.48
10	9.35	1.40	0.87

Fuente: Sebastián Alomía  
José Calderón

En la figura 32 se muestra gráficamente la socavación que se produce en cada sub sección analizada.

**Figura 32.** Socavación producida, Método Lichstav-Levediev AU



**Fuente:** Sebastián Alomía  
José Calderón

**Tabla 20.** Resultados de cálculo método Lichstvan-Levediev

Resultados	
Método	Socavación máxima (m)
Lichstvan-Levediev	1.61
Neill	2.66

**Fuente:** Sebastián Alomía  
José Calderón

- **Método de Neill.**

**Tabla 21.** Datos de entrada para cálculo de socavación por el método de Neill

<b>D50</b>	5.849	mm
<b>So</b>	1.4	%
<b>Ks</b>	0.04	
<b>g</b>	9.81	m/s <sup>2</sup>

**Fuente:** Sebastián Alomía  
José Calderón

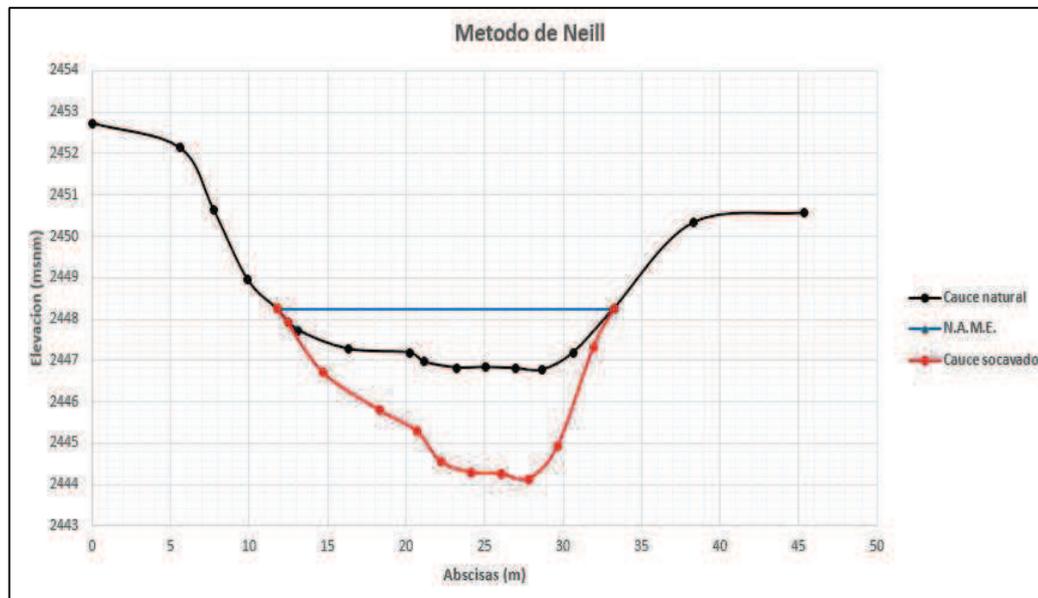
**Tabla 22.** Resultados de socavación. Metodo de Neill

Franja	Abscisa (m)	Caudal unitario (m <sup>3</sup> /s/m)	Hs (m)	ds (m)
1	11.78	0.29	0.34	0.08
2	13.15	1.80	1.55	0.81
3	16.36	3.04	2.45	1.43
4	20.20	3.79	2.96	1.79
5	21.18	4.89	3.70	2.35
6	23.21	5.29	3.96	2.54
7	25.09	5.34	3.99	2.57
8	26.97	5.52	4.11	2.66
9	28.69	4.31	3.31	2.05
10	30.64	0.98	0.92	0.39

**Fuente:** Sebastián Alomía  
José Calderón

En la tabla 22 se muestra el cálculo de la profundidad de socavación de cada sub sección mediante el método de Neill. En la figura 4 se muestra gráficamente la socavación que se produce en cada sub sección analizada, con los resultados obtenidos anteriormente.

**Figura 33.** Socavación producida, Método de Neill



**Fuente:** Sebastián Alomía  
José Calderón

### 6.2.12 Socavación local.

Para este caso se analizó la socavación local en estribos ocupando como opciones de cálculo los métodos desarrollados en la teoría presente de esta investigación.

- **Método de Laursen.**

Según el tipo de socavación se presentó el método de Laursen para socavación en lecho móvil.

La tabla 23 a continuación muestra los datos de entradas utilizados:

**Tabla 23.** Datos de entrada. Método Laursen.

DATOS DE ENTRADA			
DESCRIPCION	SIMBOLO	UNIDAD	VALOR
PROF. DEL FLUJO	<b>h</b>	m	1.39
LONG. DEL ESTRIBO. Opone al flujo	<b>l</b>	m	0.4

**Fuente:** Sebastián Alomía  
José Calderón

La profundidad de flujo se la obtuvo del programa de HEC RAS basada en los datos del “Análisis de la vulnerabilidad a eventos decrecida y diseño de obras físicas para laprotección de márgenes e infraestructura del río Burgay” facilitadas por la Municipalidad de la ciudad de Azogues.

La longitud del estribo (l) se la obtuvo por observación directa realizada en la inspección de campo. La tabla 24 muestra la tabla de cálculo, valores y el resultado obtenido de la profundidad de socavación según este autor.

**Tabla 24.** Cálculo y resultados de profundidad de socavación según Laursen

CALCULO DE PROFUNDIDAD DE SOCAVACION			
<b>Parámetro de comparación 1</b>	<b>l/h</b>		0.29
	<b>ds</b>		1.16
<b>Parámetro de comparación 2</b>	$2.75 \frac{d_s}{h} \left[ \left( \frac{d_s}{11.5h} + 1 \right)^{1.7} - 1 \right]$		0.29
	<b>*1-2</b>		0.00
RESULTADOS			
<b>ALTURA SOCAVACION</b>	<b>ds</b>	m	1.16

**Fuente:** Sebastián Alomía  
José Calderón

- **Método Hire.**

La siguiente tabla muestra los datos de entrada utilizados en el método.

**Tabla 25.** Datos de entrada. Método Hire

DATOS DE ENTRADA			
DESCRIPCION	SIMBOLO	UNIDAD	VALOR
PROF. DEL FLUJO	<b>h</b>	m	1.39
LONG. DEL ESTRIBO.	<b>l</b>	m	0.4
ANGULO DE INCLINACION	$\emptyset$	º	42
FROUDE			<b>0.99</b>

**Fuente:** Sebastián Alomía  
José Calderón

Los valores de profundidad de socavación y longitud del estribo son los mismos que en el método de Laursen. El valor del ángulo de inclinación ( $\emptyset$ ) se obtuvo de la visita de campo realizada al puente en cuestión.

Con estos valores se procedió al cálculo de la profundidad de socavación local según Hire Tabla 25. Aquí se muestra los valores de los coeficientes tanto de forma como por ángulo obtenidos de las tablas dadas en este método.

**Tabla 26.** Coeficientes y resultado de cálculo de profundidad de socavación. Método Hire.

DETERMINACION DE COEFICIENTE K			
COEFICIENTE FORMA	$K_f$		0.55
COEFICIENTE POR ANGULO	$K_{\emptyset}$		0.54
<b>ALTURA SOCAVACION</b>	<b>ds</b>	m	<b>2.96</b>

**Fuente:** Sebastián Alomía  
José Calderón

- **Método Melville.**

Para el inicio de este cálculo se determinó primero el tipo de estribo comparando los datos de profundidad de flujo y longitud del mismo ya obtenidos con anterioridad resultando un tipo de estribo corto ( $l < h$ ).

**Tipo de estribo = ESTRIBO CORTO**

En la tabla 27. Mostramos los datos de entrada para este método:

**Tabla 27.** Datos de entrada. Método Melville.

DATOS DE ENTRADA			
DESCRIPCION	SIMBOLO	UNIDAD	VALOR
PROF. DEL FLUJO	<b>h</b>	m	1.39
LONG. DEL ESTRIBO.	<b>l</b>	m	0.4
ANGULO DE INCLINACION	<b>∅</b>		42
FROUDE			<b>0.97</b>

**Fuente:** Sebastián Alomía  
José Calderón

El número de Froude se obtuvo en base a la velocidad media dada en el tipo de socavación, el resto de los datos aquí mostrados son los mismos ocupados en los métodos anteriores.

La tabla 27 muestra los coeficientes determinados necesarios para la determinación de la profundidad de socavación para este método así como el resultado del cálculo de la profundidad de socavación basados en los parámetros obtenidos. Los valores de los coeficientes se obtuvieron de las tablas dadas para este método explicadas en la sección: "CALCULO DE SOCAVACION LOCAL EN ESTRIBOS".

**TABLA 28.** Valores de coeficientes y cálculo de la profundidad de socavación

COEFICIENTES K			
COEFICIENTE FORMA	$K_f$		1
	$K_f^*$		1
	$K_{\emptyset}^*$		1.00
COEFICIENTE POR ANGULO	$K_{\emptyset}$		0.96
COEFICIENTE POR PROFUND.	$K_h$		2.00
COEFICIENTE POR LONGIT.	$K_L$		10.00
COEFICIENTE POR TAMANO	$K_D$		1.00
COEFICIENTE POR GRADACION	$K_{\sigma}$		1.00
COEFICIENTE POR GEOMETRIA.	$K_g$		1.00
<b>ALTURA SOCAVACION</b>	<b>ds</b>	m	0.80

**Fuente:** Sebastián Alomía  
José Calderón

Haciendo un análisis de los resultados, en la tabla 28 mostramos un resumen de los datos básicos de entrada necesario para el cálculo de los métodos así como los resultados de cada método para una comparación y poder determinar un solo valor de entre estos, o caso contrario se podría usar como dato de profundidad de socavación el promedio entre

los valores obtenidos.

**Tabla 29.** Resumen de valores de entrada y resultados de cada método

DATOS DE ENTRADA		
Profundidad del flujo	1.39	m
Longitud des estribo (que se opone al paso de agua)	0.4	m
Angulo de ataque	42	°

METODO	ds (Prof. socav.)	VALOR ASUMIDO	1.64
LAURSEN	1.16		
HIRE	2.96		
MELVILLE	0.80		

**Fuente:** Sebastián Alomía  
José Calderón

Se consideró como resultado final el promedio de entre los 3 valores calculados, así nos mantenemos en un rango considerable de seguridad y no muy exagerado de la socavación que podría ocurrir en este análisis de estribo.

### 6.2.13 Fotografías

**Fotografía 5.** Vista aérea del puente donde se puede verificar el ángulo que forma el eje del mismo con el eje del cauce del río.



**Fotografía 6.** Vista lateral del puente desde aguas arriba.



**Fotografía 7.** Vista lateral del puente desde aguas abajo



**Fotografía 8.** Estado de las laderas aguas arriba en el margen derecho.



**Fotografía 9.** Estado de las laderas aguas arriba en el margen izquierdo.



**Fotografía 10.** Estado de las laderas aguas abajo en el margen derecho.



**Fotografía 11.** Estado de las laderas aguas abajo en el margen izquierdo.



**Fotografía 12.** Estribo izquierdo.



**Fotografía 13.** Estribo derecho.



**Fotografía 14.** Degradación del material que existe tras las columnas del estribo izquierdo



#### **6.2.14 Evaluación de la situación del puente con respecto a la socavación**

El puente no ha sido evaluado anteriormente por lo que no se puede cuantificar el grado de socavación que se haya producido los últimos años, los estribos se verifican que están adecuadamente diseñados pero no existen medidas de control de socavación que protejan los mismos (ver fotografía 7), se puede evidenciar que no existe acumulación de desechos en el sitio del puente que bloqueen la sección transversal del flujo. En la zona del estribo derecho el material se acumula (agradación) evidencia de esto es que este estribo está enterrado (ver fotografía 13) en el material del cauce y la altura que se observa de las columnas del estribo es menor al de las columnas del estribo izquierdo.

Existe curvatura del cauce que afecta directamente al estribo izquierdo (ver fotografía 1, ángulo de ataque de  $42^\circ$ ) en donde se observa que hay degradación del material que se encuentra atrás de las columnas que forman parte del estribo (ver fotografía 12). A las laderas del cauce se las puede considerar como medianamente estables debido a que aguas arriba la ladera izquierda está conformada por material de relleno y aguas abajo en el margen izquierdo las laderas no presentan medidas de control contra socavación (ver fotografías 4 y 6), no así a la ladera aguas arriba del margen izquierdo que como se puede evidenciar en la fotografía 9 presenta rocas de diámetros considerables que pueden proteger esta ladera contra socavación, al igual la ladera aguas abajo izquierda (ver



fotografía 11) presenta una medida de control (muro de gaviones) que estabiliza la misma.

De acuerdo a la información que se pudo obtener y analizar se ha optado por clasificar al puente, como “Puente con cimentaciones desconocidas”, porque se desconocen las condiciones de la cimentación de sus estribos y a pesar de que existe remoción de material atrás de las columnas del estribo izquierdo estas no garantizan que estén afectando directamente a las cimentaciones del puente, esto no implica que el puente no tenga problemas de socavación en la vecindad de los estribos pues un factor importante es el ángulo de ataque que el flujo presenta contra el puente.

### **6.2.15 Medidas de Protección**

Según los resultados de la evaluación del puente con respecto a la socavación se ve la necesidad de proponer alguna forma de mitigación contra el problema de remoción del material atrás de las columnas del estribo izquierdo pues ello a futuro podría provocar algún problema en lo que respecta a la funcionalidad del puente, para ello se utilizara la información dada en el marco teórico de este y los datos obtenidos de la información recolectada.

Este problema ha provocado unos leves asentamientos en la vía del puente que pueden incurrir con el tiempo en inconvenientes, con mayor influencia si se producen crecientes del río.

Es por esto que proponemos la construcción de un muro de gaviones entre las columnas del estribo, los mismos que garanticen que se dejen de producir la degradación del material atrás de las columnas garantizando así la funcionalidad de la estructura.

Consideramos a la construcción de muro de gaviones como la solución pues son una de las medidas más económicas de protección, su forma constructiva es fácil de ejecutar y los materiales que se requieren para su construcción son accesibles cerca del sitio.

Este tipo de muros tienen la ventaja de ser permeables y flexibles pues estas tienen la característica de adaptarse a las deformaciones y movimientos del terreno que pueden o no provocarse sin perder su estabilidad y eficiencia. Otra de las ventajas es que no se requieren de excavaciones profundas lo cual lo convierte en la mejor opción para este problema.

Presentamos una alternativa de diseño de muro de gavión que puede ser usado para la medida propuesta (Ver Anexo 1 diseño de muro de gaviones recomendado).

El muro recomendado se lo construirá entre las columnas que forman el estribo, estará formado por 3 pisos, cada uno de 1 m de altura; el primer piso quedara debajo del lecho como una medida de protección de este contra la socavación.

Se lo construirá con cantos rodados, naturales o triturados que no lleven en su interior agentes corrosivos que serán resistentes a la acción del agua y de la intemperie de forma regular y tamaño superior a la abertura de la malla los cuales irán colocados en unas canastillas de alambre conformando los niveles determinados.

El acero de fabricación del alambre de las mallas deberá cumplir con las normas vigentes para la construcción de muro de gaviones. Norma INEN.

### 6.3 Puente del Ferrocarril Sector Charasol.

En la fotografía 15 se puede apreciar la ubicación en la ciudad, este puente se encuentra justo en la zona media de la ciudad de azogues, es un puente de características patrimoniales que está formado por 2 pilas centrales y 2 estribos en los extremos del puente. El puente tiene 38.50 metros de largo por 4.60 de ancho, la luz entre cada pila tiene entre eje y eje una distancia 11.40 metros (Anexo 4 Planos de diseño recomendado de enrocado puente del ferrocarril, sector Charasol).

**Fotografía 15.** Ubicación del puente Ferrocarril sector Charasol



**Fuente:** Sebastián Alomía  
José Calderón



Una vez determinada la ubicación del puente se procedió a realizar el análisis de la inspección y evaluación del puente.

### 6.3.1 Formato de inspección de socavación de puentes

**Puente:** Puente del ferrocarril (sector Charasol)

**Longitud del puente:** 24 m.

**Carretera:** Av. 16 de Abril.

**Corriente:** Norte – Sur.

**Ciudad próxima:** Azogues.

**Provincia:** Cañar

**Inspectores:** Sebastián Alomía, José Calderón

**Fecha:** 6 de septiembre de 2013.

**Coordenadas:** x= 739283 y= 9694331

### 6.3.2 Información de oficina

#### - Mapas topográficos de la cuenca hidrográfica del puente

Esta información se la pudo encontrar en el municipio de la ciudad de Azogues de forma digital, con curvas de nivel cada 1 m. la misma es parte de un estudio de “Análisis de la vulnerabilidad a eventos de crecida y diseño de obras físicas para la protección de márgenes e infraestructura del río Burgay”, a la cual se pudo tener acceso.

#### - Planos de planta y secciones del puente

La información de planta y secciones del puente mencionado no se la pudo conseguir, por lo que se procedió con la obtención de datos en campo para realizar un esquema del mismo.

#### - Datos de niveles de agua y caudales máximos

Como parte del estudio de vulnerabilidad antes mencionado se ha obtenido los archivos de modelación en el software hec-ras con los cuales se ha procedido a obtener información de las secciones transversales del cauce, entre estas se encuentran los niveles de agua para diferentes períodos de retorno, además de los caudales correspondientes.

#### - Fotografías aéreas

Se obtuvieron imágenes desde el software Google Earth.



### **6.3.3 Revisión y evaluación de la información recolectada**

#### **¿Están las pilas y/o estribos soportados por pilotes o zapatas?**

En la inspección de campo se pudo verificar que al parecer las pilas están asentadas sobre zapatas solamente, evidencia de esta suposición es una grieta que se encuentra en la parte inferior de la superestructura localizada en la luz derecha del puente que se verifico que puede ser debido a la socavación local de la pila derecha en la que está produciendo asentamientos.

#### **¿Es el puente perpendicular al curso de agua?**

No. Según lo que se pudo observar mediante las fotografías aéreas obtenidas el eje del cauce del río y el eje del puente forman un ángulo de  $65^\circ$ .

#### **¿Están las pilas y/o estribos paralelos al flujo de agua o están sesgados?**

Sesgados. Mediante visita de campo se pudo observar que los estribos del puente se encuentran sesgados el mismo ángulo que forma el puente y el cauce del río.

#### **¿Está la cimentación de pilas y/o estribos asentada sobre material resistente a la socavación, como roca o arcilla dura?**

No. El material que se pudo verificar en campo es grava con arena y piedras de diferente tamaño se evidencio que existe un movimiento del lecho. Bajo el estribo derecho se verifico presencia de material arcilloso, por lo que se puede decir que la subestructura no se asienta sobre material resistente.

### **6.3.4 Resumen de la información existente**

El puente tiene tres luces, por lo que existen dos pilas centrales. Se puede verificar que la cimentación de la subestructura del puente se encuentra sobre lecho móvil que combinado con el ángulo de ataque existente facilita la socavación local de los elementos que constituyen la misma. A partir de información que se pudo obtener en sitio del puente se realizó un esquema del puente donde se muestra su geometría y la ubicación de las zonas de riesgo por socavación.

### 6.3.5 Información sobre el puente

**Tabla 30.** Información sobre el puente

<b>Estribo.</b> El río corre de norte a Sur.	<b>Localización (m).</b> En las laderas, en los bordes, en el cauce principal. (Anotar distancia de cada borde).	<b>Protección.</b> Tipo, tamaño, condición y extensión.	<b>Socavación.</b> Si. (Alta, Media, Baja). No.
Izquierdo	Se ubica en el borde del borde izquierdo	No existe protección	Si presenta socavación ALTA
Derecho	Se ubica en el borde del cauce derecho	No existe protección	Si presenta socavación ALTA

<b>Pilas.</b>	<b>Localización.</b> En el cauce principal, en los bordes del cauce principal, en las laderas.	<b>Angulo de ataque</b>	<b>Desechos.</b> Tipo, cantidad	<b>Protección.</b> Tipo, tamaño, condición y extensión.	<b>Socavación existente.</b> Ninguna. Zapatas expuestas, pilotes expuestos.
Izquierda	En el cauce principal	65°	No	No existe	Zapatas expuestas
Derecha	En el cauce principal	65°	No	No existe	Zapatas expuestas

**Fuente:** Sebastián Alomía  
José Calderón

### 6.3.6 Problemas existentes o potenciales en el puente con relación a socavación

#### **Desplazamiento de estribos.**

En la visita en campo no se pudo evidenciar factores que indiquen que los estribos hayan sufrido desplazamiento, pero lo que si se pudo verificar es el asentamiento de la pila derecha.

#### **Puente agrietándose o asentándose.**

No presenta condiciones de agrietamiento evidentes.

#### **Laderas desestabilizadas.**

Las laderas aledañas al sitio del puente no presentan condiciones de desestabilización, a no ser de la que se encuentra aguas arriba del puente

en la ladera derecha, la cual presenta síntomas de degradación.

### Socavación cerca a estribos o pilas

La socavación que se presenta es en el estribo izquierdo pero no es de gran magnitud como se observa en la siguiente fotografía.

### Posibilidad de obstrucción por desechos

La posibilidad de que el puente se obstruya por desechos es mediana debido a que el galibo del puente es igual a 2.40 m. lo que con el arrastre de árboles o ramas podría producir obstrucción del flujo.

### 6.3.7 Información sobre el cauce

La siguiente información sobre los coeficientes de rugosidad se la pudo obtener del modelo hidráulico hec-ras para el “Análisis de la vulnerabilidad a eventos de crecida y diseño de obras físicas para la protección de márgenes e infraestructura del río Burgay”.

**Tabla 31.** Informe sobre el cauce

Zona	n Manning	Material y descripción.
Cauce principal	0.04	Heterogéneo, entre rocas de diámetro 0.50 m hasta arenas finas.
Zona de inundación o laderas. Aguas arriba	0.035	Material heterogéneo grava y arena
Zona de inundación o laderas. Aguas abajo	0.035	Material heterogéneo grava y arena

Material del lecho del cauce	Tipo: arcilla, limo, arena, grava, piedra, roca.	Tamaño: fino, medio, grueso.
Aguas arriba	Arena	medio
	Grava	medio
Bajo el puente	Arena	medio
	Grava	medio
Aguas abajo	Arena	medio
	Grava	medio

**Fuente:** Sebastián Alomía  
José Calderón



### **6.3.8 Otros parámetros**

#### **Puente localizado cerca de una curvatura**

Mediante fotografías aéreas se pudo determinar que cerca del puente se encuentra una curvatura del cauce aproximadamente a 40 m. aguas abajo.

#### **Evidencia de migración lateral**

Existe evidencia de que el lecho se ha encauzado a través de una sola luz del puente al costado derecho del puente, la evidencia radica en que en la zona del puente se va a construir dos puentes uno hacia aguas arriba y otro hacia aguas abajo, en la actualidad estos se encuentran en proceso de construcción de los estribos del margen izquierdo lo que ha producido que el material producto de la excavación para la implantación de dichos estribos se acumulen en la luz del cauce izquierdo.

#### **Evidencia de erosión en las laderas**

Sobre la ladera aguas arriba derecha se puede observar material propenso a erosión que no presenta protección para evitar que sea de fácil lavado en un evento de creciente, además las laderas en general son inestables porque muestran características idóneas para que se produzca socavación.

#### **Evidencia de agradación**

No existe evidencia que indique que el material se esté agradando en los elementos de la subestructura del puente.

#### **Evidencia de degradación**

Bajo el estribo derecho se pudo observar que el agua ha provocado la remoción casi total de la cimentación, pero a su vez está degradando el material de la cimentación.

### **6.3.9 Calculo de Socavación**

Previo a realizar los cálculos para determinar la socavación, es necesario conocer ciertos parámetros del río. Para esto se empleó la información que se pudo obtener sobre el cauce del río Burgay en formato digital del software hec-ras, de donde se obtuvieron las secciones transversales del cauce en la localización de los puentes en estudio.

Se obtuvo además el caudal máximo que se producirá para un período de retorno de 5 años con el cual se procedió a determinar la altura normal de flujo.

Las fórmulas de cálculo que se han descrito en el marco teórico para la determinación de la socavación utilizadas, requieren de conocer información sobre el material del lecho, la granulometría de este suelo fue obtenida mediante muestras que se obtuvieron en los lugares de los puentes, a continuación se detalla el informe de laboratorio de suelos R y R figura 34, donde se presenta la granulometría del fondo del cauce de cada río.

**Figura 34. Análisis Granulométrico río sector Charasol**



**LABORATORIO DE SUELOS**  
Fray Marchena y Av. Loja (Urb. Antonio Borrero V. Lote 29)  
Telfs.: 2385-371 099773004 (PRINCIPAL: Cuenca)

Ing. Iván Riquetti V.  
M.Sc. Geotecnia  
Oklahoma State University

Ing. Juan Pablo Riquetti M.  
M.Sc. Geología y Geotecnia  
Universidad de Cuenca

Av. Oriente y 3 de Noviembre (Sector San Francisco)  
Telfs.: 2247-645 085713834 (SUCURSAL: Azogues)

	TAMIZ		PESO	PESO	%	%
	No.	mm.	RETEN. ACUMUL.	RETEN. PARCIAL	RETENIDO	PASA
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO  NORMA: ASTM C-136	3 "	76,080	0,0	0,0	0,00	100,00
	2 "	50,720	1182,0	1182,0	12,67	87,33
	1 1/2 "	38,040	2326,0	1144,0	24,93	75,07
	1 "	25,360	3301,0	2157,0	35,37	64,63
	3/4 "	19,020	3919,0	1762,0	42,00	58,00
	1/2 "	12,680	4757,0	2995,0	50,98	49,02
	3/8 "	9,530	5204,0	2209,0	55,77	44,23
	RET. No. 4	4,760	6416,0	4207,0	68,75	31,25
	PAS. No. 4	4,760	2989,0	-----	-----	-----
	No. 8	2,380	142,30	142,30	77,87	22,13
	No. 16	1,190	278,20	135,90	86,57	13,43
	No. 30	0,590	369,90	234,00	92,45	7,55
	No. 50	0,297	419,10	185,10	95,60	4,40
	No. 100	0,149	441,60	256,50	97,04	2,96
	No. 200	0,075	450,70	194,20	97,62	2,38
	Pasa No.200	-----	37,1	-----	-----	-----

**ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO**

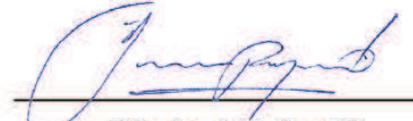
PROYECTO:	INSPECCIÓN Y EVALUACIÓN DE SOCAVACIÓN LOCAL EN PUENTES Y ESTABLECIMIENTO DE MEDIDAS DE PROTECCIÓN.
SOLICITADO POR:	SEBASTIAN ALOMÍA
UBICACIÓN:	PUENTE 2 - CHARASOL, FERROCARRIL
MUESTRA:	GRAVA Y ARENA (RIO BURGAY)      FECHA : 11-oct-13

CONTENIDO DE AGUAS	PESO HUM + CAPS	PESO SECO + CAPS	PESO CAPSULA	CONTEN DE AGUA	VALOR MEDIO
NORMA:	77,48	76,01	17,67	2,52	2,50
ASTM D-2216	85,18	83,54	17,61	2,49	

PESO TOTAL ANTES DEL ENSAYO:	9405,00 gr.	Wst:	9332,00 gr.
PESO TOTAL FINAL DEL ENSAYO:	9405,00 gr.		
PESO TOTAL ANTES DE LAVADO:	500,00 gr.	Wst:	487,79 gr.

D10	0,840 mm
D30	4,434 mm
D50	13,368 mm
D60	20,930 mm
D85	48,306 mm
D90	56,058 mm
D95	66,069 mm

Diam. Efectivo =	0,840 mm
Coef. de Unifor. =	24,915
Coef. de Curvat. =	1,118
Peso Específico =	2,475

  
Ing. M.Sc. Juan Pablo Riquetti M.

**Fuente:** Laboratorio de suelos R y R

### 6.3.10 Forma de socavación.

La siguiente tabla muestra el cálculo de la velocidad media del río para un período de retorno de 5 años.

**Tabla 32.** Datos de entrada y cálculo de la velocidad media del río. Según Manning.

DATOS DE ENTRADA			
DESCRIPCION	SIMBOLO	UNIDAD	VALOR
∅ partícula 50% <	D50	m	0.01
MANNING	n		0.040
AREA	A	m <sup>2</sup>	24.54
PERIMETRO	P	m	17.94
PENDIENTE	I		0.014
VELOCIDAD	V	m/s	3.65

**Fuente:** Sebastián Alomía  
José Calderón

La tabla 33 muestra el cálculo de la velocidad crítica del lecho.

**Tabla 33.** Calculo de la velocidad crítica del río. Según Hec – 18

DATOS DE ENTRADA			
DESCRIPCION	SIMBOLO	UNIDAD	VALOR
∅ partícula 50% <	D50	m	0.01
MANNING	n		0.040
PROF. FLUJO	h	m <sup>2</sup>	1.76
VELOCIDAD	V <sub>c</sub>	m/s	1.23

**Fuente:** Sebastián Alomía  
José Calderón

Según los resultados obtenidos en la tablas 1 y 2 se pudo determinar el

tipo de socavación que servirán para el cálculo de las socavaciones más adelante.

La tabla 34 muestra el resultado del tipo de socavación según las velocidades obtenidas.

**Tabla 34.** Resultados de tipo de socavación.

AGUA CLARA SI $V < V_c$	LECHO MOVIL SI $V > V_c$
RESULTADOS	
TIPO DE SOCAVACION	<b><u>SOCAVACION LECHO MOVIL</u></b>

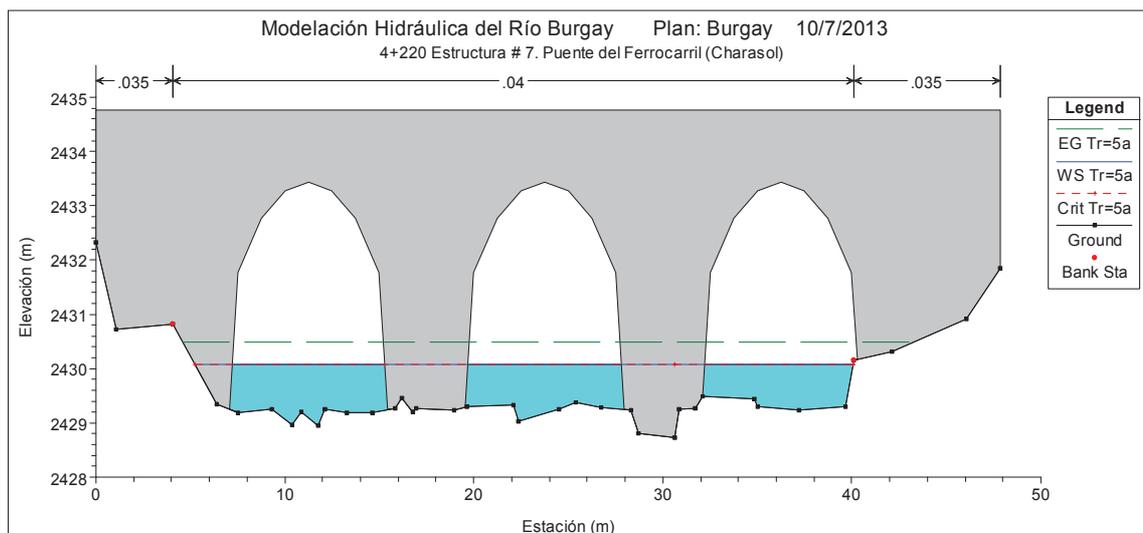
**Fuente:** Sebastián Alomía  
José Calderón

### 6.3.11 Socavación general.

El caudal de diseño en el río Burgay para un período de retorno de 5 años es de 64.52 m<sup>3</sup>/s. se ha verificado que la pendiente del cauce tiene un promedio de 1.4%. En el informe de laboratorio anterior se puede verificar el D50 para los ríos que son 13.368 mm para el puente sobre del ferrocarril en el sector de charasol.

En la figura 35 se muestra el perfil transversal de la sección con los diferentes niveles de agua para un período de retorno de 5 años, es decir el nivel crítico de agua, la línea de energía y el calado que se consideró a la hora de realizar los cálculos. Y en la fotografía 16 se muestra el sector del río a ser analizado.

**Figura 35.** Sección transversal de la zona del puente



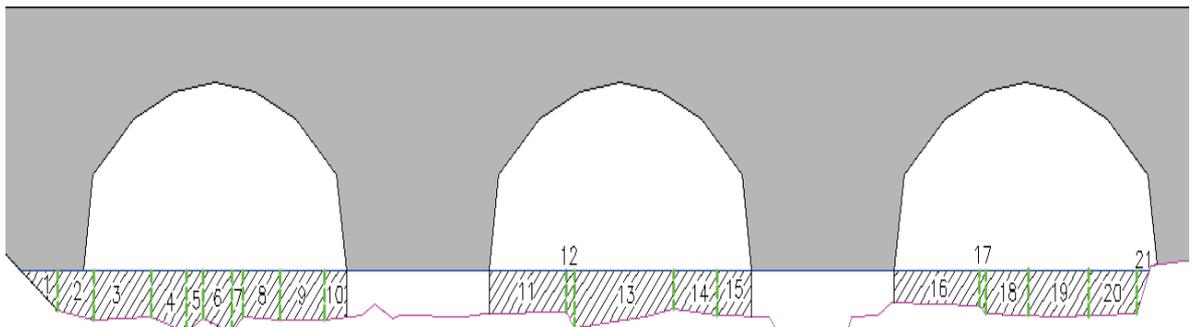
**Fuente:** (hec-ras estudio de vulnerabilidad del ríoBurgay)

**Fotografía 16.** Ubicación de la sección a analizar



Las variables que se muestran en la tabla 36 son generales para los dos métodos de cálculo que se analizan. En la figura 36 se muestran las franjas base del cálculo de socavación utilizando los métodos que se analizan.

**Figura 36.** Esquema de análisis en el que se basa los cálculos de socavación



**Fuente:** Sebastián Alomía  
José Calderón

**Tabla 35.** Datos comunes para los métodos de cálculo de socavación.

Franja	Abscisa	Cota de fondo	Ancho (m)	Calado medio (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Perímetro (m)	Radio Hidráulico (m)	Velocidad (m/s)	Caudal (m <sup>3</sup> /seg)
1	7.356	2429.23	0.313	1.280	0.401	1.569	0.255	1.191	0.477
2	8.403	2429.19	1.779	1.283	2.283	1.780	1.282	3.492	7.972
3	9.838	2429.24	1.091	1.398	1.524	1.127	1.353	3.618	5.516
4	10.634	2428.96	0.502	1.420	0.713	0.556	1.282	3.490	2.488
5	11.329	2429.20	0.888	1.426	1.266	0.923	1.372	3.652	4.622
6	11.939	2428.95	0.333	1.401	0.466	0.449	1.039	3.034	1.414
7	12.686	2429.25	1.161	1.278	1.483	1.162	1.276	3.481	5.163
8	13.946	2429.19	1.359	1.310	1.780	1.359	1.310	3.541	6.303
9	15.038	2429.19	0.825	1.282	1.057	2.077	0.509	1.886	1.994
10	19.560	2429.29	0.069	1.208	0.083	1.275	0.065	0.481	0.040
11	19.595	2429.29	2.451	1.191	2.918	3.627	0.805	2.559	7.469
12	20.855	2429.32	0.268	1.323	0.354	1.868	0.190	0.976	0.346
13	23.426	2429.03	2.156	1.363	2.938	3.422	0.859	2.672	7.851
14	26.065	2429.24	0.895	1.189	1.064	2.026	0.525	1.925	2.048
15	27.341	2429.38	1.333	1.173	1.564	2.562	0.610	2.128	3.329
16	27.950	2429.27	1.218	1.239	1.509	2.471	0.611	2.129	3.212
17	33.453	2429.50	2.727	1.028	2.804	3.779	0.742	2.425	6.799
18	34.817	2429.45	0.208	1.129	0.235	1.463	0.160	0.873	0.205
19	35.025	2429.29	2.176	1.234	2.686	3.440	0.781	2.508	6.736
20	37.200	2429.24	2.451	1.234	3.026	3.657	0.827	2.607	7.889
21	39.652	2429.29	0.401	0.603	0.241	1.270	0.190	0.978	0.236

**Fuente:** Sebastián Alomía  
José Calderón

- **Método de Lichstvan-Levediev**

Se realiza a continuación el cálculo de la socavación usando el método de Lichstvan-Levediev, en la tabla 36 se presentan los valores necesarios para el cálculo usando este método.

**Tabla 36.** Datos de entrada método de Lischtván-Levediev.

<b>Tr</b>	5	años
<b>So</b>	1.4	%
<b>n</b>	0.04	
<b>D50</b>	13.368	mm
<b><math>\beta</math></b>	0.86	
<b>z</b>	0.33	
<b><math>\phi</math></b>	1	
<b><math>\mu</math></b>	1	

**Fuente:** Sebastián Alomía  
José Calderón

De acuerdo a la metodología de cálculo empleada a continuación se muestran los resultados de las alturas de socavación estimadas.

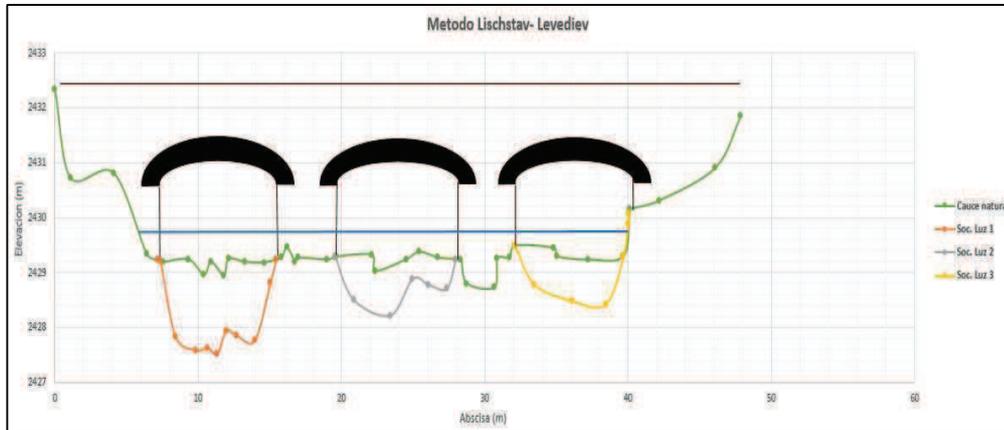
**Tabla 37.** Resultados de cálculo método Lischtván-Levediev

<b>Franja</b>	<b><math>\alpha</math></b>	<b>Hs</b>	<b>ds</b>
1	0.477	1.189	0.000
2	7.972	2.663	1.380
3	5.516	2.915	1.518
4	2.488	2.871	1.451
5	4.622	2.979	1.554
6	1.414	2.559	1.159
7	5.163	2.649	1.371
8	6.303	2.733	1.423
9	1.994	1.678	0.396
10	0.040	0.577	0.000
11	7.469	1.996	0.805
12	0.346	1.050	0.000
13	7.851	2.281	0.917
14	2.048	1.611	0.422
15	3.329	1.719	0.546
16	3.212	1.791	0.553
17	6.799	1.718	0.689
18	0.205	0.857	0.000
19	6.736	2.020	0.785
20	7.889	2.079	0.845
21	0.236	0.584	0.000

**Fuente:** Sebastián Alomía  
José Calderón

La ilustración de la profundidad de socavación producida se presenta a continuación, la socavación se ha determinado para cada una de las luces enumeradas desde izquierda a derecha (Luz 1, Luz 2, Luz 3).

**Figura 37.** Socavación producida, Método Lichstvan-Levediev



**Fuente:** Sebastián Alomía  
José Calderón

- **Método de Neill**

A continuación se presenta los datos que se requieren para el cálculo de la socavación por el método de Neill.

**Tabla 38.** Datos de entrada para cálculo de socavación por el método de Neill

<b>D50</b>	13.368	mm
<b>So</b>	1.4	%
<b>Ks</b>	0.04	
<b>g</b>	9.81	

**Fuente:** Sebastián Alomía  
José Calderón

Los resultados que se obtuvieron son los siguientes:

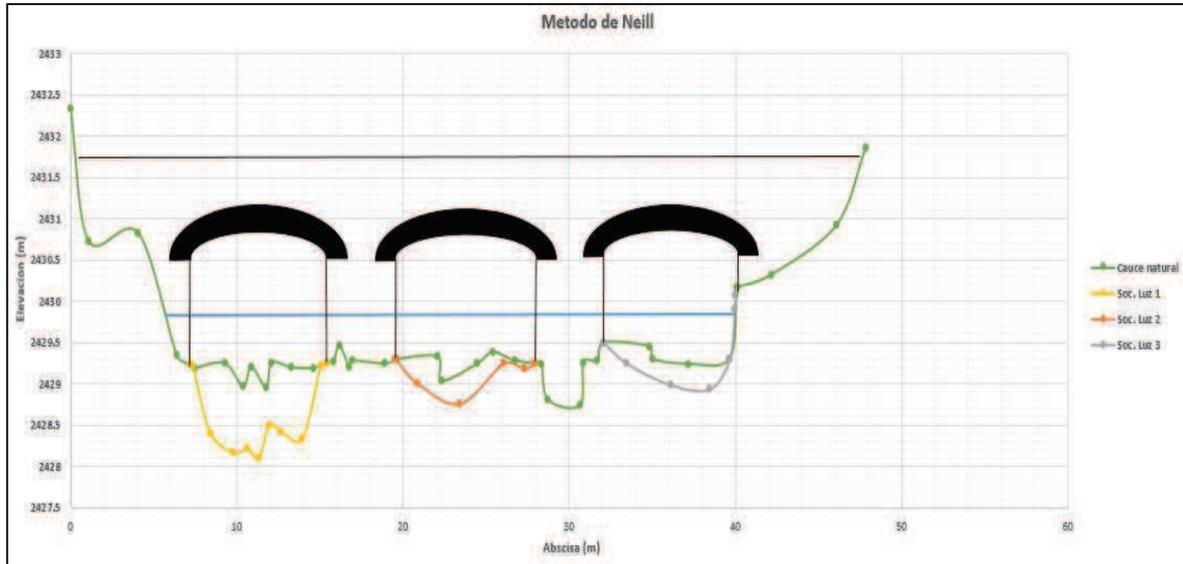
**Tabla 39.** Resultados de socavación. Metodo de Neill

Franja	q	Hsj	ds
1	1.524	0.816	0.000
2	4.480	2.098	0.814
3	5.057	2.334	0.937
4	4.955	2.293	0.873
5	5.206	2.395	0.969
6	4.249	2.002	0.601
7	4.448	2.084	0.806
8	4.639	2.163	0.853
9	2.418	1.220	0.000
10	0.580	0.356	0.000
11	3.047	1.494	0.304
12	1.291	0.707	0.000
13	3.642	1.748	0.385
14	2.288	1.163	0.000
15	2.497	1.255	0.082
16	2.637	1.317	0.078
17	2.493	1.253	0.225
18	0.985	0.560	0.000
19	3.096	1.515	0.281
20	3.219	1.568	0.333
21	0.589	0.361	0.000

**Fuente:** Sebastián Alomía  
José Calderón

Así mismo se ilustra una figura donde se puede observar la socavación que se produce en el lecho.

**Figura 38.** Socavación producida, Método de Neill



**Fuente:** Sebastián Alomía  
José Calderón

**Tabla 41.** Resumen de los cálculos de socavación general

Resultados		
Método	Socavación máxima (m)	
Lichstvan-Levediev	Luz 1	1.55
	Luz 2	0.92
	Luz 3	0.84
Neill	Luz 1	0.97
	Luz 2	0.38
	Luz 3	0.33

**Fuente:** Sebastián Alomía  
José Calderón

### 6.3.12 Socavación local.

Para este caso se analizó la socavación local en estribos y pilas ocupando como opciones de cálculo los métodos desarrollados en la teoría presente de esta investigación.

### 6.3.12.1 Socavación local en estribos.

- **Método de Laursen.**

Según el tipo de socavación se presentó el método de Laursen para socavación en lecho móvil.

La tabla 42 a continuación muestra los datos de entradas utilizados:

**Tabla 42.** Datos de entrada. Método Laursen

DATOS DE ENTRADA			
DESCRIPCION	SIMBOLO	UNIDAD	VALOR
PROF. DEL FLUJO	h	m	1.08
LONG. DEL ESTRIBO. Que se opone al flujo	l	m	1.4

**Fuente:** Sebastián Alomía  
José Calderón

La profundidad de flujo se la obtuvo del programa de HEC RAS basada en los datos del “Análisis de la vulnerabilidad a eventos decrecida y diseño de obras físicas para la protección de márgenes e infraestructura del río Burgay” facilitadas por la Municipalidad de la ciudad de Azogues.

La longitud del estribo (l) se la obtuvo por observación directa realizada en la inspección de campo.

La tabla 43 muestra la tabla de cálculo, valores y el resultado obtenido de la profundidad de socavación según este autor.

**Tabla 43.** Cálculo y resultados de profundidad de socavación según Laursen

CALCULO DE PROFUNDIDAD DE SOCAVACION			
Parámetro de comparación 1	l/h		1.30
	ds		1.88
Parámetro de comparación 2	$2.75 \frac{d_s}{h} \left[ \left( \frac{d_s}{11.5h} + 1 \right)^{1.7} - 1 \right]$		1.30
	*1-2		0.00
ALTURA SOCAVACION	ds	m	1.88

**Fuente:** Sebastián Alomía  
José Calderón

- **Método Hire.**

La siguiente tabla muestra los datos de entrada utilizados en el método.

**Tabla 44.** Datos de entrada. Método Hire

DATOS DE ENTRADA			
DESCRIPCION	SIMBOLO	UNIDAD	VALOR
PROF. DEL FLUJO	h	m	1.08
LONG. DEL ESTRIBO.	l	m	1.4
ANGULO DE INCLINACION	$\emptyset$	°	62
FROUDE	Fr		<b>1.12</b>

Fuente: Sebastián Alomía  
José Calderón

Los valores de profundidad de socavación y longitud del estribo son los mismos que en el método de Laursen. El valor del ángulo de inclinación ( $\emptyset$ ) se obtuvo de la visita de campo realizada al puente en cuestión.

Con estos valores se procedió al cálculo de la profundidad de socavación local según Hire Tabla 45.

Aquí se muestra los valores de los coeficientes tanto de forma como por ángulo obtenidos de las tablas dadas en este método.

**Tabla 45.** Coeficientes y resultado de cálculo de profundidad de socavación. Método Hire.

DETERMINACION DE COEFICIENTE K			
COEFICIENTE FORMA	$K_f$		0.82
COEFICIENTE POR ANGULO	$K_{\emptyset}$		0.56
ALTURA SOCAVACION	ds	m	3.76

Fuente: Sebastián Alomía  
José Calderón

- **Método Melville.**

Para el inicio de este cálculo se determinó primero el tipo de estribo comparando los datos de profundidad de flujo y longitud del mismo ya obtenidos con anterioridad resultando un tipo de estribo INTERMEDIO ( $h < l < 25h$ ).

**Tipo de estribo = ESTRIBO INTERMEDIO**

En la tabla 46 mostramos los datos de entrada para este método.

**Tabla 46.** Datos de entrada. Método Melville.

DATOS DE ENTRADA			
DESCRIPCION	SIMBOLO	UNIDAD	VALOR
PROF. DEL FLUJO	h	m	1.08
LONG. DEL ESTRIBO.	l	m	1.4
ANGULO DE INCLINACION	$\emptyset$		62
FROUDE			<b>1.12</b>

**Fuente:** Sebastián Alomía  
José Calderón

El número de Froude se obtuvo en base a la velocidad media dada en el tipo de socavación, el resto de los datos aquí mostrados son los mismos ocupados en los métodos anteriores.

La tabla 47 muestra los coeficientes determinados necesarios para la determinación de la profundidad de socavación para este método así como el resultado del cálculo de la profundidad de socavación basados en los parámetros obtenidos. Los valores de los coeficientes se obtuvieron de las tablas dadas para este método explicadas en la sección "CALCULO DE SOCAVACION LOCAL EN ESTRIBOS".

**Tabla 47.** Valores de coeficientes y cálculo de la profundidad de socavación

COEFICIENTES K			
COEFICIENTE FORMA	$K_f$		1
	$K_f^*$		1
	$K_{\emptyset}^*$		1.00
COEFICIENTE POR ANGULO	$K_{\emptyset}$		0.98
COEFICIENTE POR PROFUND.	$K_h$		2.00
COEFICIENTE POR LONGIT.	$K_L$		10.00
COEFICIENTE POR TAMANO	$K_D$		1.00
COEFICIENTE POR GRADACION	$K_{\sigma}$		1.00
COEFICIENTE POR GEOMETRIA.	$K_g$		1.00
<b>ALTURA SOCAVACION</b>	<b>ds</b>	m	<b>2.45</b>

**Fuente:** Sebastián Alomía  
José Calderón

Haciendo un análisis de los resultados, en la tabla 46 mostramos un resumen de los datos básicos de entrada necesario para el cálculo de los métodos así como los resultados de cada método para una comparación y poder determinar un solo valor de entre estos, o caso contrario se podría usar como dato de profundidad de socavación el promedio entre los valores obtenidos.

**Tabla 48.** Resumen de valores de entrada y resultados de cada método.

DATOS DE ENTRADA		
Profundidad del flujo	<b>1.08</b>	m
Longitud des estribo (que se opone al paso de agua)	<b>1.40</b>	m
Angulo de ataque	<b>62</b>	°

METODO	ds (Prof. socav.)	Valor asumido	2.70
LAURSEN	1.88		
HIRE	3.76		
MELVILLE	2.45		

Fuente: Sebastián Alomía  
José Calderón

Se consideró como resultado final el promedio de entre los 3 valores calculados, así nos mantenemos en un rango considerable de seguridad y no muy exagerado de la socavación que podría ocurrir en este análisis de estribo.

### 6.3.12.2 Socavación local en la pila.

Aquí mostraremos los cálculos de la socavación que puede presentarse en la pila central derecha del puente.

#### - Método de Carsten (1966)

Este método cumple en socavación en lecho móvil, por lo tanto cumple para la aplicación. La tabla 49 muestra los datos de entradas en este método:

**Tabla 49.** Datos de entrada. Método Carsten.

DATOS DE ENTRADA			
DESCRIPCION	SIMBOLO	UNIDAD	VALOR
ANCHO DE PILA	<b>a</b>	m	1.4
VELOCIDAD	<b>v</b>	m/s	3.65

Fuente: Sebastián Alomía  
José Calderón

El ancho de pila se obtuvo de las inspecciones realizadas al puente y la velocidad es el mismo valor que la determinada en el tipo de socavación.

La tabla 50 muestra los parámetros necesarios para el cálculo como el resultado obtenido de la profundidad de socavación según este autor.

**Tabla 50.** Parámetros de cálculo y resultado de profundidad de socavación según Carsten.

DESCRIPCION	SIMBOLO	UNIDAD	VALOR
DENSIDAD RELATIVA	$\Delta$		1.65
TAMANO SEDIMENTO	D50		0.013368
# DE SEDIMENTOS	Ns		16.85
ALTURA SOCAVACION	ds	m	0.96

**Fuente:** Sebastián Alomía  
José Calderón

El número de sedimentos **Ns** se calculó según lo descrito en la sección SOCAVACION LOCAL EN PILAS. El valor de D50 se lo encuentra en el ensayo granulométrico del material del lecho. La densidad relativa es un valor común que puede ser utilizado.

- **Método Larras (1963).**

La siguiente tabla 51 muestra los datos de entrada utilizados en el método.

**Tabla 51.** Datos de entrada. Método Larras

DATOS DE ENTRADA			
DESCRIPCION	SIMBOLO	UNIDAD	VALOR
ANCHO DE PILA	a	m	1.4
LARGO DE PILA	l	m	4.6
	l/a		3.29

**Fuente:** Sebastián Alomía  
José Calderón

Estos valores se obtuvieron de la visita de campo realizada al puente en cuestión tanto el ancho como el largo de la pila. Con estos valores se procedió al cálculo de la profundidad de socavación local según Larras. Tabla 52.

Aquí se muestra los valores de los coeficientes tanto de forma como por ángulo obtenidos de las tablas dadas en este método.

**Tabla 52.** Coeficientes y resultado de cálculo de profundidad de socavación. Método Larras.

DESCRIPCION	SIMBOLO	UNIDAD	VALOR
Factor forma pila	$K_{\emptyset}$		1
Factor ángulo flujo	$K_r$		1.4
	<b>k</b>		1.4
Altura socavación	<b>ds</b>	m	1.89

Fuente: Sebastián Alomía  
José Calderón

- **Método Neill (1964).**

En la tabla 53 mostramos los datos de entrada para este método y su resultado, ya que este depende directamente del ancho de pila y de la profundidad de flujo. El dato de la profundidad del flujo es el mismo ocupado en el cálculo de la socavación local en estribo, método de Laursen.

**Tabla 53.** Datos de entrada y resultado de profundidad de socavación.

DATOS DE ENTRADA			
DESCRIPCION	SIMBOLO	UNIDAD	VALOR
Ancho de pila	<b>a</b>	m	1.4
Profundidad flujo	<b>h</b>	m	1.08
Altura socavación	<b>ds</b>	m	1.94

Fuente: Método Neill (1964).

- **Método de Breusers, Nicollet y Shen (1977)**

Este método al depender solo del diámetro de la pila se calcula directamente, en la tabla 54 se muestra el cálculo de la profundidad de socavación en la pila.

**Tabla 54.** Dato de entrada y cálculo de la profundidad de socavación

DATOS DE ENTRADA			
DESCRIPCION	SIMBOLO	UNIDAD	VALOR
ANCHO DE PILA	a	m	1.4
ALTURA SOCAVACION	ds	m	1.96

Fuente: Metodo de Breusers, Nicollet y Shen (1977)

- **Método CSU ( Universidad Estatal de Colorado)**

En la tabla 55 se presenta los datos de entrada necesarios para el cálculo:

**Tabla 55.** Datos de entrada. Método CSU

DATOS DE ENTRADA			
DESCRIPCION	SIMBOLO	UNIDAD	VALOR
ANCHO DE PILA	a	m	1.4
PROF. AGUAS ARRIBA	h	m	1.08
VELOCIDAD DE APROX.	V	m/s	3.65
FROUDE	Fr		1.12
ANGULO DE ATAQUE	$\phi$		65
LONGITUD	l	m	4.60
	l/a		3.29

Fuente: CSU

Como la pila no se encuentra alineada con el flujo es necesario la obtención de coeficientes K de los cuales dependerán los resultados de la socavación. En la tabla 54 se muestra los valores de estos coeficientes, los mismos que fueron determinados siguiendo lo explicado en la sección SOCAVACION LOCAL EN PILAS, Método CSU (Universidad Estatal de Colorado), seguido del cálculo del valor de socavación calculado bajo los parámetros determinados.

**Tabla 56.** Valores de coeficiente y de profundidad de socavación

FORMA DE PILA			
	<b>Kf</b>		1.10
	<b>KØ</b>		2.2
	<b>Kc</b>		1.1
TAMANOS DE PARTICULAS			
	<b>Dx</b>		
	<b>D50</b>		0.013368
	<b>D95</b>		0.066069
Calculo de Ka			
VELOCIDADES CRITICAS PARA INICIAR MOV.	$v_{cD_x}$		-
	$v_{cD_{50}}$		1.49
	$v_{cD_{95}}$		2.53
	$v_{icD_x}$		
VELOCIDADES DE APROXIMACION PARA INICAI R SOCAVACION	$v_{icD_{50}}$		-
	$v_R$		0.75
	$v_{icD_{90}}$		1.39
RELACION DE VELOCIDAD			29.70788
Calculo de Ka			0.67
Valor de Ka	<b>Ka</b>		0.67
<b>ALTURA SOCAVACION</b>	<b>ds</b>	m	4.79

**Fuente:** Método CSU (Universidad Estatal de Colorado)

Haciendo un análisis de los resultados, en la tabla 56 mostramos un resumen de los datos básicos de entrada necesario para el cálculo de los métodos así como los resultados de cada método para una comparación y poder determinar un solo valor de entre estos, o caso contrario se podría usar como dato de profundidad de socavación el promedio entre los valores obtenidos.

**Tabla 57.** Resumen de valores de entrada y resultados de cada método

DATOS DE ENTRADA			
Largo de pila	l	4.6	m
Ancho de pila	a	1.4	m
Diámetros material	D50	0.013	m
	D95	0.067	m
Profundidad de flujo	h	1.08	m
Angulo de ataque	$\emptyset$	65	

RESULTADOS		
METODO	ds	
<b>CARSTEN (1966)</b>	0.96	m
<b>LARRAS (1963)</b>	1.89	m
<b>LOURSEN Y TOCH (ADAPTADO NEILL 1964)</b>	1.94	m
<b>BREUSERS, NICOLLET Y SHEN (1977)</b>	1.96	m
<b>CSU (UNIVERSIDAD ESTATAL DE COLORADO)</b>	4.79	m
<b>Valor Asumido</b>	1.69	m

**Fuente:** Sebastián Alomía  
José Calderón

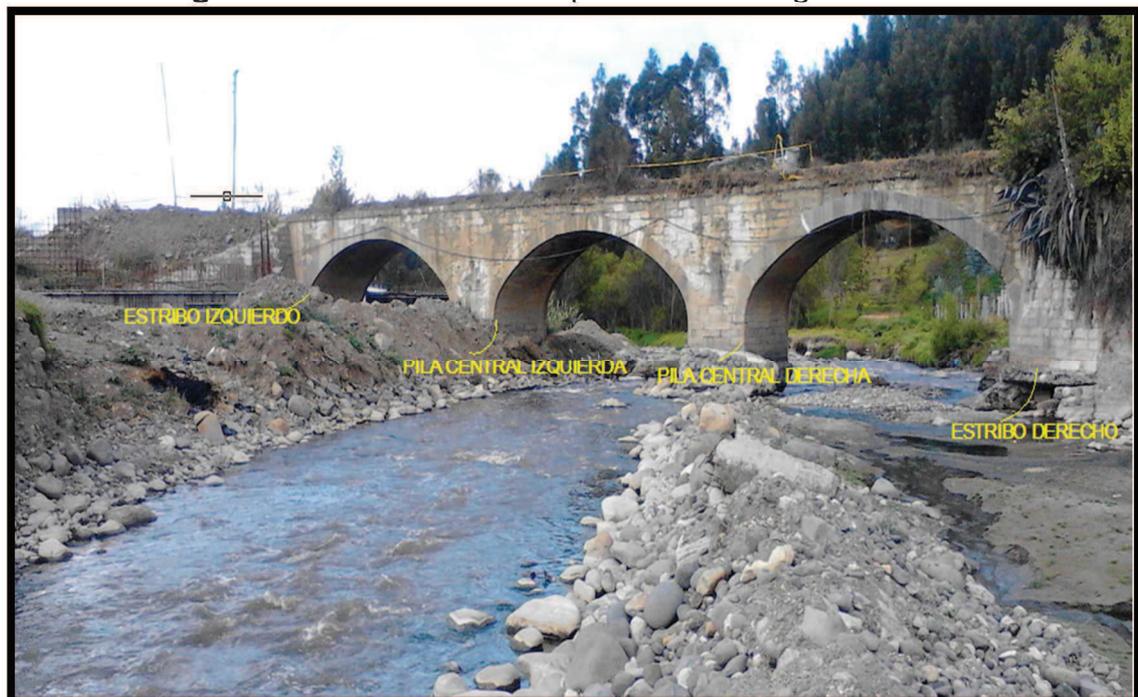
Se consideró como resultado final el promedio de entre los 4 primero valores calculados [por que el método CSU se sale demasiado de la tendencia de los anteriores. El valor asumido estar dentro de un rango considerable de seguridad y no muy exagerado de la socavación que podría ocurrir en este análisis en la pila.

### 6.3.13 Fotografías

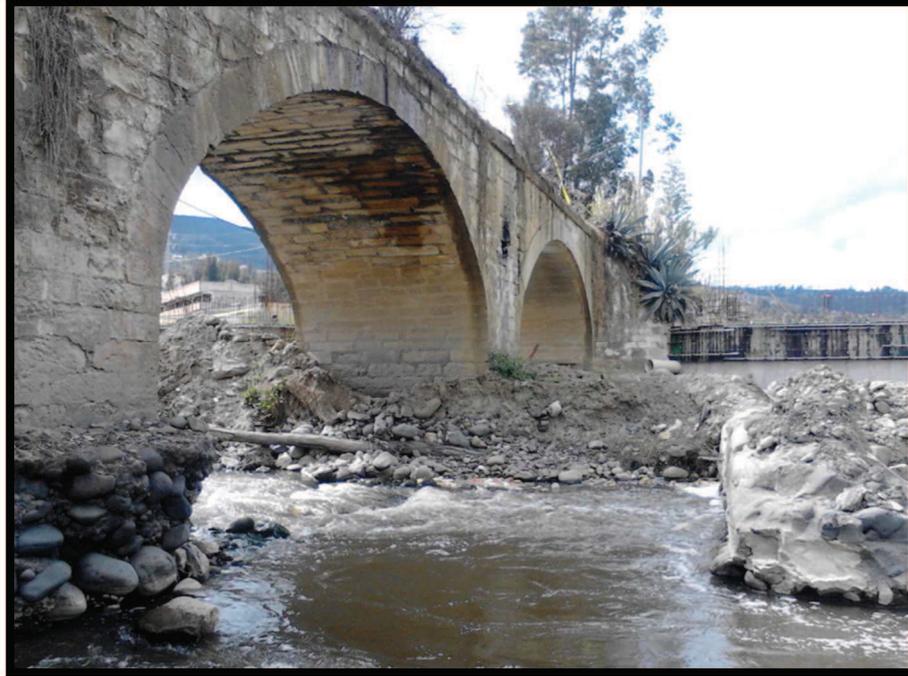
**Fotografía 17.** Vista aérea del puente donde se puede verificar el ángulo que forma el eje del mismo con el eje del cauce del río.



**Fotografía 18.** Vista lateral del puente desde aguas arriba.



**Fotografía 19.** Vista lateral desde aguas abajo del puente



**Fotografía 20.** Ubicación del estribo en construcción en el margen izquierdo, aguas arriba del puente en análisis.



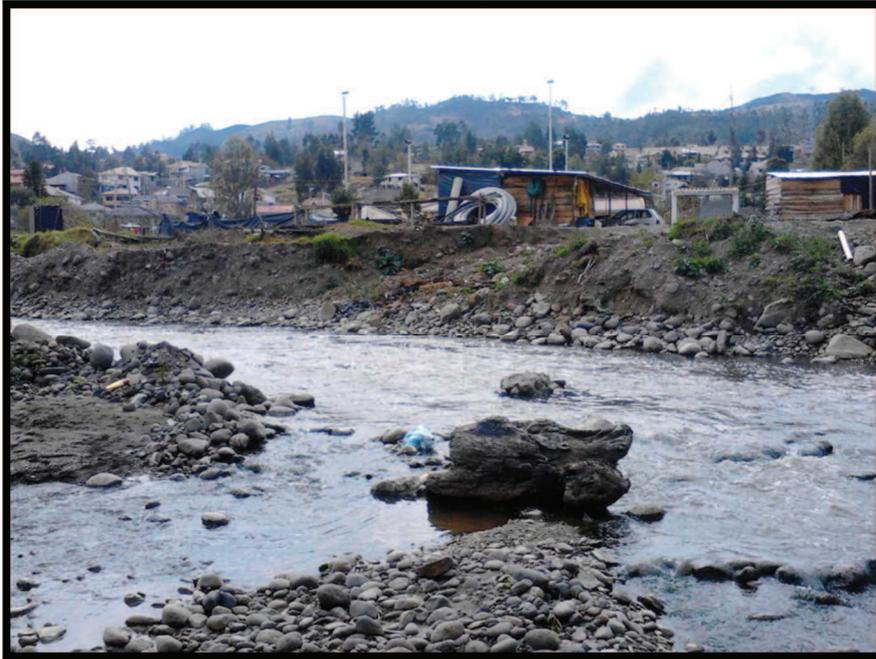
**Fotografía 21.** Ubicación del estribo en el margen izquierdo, aguas abajo del puente en análisis.



**Fotografía 22.** Estado de las laderas aguas arriba en el margen derecho.



**Fotografía 23.** Estado de las laderas aguas arriba en el margen izquierdo.



**Fotografía 24.** Estado de las laderas aguas abajo en el margen derecho.



**Fotografía 25.** Estado de las laderas aguas abajo en el margen izquierdo.



**Fotografía 26.** Estado del estribo derecho (aguas arriba).



**Fotografía 27.** Estado del estribo derecho (en el lecho).



**Fotografía 28.** Estado del estribo derecho (aguas abajo).



**Fotografía 29.** Estado de pila central derecha (en el cauce)



**Fotografía 30.** Estado de pila central derecha (aguas abajo)



**Fotografía 31.** Escombros que está obstruyendo el flujo del cauce



**Fotografía 32.** Fractura que se presenta en la parte inferior del puente  
(luz derecha)





### **6.3.14 Evaluación de la situación del puente con respecto a la socavación**

El puente no ha sido evaluado anteriormente por lo que no se puede cuantificar el grado de socavación que se ha producido en los últimos años, los estribos y pilas no están adecuadamente diseñados debido a que en la actualidad la cimentación de los mismos están en proceso de deterioro y no existen medidas de control de socavación que protejan los estribos y pilas (ver fotografías 27,29, 30).

Se puede evidenciar que no existe acumulación de desechos en el sitio del puente que bloqueen la sección transversal del flujo, a no ser de la pila central derecha al cual presenta escombros que se ha desprendido de la estructura de la pila central derecha que está bloqueando el flujo aguas debajo de dicha pila (ver fotografía 32).

Existe curvatura del cauce que no afecta directamente al puente y está ubicado a mas o menos 40 m de distancia aguas abajo, a las laderas del cauce se las puede considerar como inestables porque se observaron que son de material fácilmente erosionable y no se han establecido medidas de protección contra la erosión de las mismas (ver fotografías 22, 23, 24, 25).

De acuerdo a la información que se pudo obtener y analizar se ha optado por clasificar al puente como crítico por socavación, debido a que la cimentación de los elementos de la subestructura en particular la pila central derecha y el estribo derecha presentan socavación crítica que está afectando a la estabilidad del puente evidencia de esto es la fractura que presenta el puente en la parte inferior en la luz derecha (ver fotografía 33). Esta fractura se estableció que se está produciendo por el asentamiento que está sufriendo la pila central derecha debido a la socavación que presenta.

### **6.3.15 Medidas de Protección**

Después del análisis de la inspección y evaluación es necesaria la determinación de alguna medida de protección pues de acuerdo a los resultados obtenidos según el formato anterior el puente se encuentra en un estado crítico.

Se propone que para este puente la primera medida de mitigación consistirá en la reposición del material socavado, para ello recomendamos que en el estribo derecho el material reemplazante estará constituido por hormigón tipo ciclópeo H°S° en porcentaje de 60 – 40,( 60% hormigón y 40% piedra bola) que deberá ser implantado en toda la área socavada, con f'c recomendable estructuralmente de 240 kg/cm<sup>2</sup>, para la reposición del material será necesario la limpieza de toda la zona



afectada para así poder garantizar una mejor mitigación. Esto se lo realizara hasta el relleno total de toda la zona.

Luego de haber intervenido y finiquitado con la reposición de material en el estribo derecho del puente se ve la necesidad de colocar un enrocado alrededor del estribo el mismo que servirá para prevenir a futuro que este fenómeno vuelva a ocurrir contrarrestando así en gran parte la socavación crítica existente en este puente.

Con lo que respecta a la pila central derecha, siendo este el otro elemento preocupante se recomienda realizar un enrocado alrededor de este con el objeto de proteger a la pila para que no continúe en aumento la socavación en este elemento del puente. A continuación se presenta una alternativa de enrocado para las cimentaciones en el cual se presenta el cálculo de la misma con uno de los propuestos en el marco teórico. (Ver Anexo 2 diseño de enrocado recomendado).

#### - **Enrocado Pila**

Según los resultados se recomienda colocar rocas con un diámetro medio de 56 cm y un máximo 2.46 m. Este enrocado se lo colocara alrededor de la pila central derecha del puente, el mismo que se lo colocara en niveles desde la parte inferior hasta 50 cm sobre la parte afectada cubriendo así toda el área afectada por la socavación. Se recomienda enterrar el enrocado bajo del nivel del lecho del río en la parte afectada unos 60 cm.

En las primeras 2 o 3 niveles de enrocado se colocaran rocas con el mayor diámetro, se recomienda mínimo de un 50% más, es decir de 85 cm como diámetro medio ya que no se conoce que podría ocurrir con en el lecho. El resto podrá tener el diámetro medio calculado de 56 cm. Según los datos obtenidos en campo el enrocado quedara con una altura total mínima de 2.20 m.

Este enrocado se lo colocara mínimo de 3 capas que protejan a la pila para poder así garantizar la funcionalidad de esta medida. El material que se utilice en esta medida podrá ser adquirido en canteras cercanas que cumplan con las especificaciones requeridas del material. No recomendamos el uso del material de este río pues podrá alterar el comportamiento de este en contra del puente.

Estas recomendaciones pueden variar según los criterios de los técnicos que inspeccionen el puente y de las condiciones que se encuentren en el momento en que se quiera ser aplicado.



### - **Enrocado Estribo**

Los resultados dan como resultado un diámetro medio de 69 cm, valor que se recomienda para el enrocado en el estribo derecho.

Recomendamos colocar el enrocado 60 cm bajo el lecho del río el mismo que deberá tener mínimo un espesor de 2 m para evitar cualquier problema que el lecho podría causar. Sobre el lecho del río se recomienda mínimo un espesor de 1.10 m.

El enrocado se lo colocara alrededor de todo el estribo cubriendo toda la zona afectada, así garantizamos la protección total del estribo.

La protección del estribo con enrocado deberá ser colocado unos 50 cm mas de sobre el nivel del flujo calculado, quedando una altura total de enrocado de 2.46 m, es decir de 1.86 metros sobre el lecho del cauce.

Se deberá colocar mínimo en 3 capas de espesor que garantice la funcionalidad del enrocado.

Estas recomendaciones pueden variar según los criterios de los técnicos que inspeccionen el puente y de las condiciones que se encuentren en el momento en que se quiera ser aplicado.



## Bibliografía

**“ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD A EVENTOS DE CRECIDA Y DISEÑO DE OBRAS FÍSICAS PARA LA PROTECCIÓN DE MARGENES E INFRAESTRUCTURA DEL RÍO BURGAY”** Ing. Luis Timbe Castro PhD, Ing. Rolando Céleri PhD, Ing. Fredy Bacuilima, Ing. Fernando Larrea, Ing. Juan Gómez

Barr Engineering (1994). **"Barr Health and Safety Policy Manual"**. Minnesota. USA.

Chow V. T. (1982). **"Hidráulica de Canales Abiertos"**. Editorial Diana. México.

HEC-18 (2001). **Evaluating Scour at Bridges**. Richardson, E. V. y Davis S. R. Hydraulic

**Engineering Circular N° 18**. U. S. Department of Transportation. Federal Highway Administration. Fourth Edition. Virginia. USA.

Juárez Badillo E. and Rico Rodríguez A. (1992). **"Mecánica de Suelos"**. Tomo III. Limusa. Grupo Noriega Editores. México.

Laursen E. M. (1960). **"Scour at Bridge Crossings"**. Journal of Hydraulics Division. ASCE. Vol. 86. N° 2. February. pp 39-54.

Maza Alvarez J. A. (1989). **Notas del Curso sobre Hidráulica Fluvial**. Universidad del Cauca. Popayán, Colombia.

Melville, B. W. (1983). **"Live-bed Scour at Bridge Piers"**. Journal of Hydraulic Engineering. ASCE. Vol. 110. N° 9. September. pp 1234-1247.

SIPUCOL - Sistema de Puentes de Colombia. (1996). **"Diseño de Reparación y Refuerzo**. Apéndice F: Socavación y Protección contra la misma". Ministerio de Transporte, Instituto Nacional de Vías, Colombia y Ministerio de Transporte, Dirección de Carreteras, Dinamarca. Noviembre.



# ANEXOS



**ANEXO 1: Diseño de muro de gaviones propuesto.**

**MEMORIA DE CÁLCULO  
MURO DE GAVIONES ESTRIBOS PUENTE CHE GUEVARA  
Fecha: Octubre de 2013**

**INDICE**

- 1.- DATOS GENERALES**
- 2.- DESCRIPCIÓN DEL TERRENO**
- 3.- GEOMETRIA**
- 4.- CÁLCULO DE FUERZAS Y MOMENTOS DEL MURO**
- 5.- COMPROBACIONES DE RESISTENCIA Y ESTABILIDAD DEL MURO**

Los valores de que a continuación se muestran corresponden a los del estudio de vulnerabilidad del río Burgay que se obtuvo en el municipio de la ciudad de Azogues, el cual presenta el diseño de muros de gaviones que fueron parte de las mitigaciones que se establecieron en diferentes zonas a lo largo de las márgenes del río Burgay, una de las zonas intervenidas justamente con la construcción de un muro de gaviones fue la ladera izquierda aguas abajo del puente Che Guevara del diseño del mismo se obtuvieron los parámetros de diseño para poder realizar los cálculos del muro de gavión que se sugiere en este estudio de inspección y evaluación de la socavación en cimentaciones de puentes.

## 1.- DATOS GENERALES

Numero de muros: 5

Altura del muro: 3.0 m

Longitud del muro en planta: 3.8 m

Tipo de cimentación: Primer nivel del muro (1 m) se entierra en el lecho.

## 2.- DESCRIPCION DEL TERRENO

DATOS	
<b>SUELO:</b>	<b>RELLENO:</b>
1.5	
Cps= kg/cm <sup>2</sup>	$\beta = 0^\circ$
$\phi_s = 34^\circ$	$\phi_r = 34^\circ$
	1.90
$\mu = 0.45$	$\gamma_r = T/m^3$
<b>MURO:</b>	
1.76	
$\gamma_m = T/m^3$	

### ABREVIATURAS UTILIZADAS:

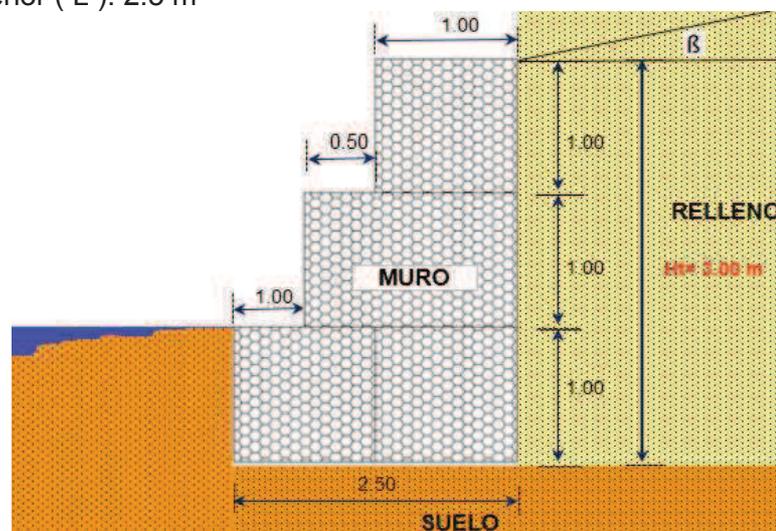
- Cps**= Capacidad portante del suelo de cimentación
- $\phi_s$**  = Angulo de fricción interna del suelo de cimentación
- $\mu$**  = Coeficiente de fricción en la interfase base de muro y suelo
- $\beta$**  = Angulo de inclinación del relleno
- $\phi_r$**  = Angulo de fricción interna del suelo de relleno
- $\gamma_r$**  = Peso específico del suelo de relleno
- $\gamma_m$**  = Peso específico del material del muro

## 3.- GEOMETRIA

Altura ( H ): 3 m

Ancho superior: 1 m

Ancho inferior ( L ): 2.5 m



#### 4.- CALCULO DE FUERZAS Y MOMENTOS DEL MURO

<b>1.- EMPUJE DEL SUELO ( E ):</b>	
Según RANKINE, la resultante del empuje activo del suelo es:	
$E = Ca.W. \frac{H^2}{2}$	
$C_a = \cos\beta \left( \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}} \right)$	 <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; display: inline-block;"><b>Ca= 0.28</b></div>
<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; display: inline-block;"><b>E = 2.42 T/m</b></div>	
El momento de volteo que produce el suelo es:	
$M_v = \frac{H}{3} E.Cos\beta$	 <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; display: inline-block;"><b>Mv= 2.42 T-m</b></div>

<b>2.- FUERZAS ESTABILIZANTES ( Fe ):</b>	
Es el peso del muro	
$F_e = \sum W_i$	 <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; display: inline-block;"><b>Fe= 8.80 T/m</b></div>
El momento estabilizante resulta(Me):	
$M_e = \sum W_i.X_i$	 <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; display: inline-block;"><b>Me= 8.36 T-m</b></div>

#### 5.- COMPROBACIONES DE RESISTENCIA Y ESTABILIDAD DEL MURO

<b>3.- FACTOR DE VOLTEO ( FV ):</b>	
$F_v = \frac{M_e}{M_v}$	<b>Fv= 3.46 &gt; 1.75 OK</b>

#### 4.- FACTOR DE DESLIZAMIENTO ( FD ):

El deslizamiento se puede producirse en la interfase base del muro y el suelo

Coefic. de fricción  $\mu = 0.45$

$$F_D = \frac{\mu \cdot F_e}{E \cdot \cos \beta}$$

FD= 1.64 > 1.5 **OK**

#### 5.- REACCION DEL SUELO ( q ):

Punto de aplicación de la resultante

$$X = \frac{(M_E - M_V)}{F_e}$$

X= 1.22 m

Excentricidad del punto de aplicación ( e )

$$e = \frac{L}{2} - X$$

e= 0.03 m

$$e_{\max} = \frac{L}{3} - \frac{F_e}{7.5Cps}$$

emax = 0.76 m

Se puede presentar dos casos:

a) .- si  $e = < L/6$

$$q_{\max} = F_e \cdot \left( 1 + \frac{6e}{L} \right) \cdot \frac{1}{L}$$

b) .- si  $L/6 < e < e_{\max}$

$$q_{\max} = \frac{4F_e}{(3L - 6e)}$$

Hallando L/6 se tiene: L/6= 0.42 m

Como  $e < L/6$ , se tiene el caso (a), luego:

$$q_{\max} \leq Cps$$

$q_{\max} = 0.37 \text{ kg/cm}^2 < 1.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK}$

**ANEXO 2: Diseño de enrocado de pila central derecha y estribo derecho propuesto.**

**MEMORIA DE CÁLCULO  
ENROCADO PILA Y ESTRIBO DERECHO PUENTE FERROCARRIL  
CHARASOL**

Fecha: Octubre de 2013

Los valores usados para el cálculo, son en su mayoría determinados en el **Estudio de Vulnerabilidad del Rio Burgay** facilitado por el municipio de la ciudad de Azogues parámetros que fueron asumidos según lo expuesto en este estudio necesario para la mitigación que se sugiere en este estudio de inspección y evaluación de la socavación en cimentaciones de puentes.

Se propone dos protecciones tipo enrocado, uno en la pila central derecha y otro en el estribo derecho los mismos que se encuentran con problemas de socavación.

**1.- DATOS GENERALES**

El puente se encuentra ubicado en la ciudad de Azogues, Provincia del Cañar en el sector de charasol, se cruza con la Av. 16 de Abril. (Ver figura 1). Este puente cuenta con una luz aproximada de 38.50 metros formada por dos pilas centrales y dos estribos en sus extremos. En este puente presenta problemas de socavación en su zona derecha para la cual se propone un enrocado para su protección local.



**Figura 1.** Ubicación del puente, Google Earth.

Los parámetros a utilizar de presentan en la tabla 1, los mismos que son determinados en base a los datos del estudio de vulnerabilidad antes mencionados.

DATOS DE ENTRADA.			
DESCRIPCION		UNIDAD	VALOR
Velocidad del flujo	V	m/s	3.65
Forma de la pila			Rectangular
Densidad Relativa de la Roca	Gs		2.65
Profundidad del flujo	h	m	1.08
Peso específico del material de protección	$\gamma_s$	Kg/m <sup>3</sup>	2650

**Tabla 1.** Parámetros necesarios para el calculo

## 2.- CALCULO.

Para determinar el tamaño de la roca se proponen dos métodos de cálculo para la pila central derecha y uno para para el estribo derecho con el cual se determinara el diámetro de la roca necesaria para la protección. Estos métodos se detallan a continuación.

- Pila Central Derecha.

### METODO MAZA ALVAREZ.

$$D_m = \frac{135V}{\gamma_s^{1.03} (h^{1/(2+h)} - 0.15V)}$$

Donde:

$D_m$  = diámetro medio de la roca [m]

$V$  = velocidad media del flujo ( $V < 4.5$  m/s) [m/s]

$h$  = profundidad del flujo [m]

$\gamma_s$  = peso específico del material de protección [Kgr/m<sup>3</sup>]

La tabla 2 muestra el diámetro medio a considerar en el enrocado.

DESCRIPCION		UNIDAD	VALOR (cm)
DIAMETRO DEL ENROCADO			
Diámetro medio de la roca	$D_m$	m	0.31

**Tabla 2.** Resultados tamaño medio Roca, Maza Alvarez

### METODO HEC - 18

$$D_{50} = \frac{0.692(KV)^2}{2g(G_s - 1)}$$

Donde:

D50 = diámetro medio de la roca [m]

K = coeficiente de forma de la pila

K = 1.5 para pila con nariz redonda

K = 1.7 para pila con nariz rectangular

V = velocidad del flujo [m/s]

g = aceleración de la gravedad [m/s<sup>2</sup>]

G<sub>s</sub> = densidad relativa de la roca, usualmente 2.65

La tabla 3 muestra el resultado del tamaño medio según este método.

DESCRIPCION	UNIDAD	VALOR (cm)
DIAMETRO DEL ENROCADO		
Diámetro medio de la roca	Dm m	0.82

**Tabla 3.** Resultados tamaño medio Roca, Hec – 18

- Estribo Derecho.

### METODO HEC 18.

Se considera dos casos, uno si Froude > que 0.8 y otro en caso de Froude < 0.8

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gh}}$$

Si  $Fr \leq 0.8$ :

$$D_{50} = \frac{Kh}{G_s - 1} \left( \frac{V^2}{gh} \right)$$

Si  $Fr \geq 0.8$

$$D_{50} = \frac{Kh}{G_s - 1} \left( \frac{V^2}{gh} \right)^{0.14}$$

El valor del número de Froude determinado es:

$$Fr = 1.12 \geq 0.8$$

Por lo tanto el valor del diámetro medio se presenta en la tabla 4.

DESCRIPCION	UNIDAD	VALOR
DIAMETRO DEL ENROCADO		
Diámetro medio de la roca	Dmax	m
		0.69

**Tabla 4.** Resultados tamaño medio Roca, Hec – 18.

### 3.- ANÁLISIS DE RESULTADOS.

La tabla 5. Mostrada a continuación presenta un resumen de los datos obtenidos.

- Pila Central Derecha.

METODO	DIAMETRO MEDIO	DIAMETRO ASUMIDOS	
		MEDIO	MAXIMO
Maza Alvarez.	0.31		
HEC - 18	0.82	<b>0.56</b>	<b>2.46</b>

**Tabla 5.** Resultados tamaño medio Roca, resumen.

En esta tabla se muestra también el valor asumido para el enrocado de la pila, para ello se consideró un valor promedio de entre los métodos, teniendo un valor medio de 56 cm necesario para el enrocado recomendado y como máximo de 2.46, el cual es tres veces el diámetro medio del método Hec – 18. Estos valores son asumidos según el criterio de quien los determina, en este caso nos alejamos de los casos más desfavorables al dar un diámetro mayor que el mínimo que es de 31 cm.

- Estribo Derecho

El valor en este caso fue como diámetro medio 69 cm, el cual lo consideramos como óptimo para este enrocado. Tabla 6.

METODO	DIAMETRO MEDIO	DIAMETRO ASUMIDOS
		MEDIO
HEC - 18	0.69	<b>0.69</b>

**Tabla 6.** Resultados tamaño medio Roca, resumen.

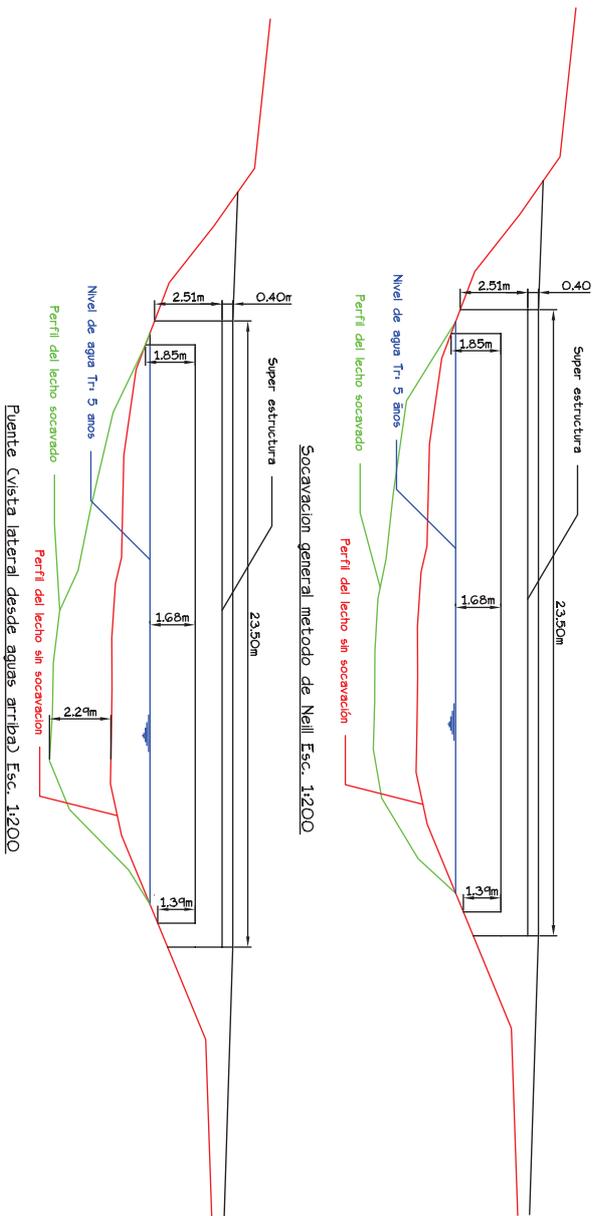


Los detalles recomendados de colocación de los enrocados se presentan en los planos anexados (Anexo 4, Planos de diseño recomendado de enrocado), en los cuales se especifican espesores y altura de colocación de los enrocados.

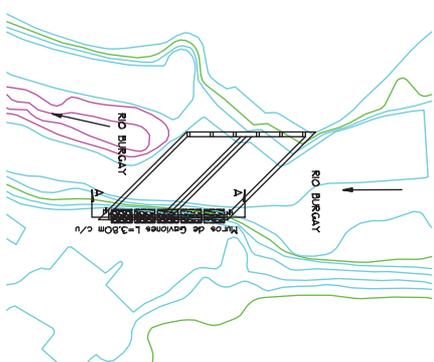


**ANEXO 3: Planos de diseño de los muros de gaviones  
recomendados**

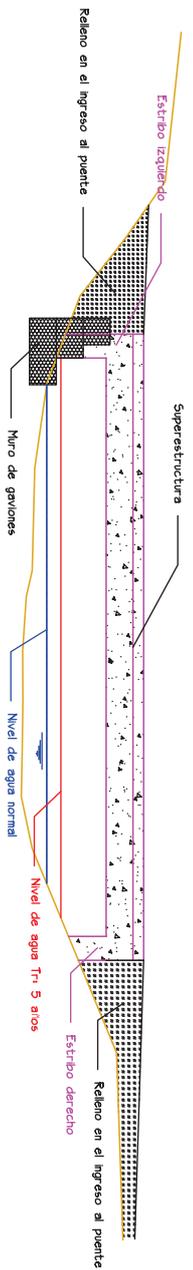
Socavacion general metodo de Lichstav-Levediev Esc. 1:200



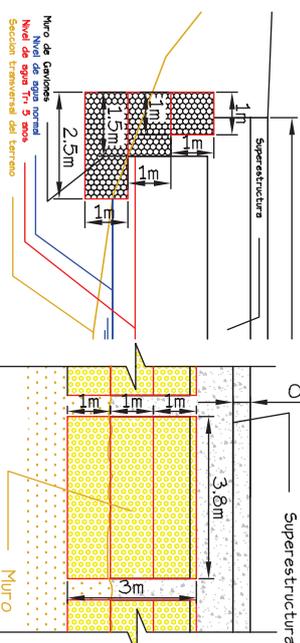
Ubicacion del puente Esc. 1:1000



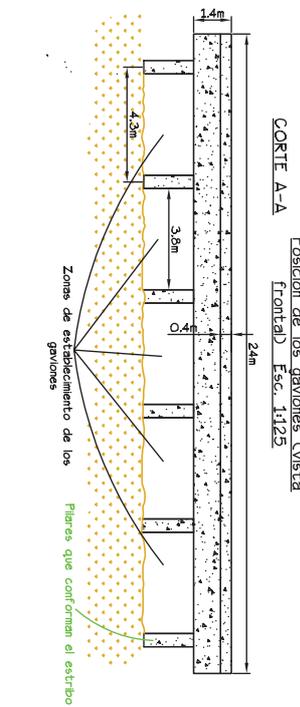
Croquis de ubicacion del puente:



Geometría de lo muros (lateral). Esc. 1:125



Posicion de los gaviones (Vista frontal) Esc. 1:125



UNIVERSIDAD DE CUENCA  
desde 1867

**TESIS:**

INSPECCION Y EVALUACION DE LA SOCAVACION EN CIMENTACIONES DE PUENTES Y MEDIDAS DE MITIGACION DE ESTE FENOMENO

**CONTENIDO:**

Socavacion general del lecho

Ubicacion de puente y muros de gaviones

Geometria muro de gaviones

Croquis de ubicacion del puente

PLANO: 1/2

ESCALA: Las Indicas

ARCHIVO NOMBRE:  
Puente Chis Guevara

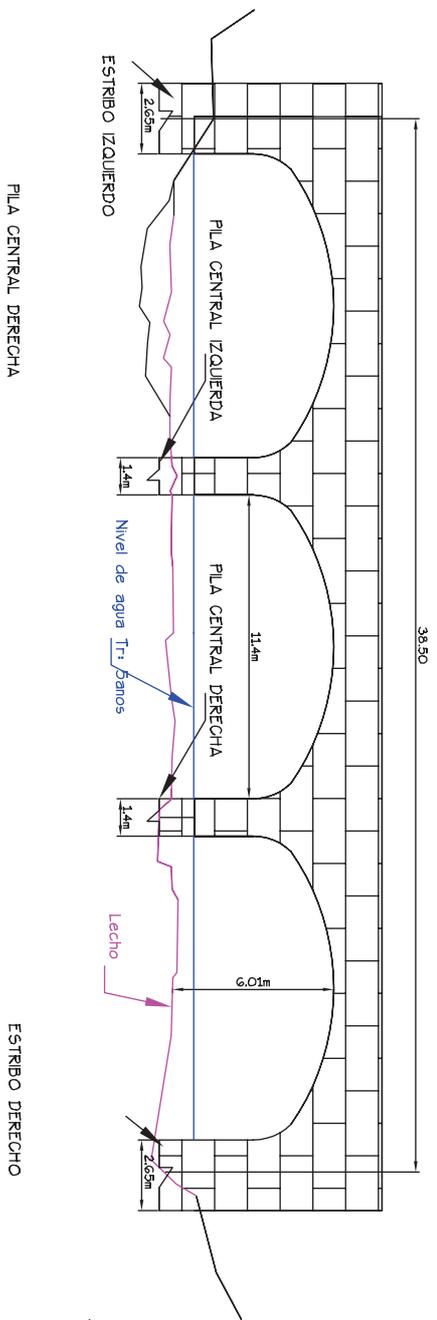
DIRECTOR DE TESIS:  
Ing. Fabian Cordero

DIBUJO:

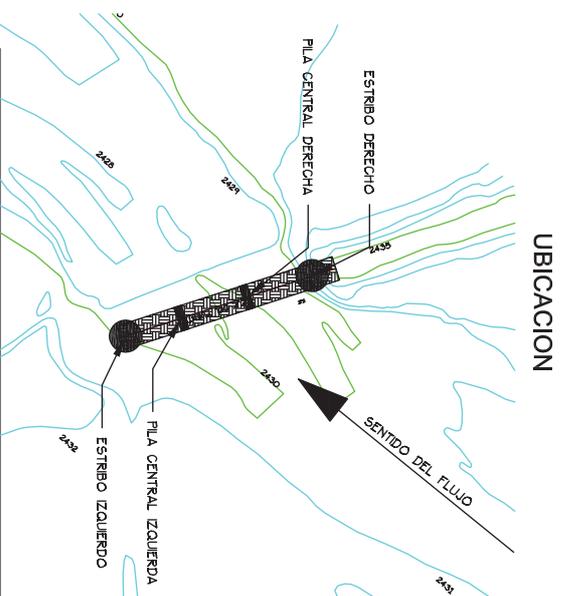
FECHA: Octubre de 2013



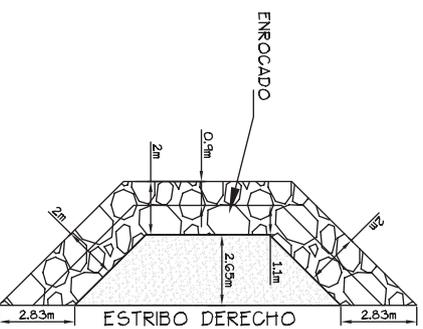
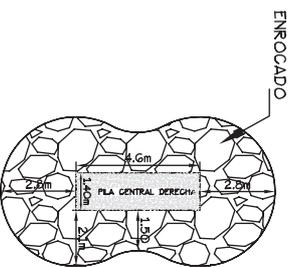
**ANEXO 4: Planos de diseño de los enrocados en la cimentación del  
puente Charasol recomendados**



4



Croquis de ubicación del puente:



UNIVERSIDAD DE CUENCA  
desde 1867

**TESIS:**

INSPECCIÓN Y EVALUACIÓN DE LA SOCACCIÓN EN CIMENTACIONES DE PUENTES Y MEDIDAS DE MITIGACIÓN DE ESTE FENÓMENO

**CONTENIDO:**

Geometría del puente sector Charasol  
Ubicación de puente y enrocados  
Croquis de ubicación del puente

PLANO: 2/2

ESCALA: 1:200

ARCHIVO NOMBRE:  
Puente Charasol

DIRECTOR DE TESIS:  
Ing. Fabián Condoreo

DIBUJO:

FECHA: Octubre de 2013